

**ANÁLISIS DE SISTEMAS DE CIMENTACIÓN DE ACUERDO A LA NSR-10
UTILIZANDO ELEMENTOS FINITOS EN 3D, CASO APLICADO AL EDIFICIO
'MAJESTIC' (42 NIVELES)**

LUIS ANDRÉS DÍAZ AMAYA

**UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER
FACULTAD DE INGENIERÍAS FISICO-MECÁNICAS
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL**

2010

**ANÁLISIS DE SISTEMAS DE CIMENTACIÓN DE ACUERDO A LA NSR-10
UTILIZANDO ELEMENTOS FINITOS EN 3D, CASO APLICADO AL EDIFICIO
'MAJESTIC' (42 NIVELES)**

LUIS ANDRÉS DÍAZ AMAYA

Trabajo de grado modalidad Investigación

Para optar al título de:

Ingeniero Civil

Director:

WILFREDO DEL TORO RODRÍGUEZ

Ingeniero Civil. M.Sc.

**UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER
FACULTAD DE INGENIERÍAS FÍSICO-MECÁNICAS
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL**

2010

A DIOS porque con Él todo lo puedo.

Dedicado a las dos personas más importantes de mi vida, las cuales con mucho esfuerzo, dedicación, paciencia, desvelo y oración me han acompañado en este duro caminar y por ellos es que estoy donde estoy, mis papás: Luis Antonio y Nohora Ligia.

A mis tías y mi tío, por todo su apoyo, comprensión y preocupación.

A mis hermanitos Javier, María Alejandra y Juan Pablo que son la luz de mis ojos.

AGRADECIMIENTOS

A DIOS, gracias a Él que es mi refugio y fortaleza y con su infinita ayuda me ha iluminado durante este recorrido sorteando las dificultades y problemas.

A mis padres por todo, absolutamente todo, miles de gracias.

A mis tías, por su infinita ayuda, por su compañía, por tanta paciencia, y su desinteresado, constante y múltiple apoyo desde la distancia.

A mi tío por convertirse en mi amigo.

A mi primo Rafael por estar siempre cuando lo necesité.

Al ingeniero Jaime Suárez Díaz y al ingeniero Wilfredo Del Toro, guías en este proceso.

A mis primeros compañeros de trabajo: mis amigos de Geotecnología por su paciencia, comprensión y colaboración ofrecida para el desarrollo de este trabajo y la paciencia del día a día.

A mis amigos: María Fernanda, Emma Juliana, Carlos Marcelo, Christian Raúl, Oscar Mauricio, Gonzalo Felipe Humberto, Eduardo José, Ariel Andrés, Jorge Andrés, Carlos Mario, Leandro, Francisco Javier, Ariel Augusto, Christian Camilo, Jefferson Andrés, Wilson Ariel y John Alexander; seres humanos formidables que han compartido conmigo momentos imborrables e inolvidables llenos de alegrías y satisfacciones, gracias por estar siempre a mi lado, ustedes son un tesoro que no tiene precio.

A Johana Aponte, una persona maravillosa y una mujer espectacular que desde que apareció en mi vida la ha llenado de mucha felicidad.

CONTENIDO

	Pág.
CONTENIDO	7
LISTA DE FIGURAS	12
LISTA DE TABLAS	15
LISTA DE ANEXOS	18
INTRODUCCIÓN	21
OBJETIVOS.....	22
OBJETIVO GENERAL.....	22
OBJETIVOS ESPECÍFICOS	22
1. CAPACIDAD PORTANTE DE PILOTES.....	23
1.1 GENERALIDADES	23
1.2 PILOTES DE CONCRETO	24
1.2.1 Pilotes prefabricados.....	24
1.2.2 Pilotes excavados y hormigonados “ <i>in situ</i> ”	24
1.3 MÉTODOS PARA ESTIMAR LA CAPACIDAD PORTANTE DE UN PILOTE	25
1.3.1 Capacidad de carga de la punta, Q_p	26
1.3.2 Resistencia por fricción, Q_s	26
1.3.3 Método de Meyerhof; estimación de Q_p	27
1.3.4 Método de Vesic; estimación de Q_p	30
1.3.5 Método de Janbu; estimación de Q_p	31

1.3.6 Resistencia por fricción en arena (Q_s).....	33
2. ASENTAMIENTO DE PILOTES EN SUELOS ELÁSTICOS.....	37
2.1 ASENTAMIENTOS EN SUELOS FRICCIONANTES	37
2.1.1 Asentamientos elásticos.....	38
2.2 MÓDULO DE ELASTICIDAD	42
3. EL MÉTODO DE LOS ELEMENTOS FINITOS	50
3.1 FUNDAMENTOS DE LA TEORÍA DE ELEMENTOS FINITOS	50
3.1.1 Aplicaciones generales del método.....	51
3.1.2 Aplicaciones en ingeniería del método de elementos finitos	51
3.1.3 Descripción general del método de elementos finitos	54
3.2 SOFTWARE: PLAXIS 3D FOUNDATION.....	57
3.2.1 Generalidades del programa.....	57
4. CASO ESPECIAL – EDIFICIO MAJESTIC.....	65
4.1 GENERALIDADES DEL PROYECTO	65
4.1.1 Localización del lote	65
4.1.2 Construcciones y áreas vecinas.....	66
4.1.3 Características físicas generales del lote	67
4.1.4 Características ambientales	69
4.1.5 Aguas subterráneas	71
4.2 CARACTERÍSTICAS DEL PROYECTO	72
4.2.1 Descripción general.....	72
4.3 CARACTERÍSTICAS GEOLÓGICAS Y GEOTÉCNICAS GENERALES	77
4.3.1 Descripción geológica regional.....	77
4.3.2 Geología Local	78

4.3.3 Litoestratigrafía.....	78
4.3.4 Rocas metamórficas.....	78
4.3.5 Rocas ígneas	79
4.3.6 Rocas metamórficas.....	80
4.3.7 Geología estructural	83
4.3.8 Diaclasas.....	85
4.3.9 Características de las unidades geológicas en el lote estudiado	86
4.3.10 Suelos con características especiales.....	90
4.4 AMENAZA Y MOVIMIENTOS SÍSMICOS PARA DISEÑO.....	92
4.4.1 Aceleraciones para diseño	92
4.4.2 Marco tectónico general	93
4.4.3 Requerimientos Amenaza sísmica NSR-10	95
4.4.4 Criterios del espectro de diseño (A.2.6 NSR-10).....	98
4.4.5 Evaluación geotécnica de efectos sísmicos	100
4.5 INVESTIGACIONES GEOTÉCNICAS REALIZADAS.....	103
4.5.1 Criterios y técnicas utilizadas	103
4.5.2 Sondeos y ensayos de campo	104
4.5.3 Descripción.....	108
4.5.4 Ensayos de campo	109
4.5.5 Correlaciones para interpretación de los ensayos SPT.....	114
4.6 MEMORIAS DE CÁLCULO DE LOS PARÁMETROS PARA EL DISEÑO DE CIMENTACIONES Y MUROS	115
4.6.1 Criterios generales	115
4.6.2 N para diseño	116

4.6.3 Cálculo del módulo de elasticidad de los suelos	126
4.6.4 Angulo de fricción interna	130
4.6.5 Coeficientes de presión de tierra K_a y K_p	134
4.6.6 Módulo de reacción o coeficiente de Balastro (K_s)	135
4.7 CAPACIDAD DE SOPORTE	139
4.7.1 Cimientos analizados	139
4.7.2 Capacidad de soporte (estado límite de falla)	139
4.8 CALCULO DE ASENTAMIENTOS	142
4.8.1 Asentamientos máximos permisibles	143
4.8.2 Modelo general.....	143
4.8.3 Resultados	145
4.8.4 Asentamientos diferenciales.....	147
4.9 ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE EXCAVACIONES Y TALUDES	156
4.9.1 Modelo y software utilizado	156
4.9.2 Métodos de análisis.....	156
4.9.3 Características y propiedades	157
4.9.4 Factores de seguridad mínimos	158
4.10 DISEÑO DE EXCAVACIONES Y SISTEMAS DE CONSTRUCCIÓN	160
4.10.1 Sistema de contención recomendado para excavaciones.....	160
4.10.2 Características de la estructura de contención de los taludes de excavación junto a la Carrera 41 y al edificio El Torreón	160
4.10.3 Vigas perimetrales.....	161
4.11 RECOMENDACIONES PARA EL DISEÑO DEL PROYECTO	162
4.11.1 Estabilidad general del lote estudiado.....	162

4.11.2 Tipo de cimentación	162
4.11.3 Definición de las profundidades de apoyo de los caissons	165
4.11.4 Parámetros para el diseño de estructuras de contención.....	166
4.11.5 Perfil de suelo sismo-resistente.....	166
4.11.6 Recomendaciones para manejo del nivel freático	166
4.12 RECOMENDACIONES GEOTÉCNICAS PARA LA CONSTRUCCIÓN DEL PROYECTO	167
4.12.1 Procedimiento de excavación.....	167
4.12.2 Procedimiento para la construcción de las pantallas.....	167
4.12.3 Procedimiento y características de los anclajes y drenes de penetración	168
4.12.4 Procedimiento para el proceso de excavación de los caissons.....	171
4.12.5 Cimentación de la pluma para la construcción de los cimientos	176
4.12.6 Manejo de las aguas de escorrentía.....	177
4.12.7 Piso de trabajo al nivel de sub-cimentación	177
4.13 RECOMENDACIONES GEOTÉCNICAS PARA LA PROTECCIÓN DE EDIFICACIONES Y PREDIOS VECINOS	178
4.13.1 Obras de contención de excavaciones.....	178
4.13.2 Análisis de las deformaciones de la estructura de contención de los taludes de las excavaciones junto al edificio El Torreón	178
5. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	181
6. BIBLIOGRAFÍA	183

LISTA DE FIGURAS

	Pág.
Figura 1-1 Transmisión de cargas al terreno	27
Figura 1-2 Variación de la resistencia unitaria de punta en una arena homogénea	28
Figura 1-3 Variación de $(Lb/D)_{cr}$ con el ángulo de fricción del suelo según Meyerhof	29
Figura 1-4 Variación de los valores máximos de N_c^* y N_q^* con el ángulo de fricción del suelo según Meyerhof	30
Figura 1-5 Factores de capacidad de carga de Janbu.....	32
Figura 1-6 Compactación de arena cercana a pilotes hincados Meyerhof	33
Figura 1-7 Resistencia por fricción unitaria para pilotes en arena	34
Figura 2-1 Curva empírica para calcular asentamientos de grupos de pilotes en arenas	39
Figura 2-2 Métodos para calcular el módulo de elasticidad a partir de la curva esfuerzo-deformación	45
Figura 3-1 Malla empleada para el cálculo de asentamientos de un pilote con elementos de tamaño diferente.....	50
Figura 3-2 Menú principal del programa de ingreso de datos.....	58
Figura 3-3 Barras de menú principales del programa de ingreso de datos.....	59
Figura 3-4 Algunos cuadros de diálogo (Propiedades de los materiales y cargas) en PLAXIS 3D Foundation.....	60
Figura 3-5 Malla de EF y procesos de cálculo para las diferentes fases del modelo.	61
Figura 3-6 Resultados obtenidos del análisis por EF (Deformaciones y esfuerzos) en PLAXIS 3D Foundation.....	63
Figura 4-1 Localización del proyecto.	65

Figura 4-2 Vista general del lote estudiado desde la Carrera 41, al fondo, edificación vecina “Montearroyo”	66
Figura 4-3 longitudinal edificio “El Torreón” edificación vecina al proyecto en el costado sur del lote.....	67
Figura 4-4 Plano topográfico del proyecto	68
Figura 4-5 Ladera al costado norte del proyecto, luego el edificio “Montearroyo”..	69
Figura 4-6 Vegetación arbustiva en el costado nororiental del proyecto, hacia la parte inferior de la ladera.	70
Figura 4-7 Vista en planta del proyecto	73
Figura 4-8 Corte transversal del edificio Majestic	74
Figura 4-9 Corte longitudinal del edificio Majestic con las estructuras de cimentación (placa flotante y caissons)	75
Figura 4-10 Plano de cargas del proyecto	76
Figura 4-11 Plano geológico.	89
Figura 4-12 Perfiles geológicos detallados del proyecto.....	90
Figura 4-13 Espectros de respuesta para sismos de la falla de Bucaramanga.	93
Figura 4-14 Mapa tectónico de Bucaramanga y alrededores.	94
Figura 4-15 Plano de amenaza sísmica.....	95
Figura 4-16 Plano de Aa.	96
Figura 4-17 Plano de Av.	97
Figura 4-18 Espectro elástico de diseño.....	99
Figura 4-19 Espectro elástico en función del periodo.	100
Figura 4-20 Relación entre el CSR y el (N1)60.....	102
Figura 4-21 Plano de localización de sondeos.	107
Figura 4-22 Sondeo Sept. 2003. En este sondeo hasta los 15.0 metros aparecieron suelos aluviales del miembro Limos rojos.....	108
Figura 4-23 Sondeo en el costado nororiental del lote en mayo de 2010, a profundidad de 35.0 metros.	109
Figura 4-24 Teoría de Coulomb.....	134
Figura 4-25 Distribución de los módulos para las modelaciones con E.F.....	147

Figura 4-26 Puntos de referencia Módulo 1 y gráfica de Asentamientos vs % Carga	148
Figura 4-27 Puntos de referencia Módulo 2 y gráfica de Asentamientos vs % Carga	148
Figura 4-28 Puntos de referencia Módulo 3 y gráfica de Asentamientos vs % Carga	150
Figura 4-29 Puntos de referencia Módulo 4 y gráfica de Asentamientos vs % Carga	151
Figura 4-30 Puntos de referencia Módulo 5 y gráfica de Asentamientos vs % Carga	152
Figura 4-31 Puntos de referencia Módulo 6 y gráfica de Asentamientos vs % Carga	153
Figura 4-32 Puntos de referencia Módulo 7 y gráfica de Asentamientos vs % Carga	154
Figura 4-33 Modelo tridimensional de EF de una pila de 20.0m de longitud y 2.2m de diámetro	155
Figura 4-34 Diagrama de deformaciones vs. % de Carga	155
Figura 4-35 Curva de asentamientos vs. % de Carga	156
Figura 4-36 Sección típica de la estructura de contención para la Cra 41	162
Figura 4-37 Cimentación recomendada teniendo en cuenta la distribución y magnitud de las cargas	163
Figura 4-38 Localización de los subdrenes de penetración	167
Figura 4-39 Procedimiento para el proceso de excavación de los caissons	172
Figura 4-40 Posible localización de la torre grúa para la construcción de los cimientos	176
Figura 4-41 Esquema para el manejo de las aguas de escorrentía	177
Figura 4-42 Malla deformada del modelo de la pantalla de El Torreón	178
Figura 4-43 Diagrama de esfuerzos efectivos	179
Figura 4-44 Diagrama de deformaciones horizontales	179
Figura 4-45 Perfil de desplazamientos horizontales	180

LISTA DE TABLAS

	Pag.
Tabla 1-1 Valores promedio de K	35
Tabla 2-1 Valor o rango de valores para la relación de Poisson.....	43
Tabla 2-2 Valores comunes para la relación de Poisson	43
Tabla 2-3 Ecuaciones para el módulo de elasticidad Es.....	46
Tabla 2-4 Rango de valores para el módulo de elasticidad Es para suelos seleccionados	47
Tabla 2-5 Correlación empírica para con el ensayo de penetración estándar	48
Tabla 3-1 Aplicaciones en ingeniería del método de elementos finitos.....	52
Tabla 4-1 Nivel freático encontrado en los sondeos	71
Tabla 4-2 Niveles freáticos a Junio 9 de 2010	72
Tabla 4-3 Cargas de los elementos estructurales.....	76
Tabla 4-4 Amenaza sísmica del Área Metropolitana de Bucaramanga considerando fuentes sismogénicas individuales	92
Tabla 4-5 Número mínimo de sondeos por cada unidad de construcción (Tabla H.3.2-1).....	105
Tabla 4-6 Sondeos realizados en Abril de 2010	105
Tabla 4-7 Sondeos realizados en Septiembre de 2003	106
Tabla 4-8 Sondeos realizados en Agosto de 1987	106
Tabla 4-9 Sondeos realizados en Enero de 1987.....	106
Tabla 4-10 Resumen de resultados de penetración estándar SPT sondeos realizados en Abril de 2010	110
Tabla 4-11 Resumen de resultados de penetración estándar SPT sondeos realizados en Septiembre de 2003	112

Tabla 4-12 Resumen de resultados de penetración estándar SPT sondeos realizados en Agosto de 1987.....	113
Tabla 4-13 Resumen de resultados de penetración estándar SPT sondeos realizados en Enero de 1987	113
Tabla 4-14 Tabla indicativa para la interpretación de resultados de los ensayos en suelos granulares.....	114
Tabla 4-15 Tabla indicativa para la interpretación de resultados de los ensayos en suelos arcillosos.....	114
Tabla 4-16 Resumen de los ensayos realizados	114
Tabla 4-17 Perfil típico sondeo 1	116
Tabla 4-18 Perfil típico sondeo 2	118
Tabla 4-19 Perfil típico sondeo 3	119
Tabla 4-20 Perfil típico sondeo 4	121
Tabla 4-21 Perfil típico sondeo 5	122
Tabla 4-22 Perfil típico sondeo 6	124
Tabla 4-23 Parámetros recomendados para el diseño de estructuras de contención	134
Tabla 4-24 Valores de K_a con $\alpha = 90^\circ$ y $\beta = 0^\circ$	135
Tabla 4-25 Valores de K_p con $\alpha = 90^\circ$ y $\beta = 0^\circ$	135
Tabla 4-26 Valores mínimos recomendados por la NSR-10 para cimentaciones profundas.....	139
Tabla 4-27 Valores N promedios para pilas de 20 metros	140
Tabla 4-28 Propiedades geométricas de las pilas de 15.0m y 20.0m.....	140
Tabla 4-29 Capacidad en Ton/m ² con factor de seguridad de 3.0	140
Tabla 4-30 Capacidad de pilotes por punta y fricción	140
Tabla 4-31 Valores N promedios para pilas de 15 metros	141
Tabla 4-32 Capacidad en Ton/m ² con factor de seguridad de 3.0	141
Tabla 4-33 Capacidad de pilotes por punta y fricción	142
Tabla 4-34 Capacidades de soporte de las diferentes pilas para 2.5cm de asentamiento	145

Tabla 4-36 Asentamiento de los puntos en cada uno de los módulos	148
Tabla 4-37 Parámetros de diseño para la modelación de las excavaciones y taludes	158
Tabla 4-38 Factores de Seguridad Básicos Mínimos Directos (Tabla H.2.4-1) ...	158
Tabla 4-39 Resumen de los factores de seguridad obtenidos	159
Tabla 4-40 Capacidad de soporte y profundidades de los caissons	164
Tabla 4-41 Parámetros utilizados para el diseño de estructuras de contención ..	166

LISTA DE ANEXOS

	Pag.
ANEXO A: ESQUEMAS DEL MANEJO DE LAS EXCAVACIONES	185
ANEXO B: ESTABILIDADES DE LAS ESTRUCTURAS DE CONTENCIÓN DE EXCAVACIONES Y LADERAS.....	195
ANEXO C: ANÁLISIS DE ASENTAMIENTOS DE LAS PILAS UTILIZANDO ELEMENTOS FINITOS.....	200

RESUMEN

TITULO: ANÁLISIS DE SISTEMAS DE CIMENTACIÓN DE ACUERDO A LA NSR-10 UTILIZANDO ELEMENTOS FINITOS EN 3D, CASO APLICADO AL EDIFICIO 'MAJESTIC' (42 NIVELES).*

AUTOR:

LUIS ANDRÉS DÍAZ AMAYA**

PALABRAS CLAVES: Cimentación, pila, asentamiento, capacidad portante, elementos finitos, Norma NSR.

DESCRIPCIÓN:

En la construcción de estructuras, el análisis de la cimentación juega un papel fundamental en el éxito del proyecto. La cimentación tiene como funciones principales transmitir las cargas de manera adecuada y controlar las deformaciones causadas en el suelo de fundación, garantizando la seguridad, la estabilidad y la integridad de la estructura ante cualquier fuerza de la naturaleza.

La capacidad portante de pilas y las deformaciones del suelo de fundación se han determinado mediante el uso de diversas teorías en las que se tienen en cuenta factores como el módulo de elasticidad de los materiales, las cargas que afectan las pilas y las condiciones del subsuelo halladas mediante la exploración geológica, asimismo, mediante modelaciones utilizando método de elementos finitos en 3D se obtuvo la capacidad de soporte de las pilas con base en los asentamientos máximos permitidos por el nuevo código sismo resistente NSR-10 que implementa exigencias mayores cumplidas en los análisis realizados.

En el presente trabajo se analizaron las características de un edificio en particular, de la estructura del edificio como tal, así como del lote en el que se va a construir, los requerimientos que deben cumplirse para obtener los parámetros empleados en el diseño, las obras necesarias para garantizar la estabilidad de las excavaciones y el dimensionamiento y distribución de la estructura de cimentación.

* Trabajo de grado.

** Facultad de Ingenierías Físico-mecánicas, Escuela de Ingeniería Civil.
Director del proyecto Ing. Wilfredo Del Toro Rodríguez.

ABSTRACT

TITLE: FOUNDATION SYSTEMS ANALYSIS ACCORDING TO THE NSR-10 USING 3D FINITE ELEMENTS, APPLIED CASE TO THE BUILDING 'MAJESTIC' (42 LEVELS).*

AUTHOR:

LUIS ANDRÉS DÍAZ AMAYA**

KEYWORDS: Foundation, pile, settlement, bearing capacity, finite element, Standar NSR.

DESCRIPTION:

In the construction of structures, foundation analysis plays a fundamental role in the success of the project. The foundation has as its main functions to transmit the loads properly and control the deformations caused in the soil foundation, ensuring the security, stability and integrity of the structure against any force of nature.

The bearing capacity of piles and soil foundation deformations were determined by using various theories that take into account factors such as the modulus of elasticity of materials, the loads affecting the piles and subsoil conditions encountered through geological exploration also by modeling using the finite element method in 3D is obtained the bearing capacity of piles based on the maximum allowable settlements for the new earthquake-resistant code NSR-10 that implements higher demands on the analysis performed fulfilled.

In the present study was analyzed the characteristics of a particular building, the building structure itself and the lot on which to build, the requirements necessary to obtain the parameters used in the design, the works required to ensure the stability of the excavation and the size and distribution of foundation structure.

* Trabajo de grado.

** Facultad de Ingenierías Físico-mecánicas, Escuela de Ingeniería Civil. Director del proyecto Ing. Wilfredo Del Toro Rodríguez.

INTRODUCCIÓN

La cimentación de un edificio comprende un análisis detallado de los múltiples factores geológicos y geotécnicos y de las propiedades del subsuelo sobre el cual va a estar apoyada la superestructura, de este trabajo depende la estabilidad de la edificación ante cualquier eventualidad o fuerza de la naturaleza.

Este proyecto civil procura marcar un precedente de las grandes construcciones en la ciudad, convirtiéndose en un desafío para la ingeniería en auge de la región, proponiendo ideas innovadoras que lo hacen diferente de las construcciones tradicionales.

Este trabajo consta de dos partes, en la primera se citan las bases teóricas de los aspectos relevantes de las cimentaciones, tales como: capacidad portante, asentamientos y el método de elementos finitos así como su implementación en paquetes de software que permitan un eficiente modelamiento de las variables implicadas.

En la segunda parte se hace el estudio detallado de las características geológicas y geotécnicas de la zona de influencia del proyecto, junto con los parámetros sísmicos implementados en la NSR-10 y se determinan los valores característicos del sitio que afectan y permiten el diseño de la cimentación.

Finalmente se dan las recomendaciones pertinentes para la construcción y distribución de la cimentación, así como del manejo de las excavaciones y taludes de acuerdo a los resultados obtenidos en el presente trabajo.

OBJETIVOS

OBJETIVO GENERAL

- Dimensionar y distribuir el sistema de cimentación del edificio Majestic empleando el Software Plaxis 3D aplicando los nuevos lineamientos de la norma sismorresistente NSR-10.

OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Recopilación de información de la exploración geológica y geotécnica.
- Identificar los problemas de cimentación inherentes a la formación geológica, los materiales del suelo, la topografía del lote y la hidrología subterránea.
- Obtener los parámetros geotécnicos que se requieren para el diseño de cimentaciones.
- Determinar la capacidad de soporte del terreno y el sistema de cimentación que permita controlar los asentamientos totales y diferenciales.
- Calcular los asentamientos diferenciales y totales causados por el sistema de cimentación.

1. CAPACIDAD PORTANTE DE PILOTES

1.1 GENERALIDADES

Cuando los estratos de suelo superficiales que serán utilizados para la cimentación no son lo suficientemente competentes para resistir los esfuerzos producidos por las cargas a las cuales se ven solicitados, se hace necesario transmitir la carga hacia lechos rocosos, o a una capa más dura.

El uso de pilotes es a menudo necesario para garantizar la seguridad estructural y limitar las deformaciones de las fundaciones en todo tipo de estructuras, incluso en aquellas de gran porte como tanques, depósitos, puentes y edificios de gran altura particularmente cuando el estrato o estratos superiores del suelo son altamente compresibles y demasiado débiles o deformables para soportar la carga transmitida por la superestructura. Estas estructuras de pilotes son usualmente usadas para resistir las fuerzas axiales y laterales producidas por cargas muertas, vivas, de viento, de sismo y de impacto, su respuesta es altamente dependiente del fenómeno de interacción suelo-estructura. Los pilotes son también de uso frecuente cuando existen en el sitio suelos expansivos y colapsables que se hinchan y contraen conforme varía su contenido de humedad. En tales casos, las cimentaciones con pilotes se usan con éxito si éstos se extienden hasta los estratos de suelo estables más allá de la zona de posible cambio del contenido de humedad (DAS 2001).

Cuando no se encuentra un lecho rocoso a una profundidad razonable debajo de la superficie del terreno los pilotes se usan para transmitir la carga estructural gradualmente al suelo. La resistencia a la carga estructural aplicada se deriva principalmente de la resistencia a fricción desarrollada en la interfaz suelo-pilote

A pesar de los grandes progresos registrados en el estudio de la mecánica de suelos, el comportamiento de los pilotes bajo cargas axiales o transversales

aplicadas en la cabeza de los mismos presenta una serie de incertidumbres con relación a las aplicaciones prácticas de la ingeniería. Estas incertidumbres están relacionadas principalmente con el hecho que el comportamiento de los pilotes está controlado por los suelos, los cuales son materiales naturales, no construidos, que en general son heterogéneos, no lineales y dependientes de gran cantidad de variables incluyendo: densidad, contenido de humedad, estructura, condiciones de drenaje, condiciones de deformación, duración de la carga, historia de tensiones, presión de confinamiento, entre otros (CABALLERO 2007).

1.2 PILOTES DE CONCRETO

Los pilotes de concreto se dividen en dos categorías: pilotes prefabricados y pilotes excavados y hormigonados “*in situ*”.

1.2.1 Pilotes prefabricados

Los pilotes prefabricados se preparan usando refuerzo ordinario y son cuadrados u octagonales en su sección transversal. El refuerzo se proporciona para que el pilote resista el momento flexionante desarrollado durante su manipulación y transporte, la carga vertical y el momento flexionante causado por carga lateral. Los pilotes son fabricados a las longitudes deseadas y curados antes de transportarlos a los sitios de trabajo. Los pilotes prefabricados también son presforzados usando cables de presfuerzo de acero de alta resistencia. Son introducidos en el terreno por golpeo o vibración hasta alcanzar la profundidad necesaria y debido a su forma de instalación, a veces son denominados también como pilotes de desplazamiento, ya que a medida que penetran en el terreno van desplazando el suelo que ocupaba su lugar.

1.2.2 Pilotes excavados y hormigonados “*in situ*”

Los pilotes excavados y hormigonados *in situ* se construyen realizando una excavación del diámetro y longitud adecuados en la que se introduce el refuerzo de acero necesario para, finalmente, rellenar el hueco con concreto. Varios tipos

de pilotes de concreto colocados *in situ* se usan actualmente en la construcción y la mayor parte fueron patentados por sus fabricantes.

La ejecución de los pilotes excavados depende las condiciones del suelo y del nivel freático, es decir, si el suelo es lo suficientemente competente como para que las paredes de excavación se mantengan estables, no es necesario utilizar sistemas de entibación, realizándose la excavación por medio de cucharas especiales o barrenas helicoidales cortas. Cuando la estabilidad no está garantizada, se emplean encofrados de acero conocidos como camisas de revestimiento, estos pilotes se dividen en dos amplias categorías: a) ademados y b) no ademados. Ambos tienen un pedestal en el fondo.

Los pilotes ademados se hacen hincando un tubo de acero, también denominado camisa, en el terreno con ayuda de un mandril colocado dentro del tubo. Cuando el pilote alcanza la profundidad apropiada, se retira el mandril y el tubo se llena con concreto.

Los pilotes no ademados se hacen hincando primero el tubo a la profundidad deseada y llenándolos con concreto fresco. El tubo se retira gradualmente a medida que el concreto se cura.

1.3 MÉTODOS PARA ESTIMAR LA CAPACIDAD PORTANTE DE UN PILOTE

La determinación de la capacidad de carga de un pilote se logra con una ecuación en la que se plantea la suma de la carga tomada en la punta del pilote más la resistencia total por fricción (fricción superficial) generada en la interfaz suelo-pilote:

$$Q_u = Q_p + Q_s \quad (1)$$

donde, Q_u = capacidad última del pilote

Q_p = capacidad de carga de la punta del pilote

Q_s = resistencia por fricción

1.3.1 Capacidad de carga de la punta, Q_p

La capacidad de carga de la punta viene definida como:

$$Q_p = A_p q_p = A_p (cN_c^* + q'N_q^*) \quad (2)$$

donde, A_p = área de la punta del pilote

c = cohesión del suelo que soporta el pilote

q_p = resistencia unitaria de punta

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

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

1.3.2 Resistencia por fricción, Q_s

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

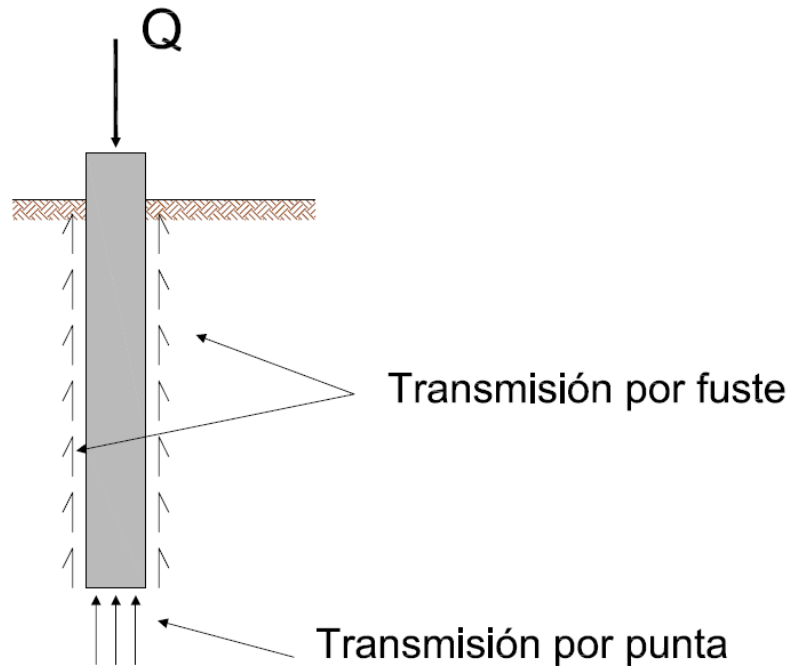
$$Q_s = \sum p \Delta L f \quad (3)$$

donde, p = perímetro de la sección del pilote

ΔL = longitud incremental del pilote sobre la cual p y f se consideran constantes

f = resistencia unitaria por fricción a cualquier profundidad z .

Figura 1-1 Transmisión de cargas al terreno

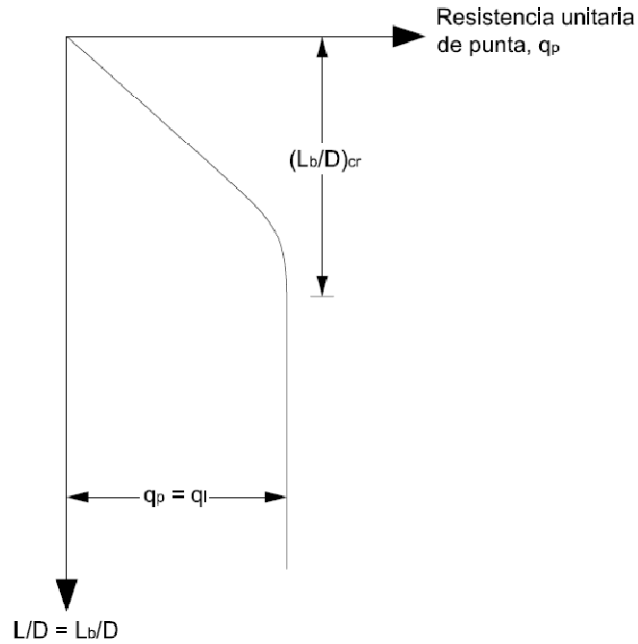


Fuente: González de Vallejo 2002

1.3.3 Método de Meyerhof; estimación de Q_p

En las arenas, la capacidad de carga de punta q_p de un pilote generalmente crece con la profundidad de empotramiento en el estrato de apoyo alcanzando un valor máximo para una relación de empotramiento de $(L_b/D) = (L_b/D)_{cr}$. En un suelo homogéneo L_b es igual a la longitud real L de empotramiento del pilote. Sin embargo, si el pilote penetró en un estrato de apoyo, $L_b < L$. Más allá de la relación de empotramiento crítico $(L_b/D)_{cr}$, el valor de q_p permanece constante como se puede apreciar en la Figura 1.1 ($q_p = q_l$). Es decir, $L=L_b$ para el caso de un suelo homogéneo.

Figura 1-2 Variación de la resistencia unitaria de punta en una arena homogénea



Fuente: Braja M. Das 2001

De acuerdo con Meyerhof, los factores de capacidad de carga crecen L_b/D y alcanzan un valor máximo en $L_b/D \approx 0.5(L_b/D)_{cr}$.

En la mayoría de los casos, la magnitud de L_b/D para pilotes es mayor que $0.5(L_b/D)_{cr}$, por lo que los valores máximos de N_c^* y N_q^* serán aplicables para el cálculo de q_p en todos los pilotes.

Para pilotes en arena, $c = 0$:

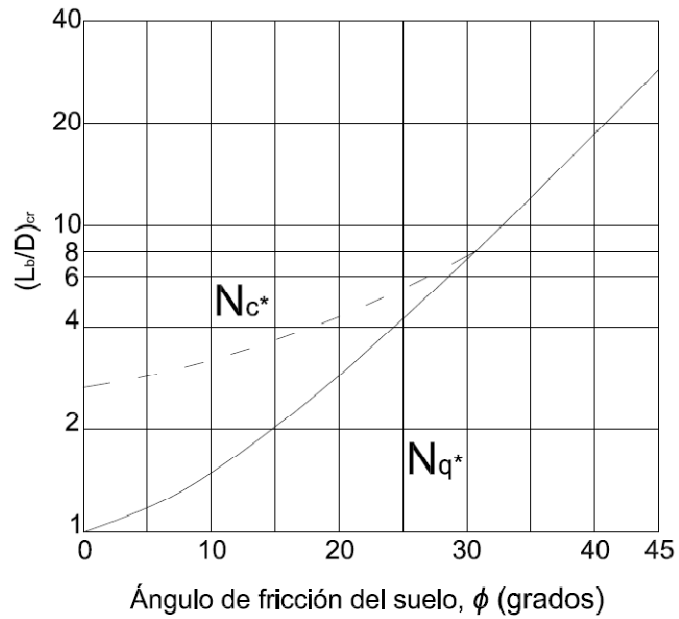
$$Q_p = A_p q_p = A_p q' N_q^* \quad (4)$$

siendo N_q^* el tomado de la Figura 1.3.

Sin embargo, Q_p no debe exceder el valor límite $A_p q_l$, es decir,

$$Q_p = A_p q' N_q^* \leq A_p q_l \quad (5)$$

Figura 1-3 Variación de $(L_b/D)_{cr}$ con el ángulo de fricción del suelo según Meyerhof



Fuente: Braja M. Das 2001

La resistencia de punta límite es,

$$q_l(KN/m^2) = 50N_q^* \tan \phi \quad (6)$$

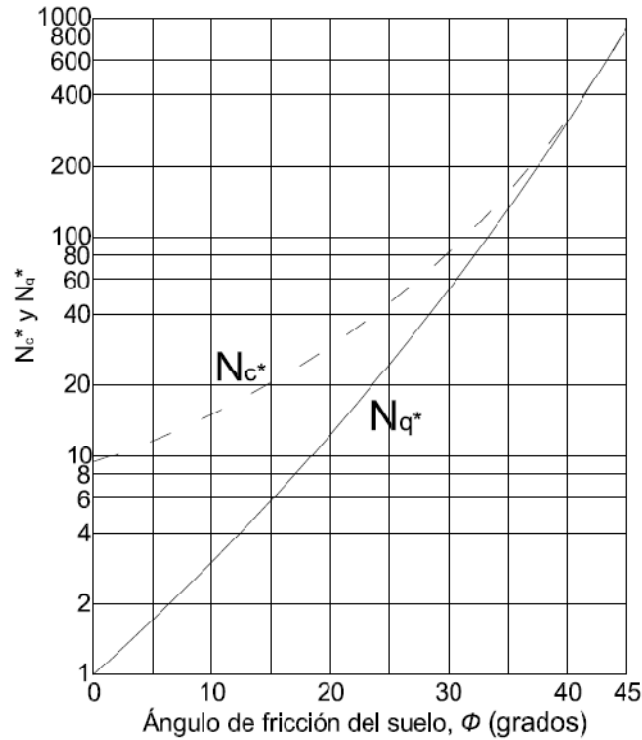
donde ϕ = ángulo de fricción del suelo en el estrato de apoyo.

Con base en observaciones de campo, Meyerhof sugirió también que la resistencia de punta última q_p en un suelo granular homogéneo ($L=L_b$) se obtenga de los números del ensayo de penetración estándar,

$$q_p(KN/m^2) = 40N_{cor}L/D \leq 400N_{cor} \quad (7)$$

donde N_{cor} = número de penetración estándar corregido promedio cerca de la punta del pilote (aproximadamente 10D arriba y 4D abajo de la punta del pilote).

Figura 1-4 Variación de los valores máximos de N_c^* y N_q^* con el ángulo de fricción del suelo según Meyerhof



Fuente: Braja M. Das 2001

1.3.4 Método de Vesic; estimación de Q_p

Vesic en el año de 1977 propuso un método para estimar la capacidad de carga de punta de un pilote con base en la teoría de expansión de cavidades. De acuerdo con esta, basada en parámetros de esfuerzo efectivo,

$$Q_p = A_p q = A_p (cN_c^* + \sigma'_0 N_\sigma^*) \quad (8)$$

donde, σ'_0 = esfuerzo efectivo normal medio del terreno al nivel de la punta del pilote = $\left(\frac{1+2K_0}{3}\right) q'$

K_0 = coeficiente de presión de tierra en reposo = $1 - \text{sen}\phi$

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

Se define la expresión para N_σ^* como:

$$N_{\sigma}^* = \frac{3N_q^*}{(1+2K_0)} \quad (9)$$

La relación para el parámetro N_c^* puede expresarse de la siguiente manera:

$$N_c^* = (N_q^* - 1) \cot \phi \quad (10)$$

De acuerdo con la teoría de Vesic,

$$N_{\sigma}^* = f(I_{rr}) \quad (11)$$

donde, I_{rr} = índice de rigidez reducida para el suelo.

Sin embargo,

$$I_{rr} = \frac{I_r}{1+I_r\Delta} \quad (12)$$

donde, $I_r = \text{índice de rigidez} = \frac{E_s}{2(1+\mu_s)(c+q'\tan\phi)} = \frac{G_s}{c+q'\tan\phi}$

E_s = módulo de elasticidad del suelo

μ_s = relación de Poisson del suelo

G_s = módulo cortante del suelo

Δ = deformación unitaria promedio en la zona plástica debajo de la punta del pilote.

Para condiciones sin cambio de volumen (arena densa), $\Delta = 0$, por lo que: $I_r = I_{rr}$

Los valores de I_r se logran de pruebas en laboratorio de consolidación y triaxiales correspondientes a los niveles apropiados de esfuerzo. Sin embargo, para uso preliminar en arenas se recomienda utilizar valores de I_r en el intervalo de 70-150.

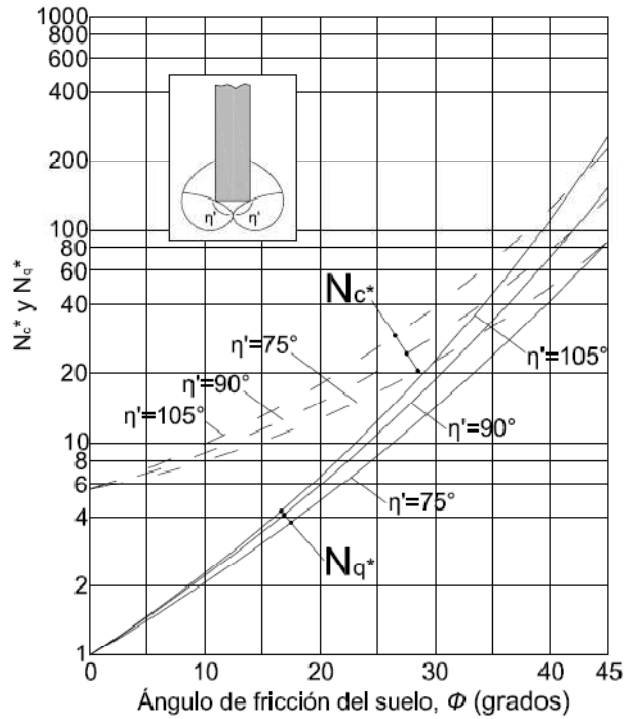
1.3.5 Método de Janbu; estimación de Q_p

Janbu propuso calcular Q_p con la expresión:

$$Q_p = A_p(cN_c^* + q'N_q^*) \quad (12)$$

Los factores de capacidad de carga N_c^* y N_q^* se calculan suponiendo una superficie de falla en el suelo en la punta del pilote similar a la mostrada en la figura presentada a continuación.

Figura 1-5 Factores de capacidad de carga de Janbu



Fuente: Braja M. Das 2001

Las relaciones de capacidad de carga son entonces,

$$N_q^* = \left(\tan\phi + \sqrt{1 + \tan^2\phi} \right)^2 (e^{2\eta'\tan\phi}) \quad (13)$$

definiendo de igual forma,

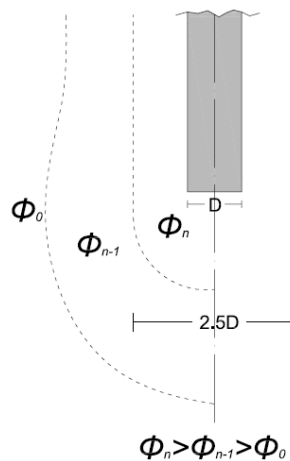
$$N_c^* = (N_q^* - 1)\cot\phi \quad (14)$$

Independientemente del procedimiento teórico usado para calcular Q_p , su magnitud plena no se obtiene sino hasta que el pilote ha penetrado un porcentaje de su ancho de entre 10% y 25%.

1.3.6 Resistencia por fricción en arena (Q_s)

Para estimar la resistencia unitaria por fricción f deben tenerse en cuenta varios factores importantes, uno de ellos es la naturaleza de la instalación del pilote, para los hincados en arena, la vibración causada durante el hincado ayuda a densificar el suelo a su alrededor, componiendo la zona de densificación de la arena que rodea al pilote de aproximadamente 2.5 veces el diámetro del mismo.

Figura 1-6 Compactación de arena cercana a pilotes hincados Meyerhof



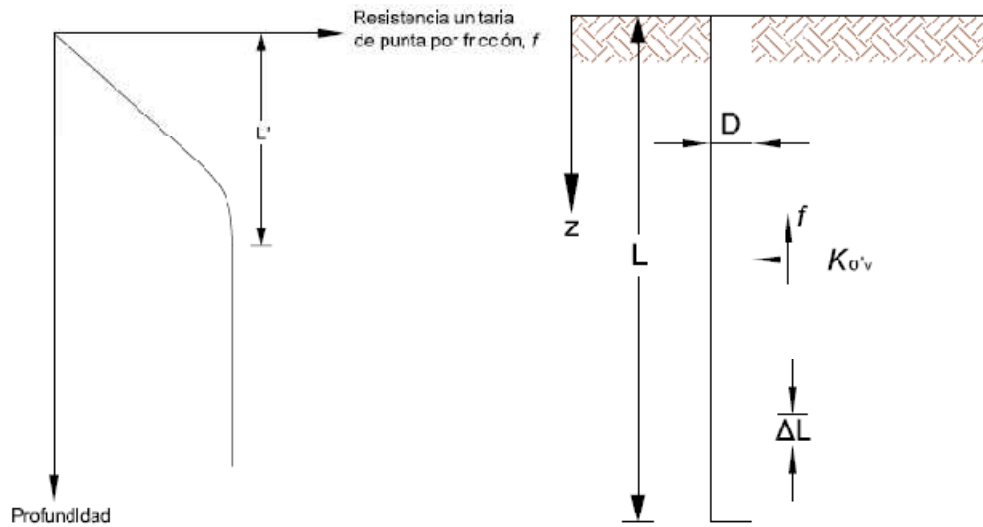
Fuente: Braja M. Das 2001

La fricción unitaria superficial crece con la profundidad más o menos linealmente hasta una profundidad L' y permanece luego constante. La magnitud de la profundidad crítica L' es de entre 15 y 20 diámetros del pilote.

$$L' \approx 15D \quad (15)$$

A profundidades similares, la fricción unitaria superficial en arena suelta es mayor para un pilote de alto desplazamiento que para un pilote de bajo desplazamiento.

Figura 1-7 Resistencia por fricción unitaria para pilotes en arena



Fuente: Braja M. Das 2001

Teniendo en cuenta los factores anteriores y la gráfica anterior, se plantea una relación aproximada para f tal como sigue:

Para profundidades desde $z=0$ a $z=L'$

$$f = K\sigma'_v \tan \delta \quad (16)$$

y para valores entre $z=L'$ hasta L

$$f = f_{z=L'} \quad (17)$$

donde, K = coeficiente efectivo de la tierra

σ'_v = esfuerzo vertical efectivo a la profundidad bajo consideración

δ = ángulo de fricción entresuelo y pilote

La magnitud de K varía con la profundidad. Es similar al coeficiente K_p de presión pasiva de Rankine en la parte superior del pilote y menor que el coeficiente K_0 de la presión en reposo a una profundidad mayor.

La tabla presentada a continuación muestra los valores promedio de K recomendados para usar en la ecuación $f = K\sigma'_v \tan\delta$.

Tabla 1-1 Valores promedio de K

Tipo de pilote	K		
Perforado	$\approx K_0 = 1 - \text{sen}\varphi$		
Hincado de bajo desplazamiento	$\approx K_0 = 1 - \text{sen}\varphi$	a	$\approx 1.4K_0 = 1.4(1 - \text{sen}\varphi)$
Hincado de alto desplazamiento	$\approx K_0 = 1 - \text{sen}\varphi$	a	$\approx 1.8K_0 = 1.8(1 - \text{sen}\varphi)$

Fuente: Braja M. Das 2001

Los valores de δ parecen estar en el rango de 0.5ϕ a 0.8ϕ para pilotes hincados de gran desplazamiento.

$$K \tan\delta = 0.18 + 0.0065C_r \quad (18)$$

$$K = 0.5 + 0.008C_r \quad (19)$$

donde, C_r = compacidad relativa (%).

Meyerhof también indicó que la resistencia por fricción unitaria promedio f_{prom} , para pilotes hincados de gran desplazamiento se obtiene con los valores de resistencia a la penetración estándar corregida promedio como:

$$f_{prom}(kN/m^2) = 2\bar{N}_{cor} \quad (20)$$

donde \bar{N}_{cor} = valor corregido promedio de la resistencia a la penetración estándar.

Para pilotes hincados de desplazamiento pequeño

$$f_{prom}(kN/m^2) = \bar{N}_{cor} \quad (21)$$

Entonces,

$$Q_s = pL f_{prom}. \quad (22)$$

2. ASENTAMIENTO DE PILOTES EN SUELOS ELÁSTICOS

2.1 ASENTAMIENTOS EN SUELOS FRICCIONANTES

En la cimentación de cualquier estructura no basta con el cálculo de la capacidad de soporte, ya que con este aspecto no se contempla otro punto fundamental para definir el comportamiento de la cimentación, las deformaciones que el terreno pueda sufrir por la acción de las cargas de trabajo. Es mayor el número de fracasos en cimentaciones por problemas de deformación lenta y constante o de deformación rápida y de pequeña magnitud, que por problemas de capacidad de carga que involucren una falla violenta. (RICO – DEL CASTILLO 2005)

El asentamiento de un suelo granular sometido por las cargas que llegan desde la cimentación ocurre primeramente por la compresión de los estratos de suelo debido a la reorganización de las partículas de suelo en capas más densas. Por lo tanto, la arena muy suelta o la grava sometida a cargas de fundación tendrá mucha más reorganización de partículas de suelo, dando como resultado asentamientos mayores de los que pueden ocurrirle a una capa de suelo más densa.

Los asentamientos ocurren como consecuencia de un incremento de esfuerzo causando una reducción de volumen del subsuelo. Consiste en la suma de la compresión elástica de los estratos de suelo y el aire presente en los vacíos, la cual ocurre de forma rápida y normalmente es pequeña.

Los suelos no muestran una relación lineal entre esfuerzo y deformación, el asentamiento está en función de los incrementos de esfuerzo relativo. Cuanto mayor sea el esfuerzo antes de que sea aplicado un esfuerzo adicional, menor será el asentamiento que ocurra.

Cuando se analizan pilas, es importante que el asentamiento no se confunda con el movimiento que pueda ocurrir como resultado de la transferencia de carga al suelo, es decir, el movimiento necesario para construir la resistencia a la carga.

2.1.1 Asentamientos elásticos

La mayor diferencia entre un suelo cohesivo y uno no cohesivo es que el asentamiento de un suelo no cohesivo usualmente no depende del tiempo, este tipo de asentamientos se denominan asentamientos elásticos. Debido generalmente a la alta permeabilidad de los suelos no cohesivos, el asentamiento de un suelo no cohesivo saturado ocurre cuando la carga muerta es aplicada durante la construcción del edificio. Típicamente, los suelos no cohesivos no tienen asentamientos a largo plazo (tales como consolidación), aunque existen varias excepciones:

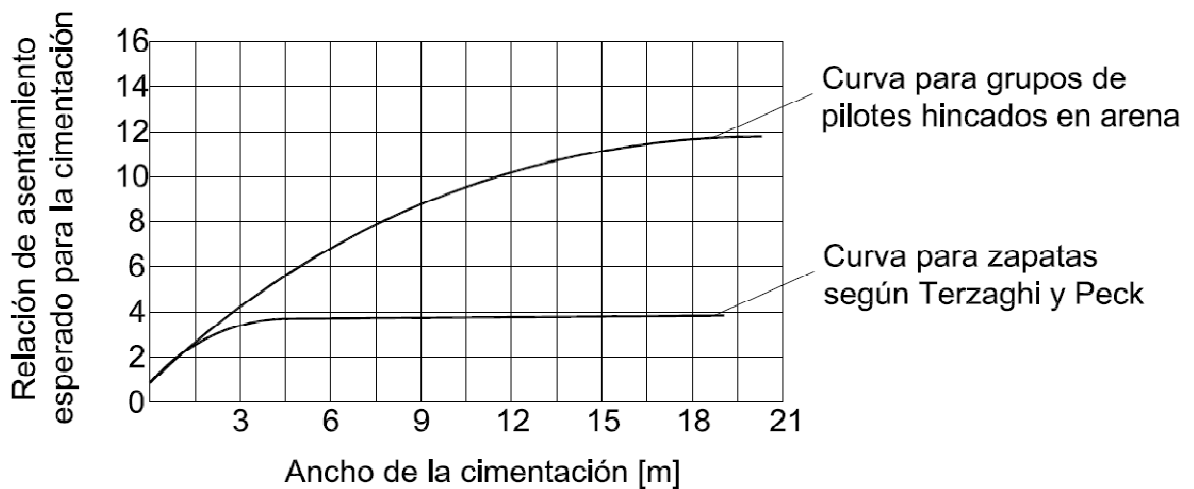
- Suelos no cohesivos colapsables: Estos suelos pueden estar sometidos a asentamientos de largo plazo cuando el agua infiltra el suelo.
- Carga sísmica: Las ondas sísmicas producidas por el terremoto pueden causar densificación de los suelos no cohesivos sueltos dando como resultado el asentamiento de la fundación.
- Vibraciones: Los edificios que contengan maquinaria industrial son más propensos a sufrir asentamientos a largo plazo, estos se producen por las vibraciones que pueden densificar el suelo lentamente, resultando en un asentamiento a largo plazo.
- Cargas fluctuantes: Similarmente a las vibraciones, las cargas fluctuantes pueden causar asentamientos a largo plazo. (ROBERT W. DAY 2006)

Los pilotes de punta soportados sobre arenas deberán tener un apoyo suficientemente rígido como para que no se produzca ninguna falencia que haga trabajar a fricción lateral, en esas condiciones difícilmente podrá hablarse de asentamientos. De esta manera, estos solo podrán estudiarse en pilotes de fricción o en pilotes de trabajo mixto.

El estudio no puede hacerse sobre un pilote individual, siendo necesario recurrir en cada caso a un estudio de todo el grupo de pilotes. Los asentamientos del grupo tenderán a ser mayores que los de un pilote individual, al crecer las áreas cargadas. No existe ningún método teórico satisfactorio para calcular asentamientos de grupos de pilotes en arenas. La mayor parte de los sistemas para predecir asentamientos de grupos de pilotes en arenas se basan en la extrapolación de resultados de pruebas de carga hechas sobre pilotes individuales.

La siguiente figura presenta una relación empírica propuesta por Skempton con base en investigación de campo de ocho casos reales. En el eje de ordenadas de la gráfica aparece una relación de asentamientos obtenida a partir de la división del asentamiento esperado para el grupo entre el asentamiento medido para un pilote individual en una prueba de carga hecha en el sitio. En el eje de las abscisas figura el ancho total de la cimentación piloteada.

Figura 2-1 Curva empírica para calcular asentamientos de grupos de pilotes en arenas



Fuente: Rico – Del Castillo 2005

En la figura también aparece con fines comparativos una carga análoga propuesta por Terzaghi y Peck para zapatas aisladas en arenas; se puede observar que la

relación de asentamiento es mucho mayor para grupos de pilotes. (RICO – DEL CASTILLO 2005)

El asentamiento de un pilote bajo una carga de trabajo vertical Q_w , es causado por tres factores (DAS 2001):

$$s = s_1 + s_2 + s_3 \quad (23)$$

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

Si se supone elástico el material del pilote, la deformación del fuste se evalúa usando la siguiente expresión con base en los principios fundamentales de la mecánica de materiales:

$$s_1 = \frac{(Q_{wp} + \xi Q_{ws})L}{A_p E_p} \quad (24)$$

donde, Q_{wp} = carga en la punta del pilote bajo condición de carga de trabajo

Q_{ws} = carga por resistencia de fricción superficial bajo condición de carga de trabajo

A_p = área de la sección transversal del pilote

L = longitud del pilote

E_p = módulo de elasticidad del material del pilote

La magnitud de ξ dependerá de la distribución de la resistencia por fricción superficial unitaria a lo largo del fuste. Si la distribución de f es uniforme o parabólica, $\xi = 0.5$. Sin embargo, para una distribución triangular de f , la magnitud de ξ es de aproximadamente, 0.67.

El asentamiento de un pilote causado por la carga en la punta se expresa de la siguiente manera:

$$s_2 = \frac{q_{wp}D}{E_s} (1 - \mu_s^2) I_{wp} \quad (25)$$

donde, D = diámetro del pilote

q_{wp} = carga puntual por área unitaria en la punta del pilote = Q_{wp}/A_p

E_s = módulo de elasticidad del suelo en o bajo la punta del pilote

μ_s = relación de Poisson del suelo

I_{wp} = factor de influencia ≈ 0.85

Vesic, en el año de 1977 también propuso un método semiempírico para obtener la magnitud del asentamiento s_2 :

$$s_2 = \frac{Q_{wp}C_p}{Dq_p} \quad (26)$$

donde, q_p = resistencia última en la punta del pilote

C_p = coeficiente empírico

El asentamiento de un pilote causado por la carga llevada por el fuste se da por la relación presentada a continuación:

$$s_3 = \left(\frac{Q_{ws}}{pL} \right) \frac{D}{E_s} (1 - \mu_s^2) I_{ws} \quad (27)$$

donde, p = perímetro del pilote

L = longitud empotrada del pilote

I_{ws} = factor de influencia

Los valores típicos de C_p para la Arena (densa a suelta) para pilotes hincados (0.02 – 0.04) y para pilotes perforados (0.09 – 0.18).

El termino Q_{ws}/pL es el valor promedio de f a lo largo del fuste del pilote. El factor de influencia I_{ws} , tiene una relación empírica formulada por Vesic:

$$I_{ws} = 2 + 0.35 \sqrt{\frac{L}{D}} \quad (28)$$

Vesic también propuso una relación empírica para obtener s_3 :

$$s_3 = \frac{Q_{ws} C_s}{L q_p} \quad (29)$$

donde, C_s = constante empírica = $(0.93 + 0.16\sqrt{L/D})C_p$

2.2 MÓDULO DE ELASTICIDAD

La teoría de elasticidad puede usarse para estimar asentamientos de suelos no cohesivos. Los asentamientos son basados en la relación de Poisson μ_s y en el módulo de elasticidad E . Para arenas, la relación de Poisson varía usualmente entre 0.2 a 0.4, con un valor de 1/3 a menudo asumido para análisis de asentamientos (BOWLES 1997).

Tabla 2-1 Valor o rango de valores para la relación de Poisson

Tipo de suelo	μ_s
Arcilla saturada	0.4 – 0.5
Arcilla no saturada	0.1 – 0.3
Arcilla arenosa	0.2 – 0.3
Limo	0.3 – 0.35
Arena, arena gravosa (usado con frecuencia)	0.1 – 1.00 (0.3 – 0.4)
Roca	0.1 – 0.4 (depende del tipo de roca)
Loess	0.1 – 0.3

Fuente: Bowles 1997

Es muy común usar los valores presentados a continuación para los diferentes suelos:

Tabla 2-2 Valores comunes para la relación de Poisson

μ_s	Tipo de suelo
0.4 – 0.5	Suelos arcillosos
0.45 – 0.50	Suelos arcillosos saturados
0.3 – 0.4	Suelos no cohesivos (medios y densos)
0.2 – 0.35	Suelos no cohesivos (suelos a medios)

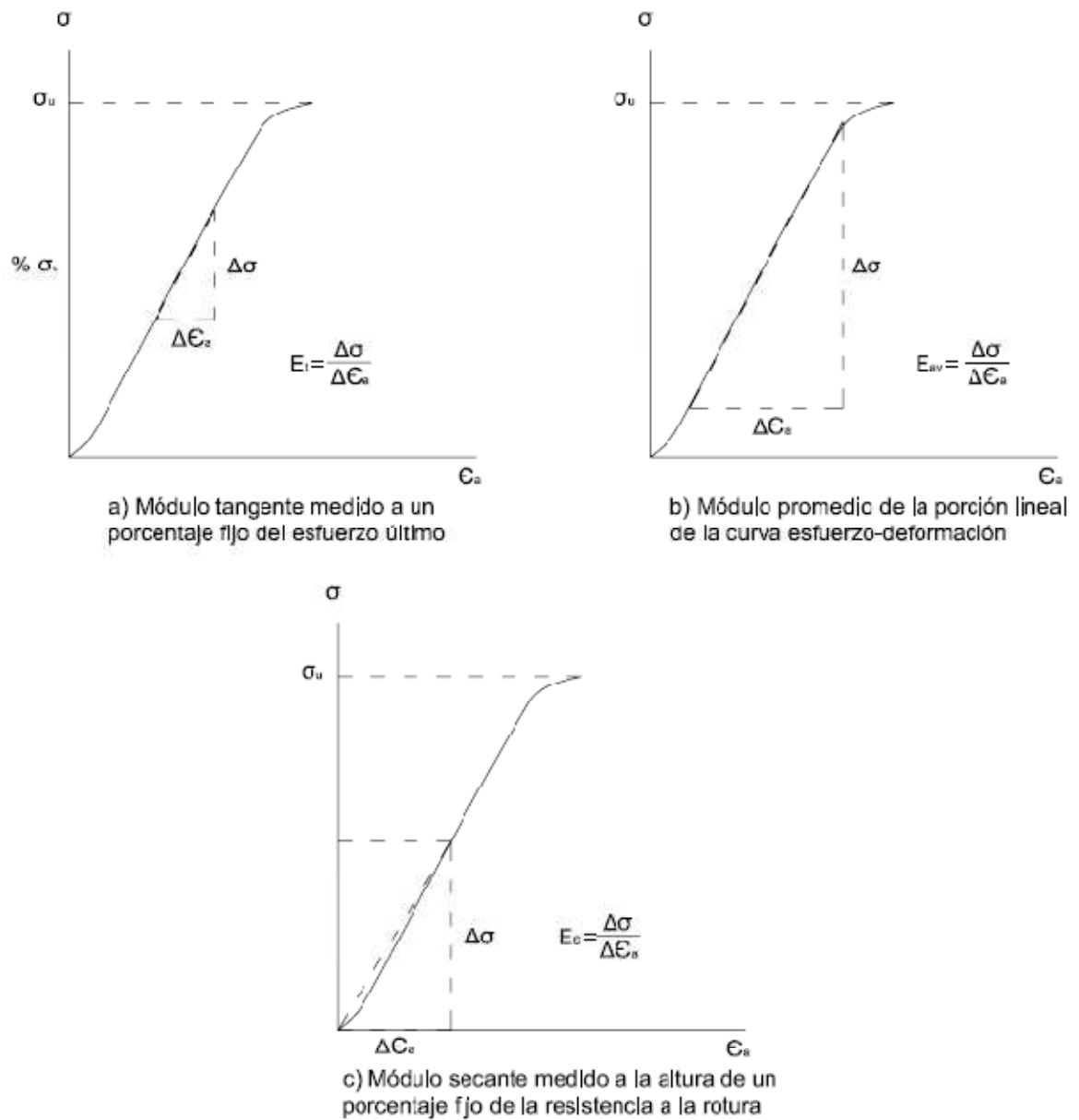
Fuente: Bowles 1997

El asentamiento total depende en gran parte del módulo de elasticidad E del suelo. En algunos casos se puede obtener una muestra inalterada de suelo granular y luego someterla a una prueba de compresión triaxial drenada para obtener la

curva de esfuerzo-deformación. Existen diferentes métodos para determinar el módulo de elasticidad E de la curva esfuerzo-deformación, tal como se muestra en la siguiente figura. Dependiendo de la forma inicial de la curva esfuerzo-deformación, el módulo de elasticidad puede ser calculado como la tangente inicial o la secante inicial. El módulo de elasticidad para suelos granulares se refiere a menudo como el módulo drenado y es designado E_s .

Los métodos "*in situ*" como el SPT (Ensayo de penetración estándar) tienden a usar correlaciones empíricas para obtener E_s . El valor del módulo de elasticidad obtenido de este tipo de ensayos es generalmente el valor horizontal, pero el valor vertical es usualmente necesario para los asentamientos. Generalmente, los suelos son anisótropos, de esta manera el valor de E_{sh} puede ser considerablemente diferente del valor vertical E_{sv} . La sobreconsolidación puede alterar también los valores horizontales y verticales del módulo de elasticidad.

Figura 2-2 Métodos para calcular el módulo de elasticidad a partir de la curva esfuerzo-deformación



Fuente: Robert W. Day 2006

La anisotropía, la historia de esfuerzos, la cementación natural y la sobreconsolidación son factores muy importantes en la determinación de E_s , especialmente para suelos no cohesivos. En suelos no cohesivos, la cementación es particularmente significativa; para los granos individuales de suelos el efecto puede ser pequeño, pero para la masa, la acumulación puede tener un efecto

grande. La cementación (también conocida como “envejecimiento”) puede perderse fácilmente en muestras recuperadas no cohesivas.

Debido a que la obtención de los valores de laboratorio para E_s son costosos y generalmente no son muy buenos debido a la perturbación del muestreo, el ensayo de penetración estándar (SPT) ha sido utilizado ampliamente para obtener el módulo de elasticidad E_s resultante de las ecuaciones y/o correlaciones empíricas. La siguiente tabla muestra varias ecuaciones para uso en algunos métodos de ensayo. Los valores a utilizar deben basarse en la experiencia local teniendo en cuenta que ecuación puede dar el resultado más aproximado para el sitio a analizar (ROBERT W. DAY 2006).

Tabla 2-3 Ecuaciones para el módulo de elasticidad E_s

(E_s [kPa], los valores de N deben ser estimados como N_{55} y no como N_{70} .)

Suelo	SPT
Arenas (Normalmente consolidada)	$E_s = 500(N + 15)$
	$E_s = 7000 \sqrt{N}$
	$E_s = 6000N$
	$E_s = (15000 \text{ a } 22000)\text{Ln}(N)$
Arenas (saturada)	$E_s = 250(N + 15)$
Arenas, todas las (normalmente consolidadas)	$E_s = (2600 \text{ a } 2900)N$
Arenas (sobreconsolidadas)	$E_s = 40000 + 1050N$
	$E_{s(\text{OCR})} \approx E_{s(\text{nc})} \sqrt{\text{OCR}}$
Arenas gravosas	$E_s = 1200(N+6)$
	$E_s = 600(N+6) \quad N \leq 15$
	$E_s = 600(N+6)+2000 \quad N > 15$
Arenas arcillosas	$E_s = 320(N + 15)$

Fuente: Bowles 1997

Cuando se necesita convertir valores de N diferentes a N_{70} se puede utilizar la siguiente expresión propuesta por Bowles, para el caso de la tabla anterior se necesita convertir de N_{70} a N_{55} , se toma como ejemplo $N_{70} = 20$:

$$N_{55} = 20 \left(\frac{70}{55} \right) = 25.5 \approx N_{55} = 25$$

Como una buena opción de referencia en la estimación para el SPT es:

$$E_s = C_1(N + C_2) \tag{30}$$

donde los valores de $C_2 = 6$ y 15 son mostrados en la tabla y los valores de C_1 a partir de 250 hacia arriba. Esta ecuación puede escribirse como sigue:

$$E_s = C'_2 + C_1 N \quad C'_2 = C_1 C_2$$

Tabla 2-4 Rango de valores para el módulo de elasticidad E_s para suelos seleccionados

(Los valores de campo dependen de la historia de esfuerzos, humedad, densidad y edad de depósito)

Suelo		E_s [Mpa]
Arcilla	Muy suave	2-15
	Suave	5-25
	Media	15-50
	Dura	50-100
	Arenosa	25-250
Loess		15-60
Arena	Limosa	5-20
	Suelta	10-25
	Densa	50-81
Arena y grava	Suelta	50-150
	Densa	100-200

Fuente: Bowles 1997

Para obtener mejores resultados se debe tratar de determinar las constantes C_1 y C_2 para el ámbito local. El aumento para $E_{s,OCR}$ usando el multiplicador \sqrt{OCR} puede ser razonablemente válido (y de forma sustancial se utiliza), sin embargo, el

conocimiento de los materiales locales y la práctica pueden dar como resultado la consecución de un mejor multiplicador.

El módulo de elasticidad E_s de un suelo no cohesivo puede obtenerse de una correlación empírica planteada por Schmertmann con el Ensayo de penetración estándar (SPT):

Tabla 2-5 Correlación empírica para con el ensayo de penetración estándar

Tipo de suelo	E_s/N_{60}
Limos, arenas limosas, mezclas areno-limosas de baja cohesión	4
Arenas limpias, arenas finas a medias y arenas ligeramente limosas	7
Arenas gruesas y arenas con gravas pequeñas	10
Gravas arenosas y gravas	12

Fuente: Bowles 1997

Las unidades para E_s/N_{60} son toneladas por pie cuadrado, con N_{60} obtenida de la siguiente expresión planteada por Skempton:

$$N_{60} = C_b C_r N \left(\frac{E_m}{60} \right) \quad (31)$$

donde, N_{60} = Valor de N corregido para procedimientos de campo del ensayo de penetración estándar.

C_b = Corrección para diámetro del orificio de perforación ($C_b = 1.0$ para orificios desde 65mm hasta 115mm de diámetro, 1.05 para 150mm de diámetro y 1.15 para 200mm de diámetro de orificio).

C_r = Corrección para longitud de la barra de perforación ($C_r = 0.75$ para longitudes de barra hasta 4m, 0.85 para longitudes de 4 a 6m,

0.95 para longitudes de 6 a 10m y 1.00 para longitudes de barra de perforación mayores a 10m).

N = Valores de N medidos para el ensayo de penetración estándar.

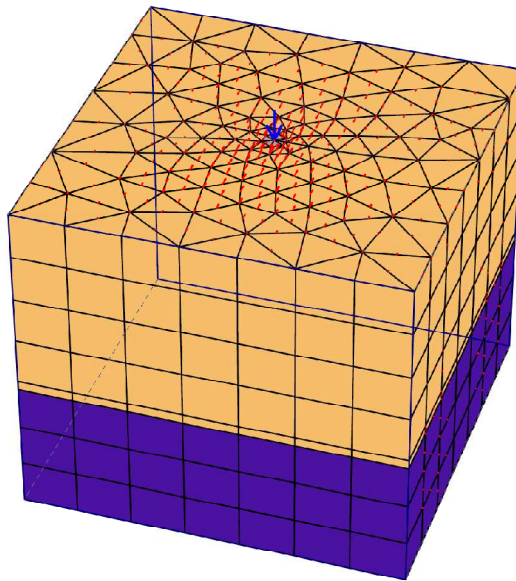
E_m = Eficiencia del martillo en % ($N_{60} = 60$) (BOWLES, 1997).

3. EL MÉTODO DE LOS ELEMENTOS FINITOS

3.1 FUNDAMENTOS DE LA TEORÍA DE ELEMENTOS FINITOS

La idea básica del método de elementos finitos es la de encontrar solución a un problema complicado sustituyéndolo por uno más simple. Dado que el problema real es sustituido por uno más sencillo para encontrar la solución, podremos encontrar sólo una solución aproximada en vez de la solución exacta. Las herramientas matemáticas existentes no serán suficientes para encontrar la solución exacta (y, a veces, incluso resulta difícil encontrar una solución aproximada) de los problemas prácticos. Así en ausencia de otro método conveniente de encontrar la solución bien sea exacta o aproximada del problema dado, es posible recurrir al método de elementos finitos. Por otra parte, en el método de elementos finitos siempre será posible mejorar o refinar los procesos para llegar a la solución aproximada a cambio de esfuerzo computacional.

Figura 3-1 Malla empleada para el cálculo de asentamientos de un pilote con elementos de tamaño diferente.



Fuente: Elaboración propia

En el método de los elementos finitos, la región solución es considerada como un conjunto de pequeñas subregiones interconectadas llamadas elementos finitos. En cada pieza o elemento del objeto analizado, una solución aproximada conveniente es asumida y las condiciones de equilibrio general de la estructura son derivados, la satisfacción de las condiciones iniciales dará una solución aproximada para los parámetros a analizar, tales como desplazamientos y tensiones.

3.1.1 Aplicaciones generales del método

Aunque el método ha sido ampliamente utilizado en el campo de la mecánica estructural, también se ha aplicado con éxito para resolver otros tipos de problemas de ingeniería, tales como la conducción de calor, dinámica de fluidos, el flujo de la filtración, y los campos eléctricos y magnéticos. Para la solución de estas situaciones que usualmente son de valores de frontera, se utiliza el método dando resultados realmente aproximados a la realidad. De hecho, se ha comprobado que el método puede ser utilizado para la solución numérica de ecuaciones diferenciales ordinarias y parciales. La aplicabilidad general del método de elementos finitos se puede ver al observar la gran similitud que existe entre los diversos tipos de problemas de ingeniería.

3.1.2 Aplicaciones en ingeniería del método de elementos finitos

El método de los elementos finitos fue desarrollado inicialmente para el análisis aeronáutico. Sin embargo, el carácter general de la teoría hace que sea aplicable a una amplia variedad de problemas de contorno en la ingeniería. Un problema de valores de frontera es aquel en el que se solicita una solución en el dominio (o región) de un cuerpo sujeto a la satisfacción de los límites prescritos (bordes), las condiciones en las variables dependientes o sus derivados. La siguiente tabla, da una idea de las aplicaciones específicas del método de los elementos finitos en las tres categorías principales de los problemas de contorno o valores de frontera, a saber i) problemas de equilibrio, estado estacionario o independientes del tiempo, ii) problemas de valores inicial, iii) problemas de propagación o transitorios.

Tabla 3-1 Aplicaciones en ingeniería del método de elementos finitos

Área de estudio	Problemas de equilibrio	Problemas de valor inicial	Problemas de propagación
1. Ingeniería civil y estructuras	Análisis estáticos de barras, cerchas, placas, cubiertas, muros de cortante, puentes y estructuras de concreto reforzado.	Frecuencias naturales y formas modales de estructuras, estabilidad de estructuras.	Propagación de ondas de tensión, respuesta de estructuras a cargas no periódicas.
2. Aeronáutica	Análisis estáticos de alas de aviones, fuselajes, aletas, cohetes, naves espaciales y estructuras de misiles.	Frecuencias naturales, aleteo y estabilidad de aeronaves, cohetes, naves espaciales y estructuras de misiles.	Respuesta de aeronaves a cargas aleatorias, respuesta dinámica de aeronaves y naves espaciales a cargas no periódicas.
3. Transferencia de calor	Distribución de la temperatura de sólidos y líquidos en estado de equilibrio	---	Flujo de calor transitorio en boquillas de cohetes, motores de combustión interna, alabes de turbinas, aletas y edificios.
4. Geomecánica	Análisis de excavaciones, pantallas arriadas, excavaciones subterráneas, juntas de rocas y problemas de interacción de suelo-estructura; análisis de esfuerzos en suelos, presas, capas de suelos y máquinas de fundaciones.	Frecuencias naturales y formas modales de presas, estructuras de reserva y problemas de interacción suelo-estructura.	Problemas de interacción suelo estructura dependientes del tiempo, filtración transitoria en suelos y rocas, ondas de propagación de esfuerzos en suelos y rocas.
5. Ingeniería de recursos hidráulicos, hidrodinámica	Análisis de flujos potenciales, flujos a superficie libre, flujos de capa límite, flujos viscosos, problemas aerodinámicos; análisis de estructuras hidráulicas y presas.	Frecuencias naturales y formas modales de cuencas superficiales, lagos y puertos; comportamiento de líquidos en recipientes rígidos y flexibles.	Análisis de flujos inestables y problemas de propagación de ondas; infiltración transitoria en acuíferos y medios porosos; dinámica enraizada de gases; flujos magneto hidrodinámicos.

Fuente: S. S. Rao 2004

Tabla 3.1 Aplicaciones en ingeniería del método de elementos finitos (continuación)

Area de estudio	Problemas de equilibrio	Problemas de valor inicial	Problemas de propagación
6. Ingeniería nuclear	Análisis de los aparatos de presión y estructuras de contención nuclear, análisis estático de la distribución de la temperatura en los componentes de los reactores.	Frecuencias naturales y estabilidad de las estructuras de contención, distribución de flujo de neutrones	Respuesta de las estructuras de contención del reactor a cargas dinámicas; distribución variable de la temperatura en componentes del reactor; análisis térmico y viscoelástico de las estructuras del reactor.
7. Ingeniería biomédica	Análisis de esfuerzos de los globos oculares, huesos, dientes; capacidad de carga de los implantes y prótesis; mecánica de las válvulas del corazón	---	Análisis de impacto en el cráneo; dinámica de las estructuras anatómicas.
8. Diseño mecánico	Problemas de concentración de esfuerzos; análisis de esfuerzos de los recipientes a presión, pistones, materiales compuestos, conexiones y engranajes.	Frecuencias naturales y estabilidad de conexiones, engranajes y componentes de máquinas.	Problemas de grietas y fracturas bajo cargas dinámicas.
9. Máquinas eléctricas y electromagnéticas	Análisis estático de máquinas síncronas y de inducción, pérdidas por corrientes de Foucault y núcleo de máquinas eléctricas, magnetostática.	---	Comportamiento transitorio de dispositivos electromecánicos, como motores y actuadores magnetodinámicos.

Fuente: S. S. Rao 2004

En un problema de equilibrio, tenemos que encontrar el desplazamiento en estado estacionario o la distribución de esfuerzos si se trata de un problema de mecánica de sólidos, la distribución de la temperatura o la distribución del flujo de calor si se trata de un problema de transferencia de calor, y la presión o la velocidad si es un problema de mecánica de fluidos.

En los problemas de valor inicial, el tiempo no aparece explícitamente. Pueden ser considerados como extensiones de los problemas de equilibrio en los cuales, los valores críticos de ciertos parámetros son determinados en adición a las configuraciones de estado estacionarias correspondientes. En estos problemas se necesita encontrar las frecuencias naturales o las cargas de pandeo y formas modales, si se trata de un problema de mecánica de sólidos o de estructuras, estabilidad del flujo laminar si se trata de un problema de mecánica de fluidos y las características de resonancia si se trata de un problema de circuitos eléctricos, todo esto por citar ejemplos de los resultados que se desean encontrar.

Los problemas de propagación o los problemas transitorios son dependientes del tiempo. Este tipo de problemas surge, por ejemplo, cuando se está interesada en saber la respuesta de un cuerpo bajo la influencia de una fuerza variable en el tiempo, en el campo de la mecánica de sólidos, y en virtud de la calefacción o enfriamiento repentino en el área de transferencia de calor.

3.1.3 Descripción general del método de elementos finitos

En el método de elementos finitos, el continuo real o cuerpo de la materia, tales como un sólido, un líquido o un gas, se representa como un conjunto de subdivisiones llamadas elementos finitos. Estos elementos se consideran que están interconectados en conjunto por puntos llamados nodos o puntos nodales. Los nodos se encuentran generalmente en los límites del elemento donde los otros elementos adyacentes se considerarán vinculados. Dado que la variación real de la variable de campo (por ejemplo, desplazamiento, deformación, temperatura, presión o velocidad) dentro del continuo no se conoce, se supone

que la variación de la variable de campo dentro de un elemento finito se puede aproximar por una función simple. Estas funciones de aproximación (también llamados modelos de interpolación), se definen en términos de los valores de las variables de campo en los nodos. Cuando las ecuaciones de campo (como las ecuaciones de equilibrio) para todo el continuo se escriben, las nuevas incógnitas serán el valor nodal de la variable de campo. Al resolver las ecuaciones de campo, por lo general escritas en forma de ecuaciones de matriz, el valor nodal de la variable de campo se conocerá. Una vez que éstas sean conocidas, las funciones de aproximación definen la variable de campo en todo el conjunto de elementos.

La solución de un problema continuo en general por el método de elementos finitos siempre sigue un proceso ordenado paso a paso. Con referencia a los problemas estructurales estáticos, el procedimiento paso a paso puede enunciarse como sigue:

Paso 1: Discretización de la estructura.

El primer paso en el método de elementos finitos es dividir la estructura o región solución en subdivisiones o elementos. Por lo tanto, la estructura será modelada con un número adecuado de elementos finitos. El número, tipo, tamaño y disposición de los elementos son los que deciden.

Paso 2: Selección de una interpolación adecuada o el desplazamiento del modelo.

Como la solución para el desplazamiento de una estructura compleja en cualquier condición de carga especificada no se puede predecir con exactitud, suponemos una solución adecuada dentro de un elemento para aproximar la solución desconocida. La solución se supone debe ser simple desde un punto de vista computacional, sino que debe satisfacer ciertos requisitos de convergencia. En general, la solución o el modelo de interpolación se toman en forma de un polinomio.

Paso 3: Obtención de matrices de rigidez de elementos y vectores de carga.

De los desplazamientos asumidos del modelo, la matriz de rigidez $[K^e]$ y el vector de carga $\vec{P}^{(e)}$ del elemento e se deriva del uso de cualquiera de las condiciones de equilibrio o de un principio variable adecuado.

Paso 4: Montaje de ecuaciones de los elementos para obtener las ecuaciones de equilibrio global.

Debido a que la estructura se compone por varios elementos finitos, las matrices individuales de rigidez del elemento y los vectores de carga deberán ser montados de una manera adecuada, de tal forma que las ecuaciones de equilibrio general quedan formuladas como:

$$[\tilde{K}]\vec{\phi} = \vec{P} \quad (32)$$

donde, $[K]$ es la matriz de rigidez ensamblada, $\vec{\phi}$ es el vector de desplazamientos nodales y \vec{P} es el vector de fuerzas nodales para la estructura completa.

Paso 5: Solución para desplazamientos nodales desconocidos.

Las ecuaciones de equilibrio generales han de ser modificadas para tener en cuenta las condiciones de contorno del problema. Después de la incorporación de las condiciones de contorno, las ecuaciones de equilibrio se pueden explicar como:

$$[K]\vec{\phi} = \vec{P} \quad (33)$$

Para problemas lineales, el vector $\vec{\phi}$ puede ser resuelto fácilmente. Sin embargo, para problemas no lineales, la solución tiene que ser obtenida mediante una secuencia de pasos, con cada paso involucrando la modificación de la matriz de rigidez $[K]$ y/o el vector de carga \vec{P} .

Paso 6: Cálculo de tensiones y esfuerzos en elementos.

A partir de los desplazamientos nodales conocidos $\vec{\phi}$, si es necesario, las tensiones y los esfuerzos pueden ser calculados mediante el uso de ecuaciones de la mecánica de sólidos o estructural.

La terminología usada en los seis pasos anteriores tiene que ser modificada si se desea extender el concepto hacia otros campos. Por ejemplo, se tiene que usar el término continuidad o dominio en lugar de la estructura, la variable de campo en lugar del desplazamiento, la matriz característica en lugar de matriz de rigidez y elementos resultantes en lugar de deformación de elementos. (S. S. RAO 2004)

3.2 SOFTWARE: PLAXIS 3D FOUNDATION

3.2.1 Generalidades del programa

“Plaxis 3D Foundation” es un programa en tres dimensiones desarrollado para el análisis de estructuras de fundación incluyendo zapatas, pilas y estructuras costafuera. Este programa de elementos finitos es usado principalmente en la ingeniería geotécnica y el diseño. Los asentamientos dependen de las condiciones locales del suelo y del método constructivo. Especialmente para cimentaciones por zapatas y pilotes hay una interacción entre éstas y el suelo para soportar las fuerzas de la superestructura. En esta interacción, las deformaciones juegan un factor clave ya que esta situación solo puede analizarse con eficiencia por medio de cálculos de elementos finitos en tres dimensiones en el que se incorporan los modelos adecuados para simular el comportamiento del suelo, la interacción suelo-estructura, y el comportamiento estructural. (Plaxis 3D Foundation – General Information 2007)

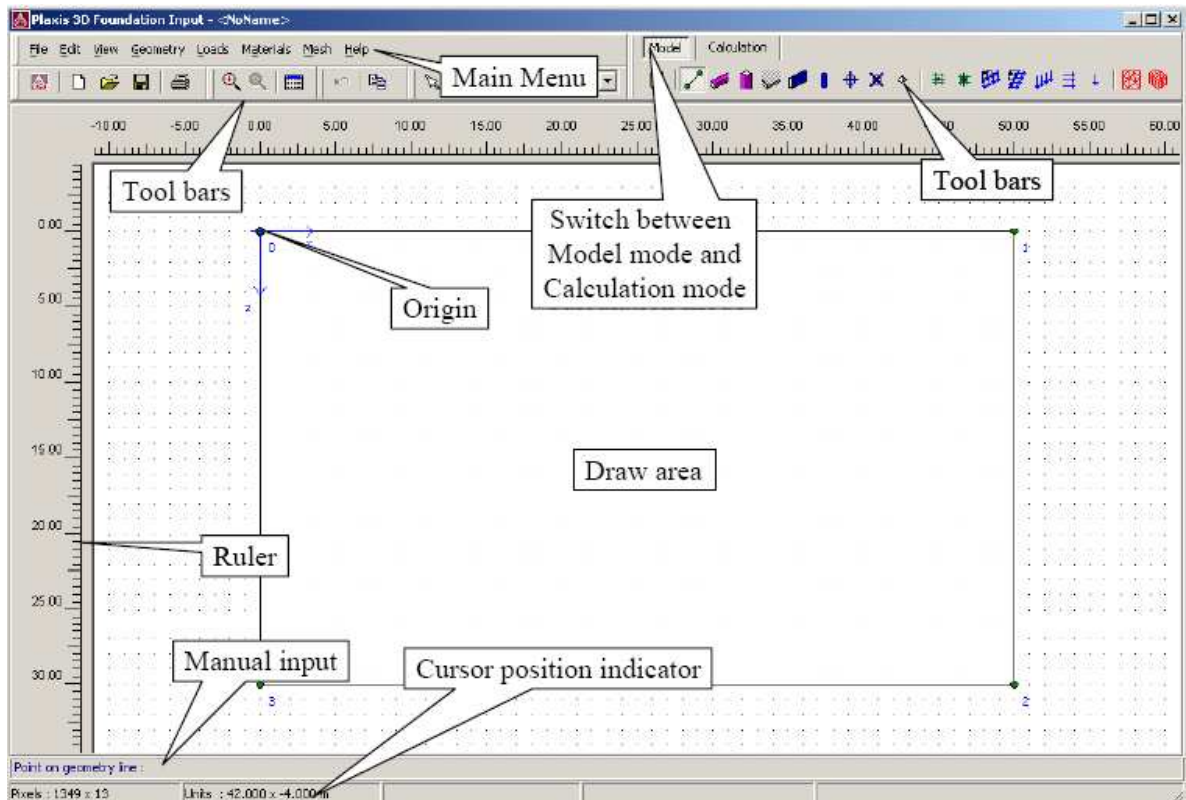
Algunas de las características del software son presentadas a continuación:

- Entrada de gráficos al proyecto: La geometría del proyecto es modelada desde el enfoque de una vista superior. La entrada de las propiedades del suelo, estructuras, procesos constructivos, cargas y condiciones de borde son basadas en procedimientos de dibujo CAD, que permite un modelado

preciso y detallado de la geometría. Para la geometría es generada una malla de elementos finitos en 3D.

- Borehole (Perfil del suelo): Las capas de suelos son definidas por medio de perforaciones (Boreholes). Múltiples “boreholes” pueden ser establecidos en el área de trabajo para definir una estratigrafía del suelo no-lineal o una superficie inclinada de suelo. Plaxis interpola automáticamente las capas y las posiciones de la superficie entre “boreholes”.
- Planos de trabajo: Las estructuras y las cargas son definidas en planos de trabajo horizontales. Múltiples planos de trabajo pueden ser definidos para crear fundaciones complejas, cimientos de varios niveles y partes relevantes de la superestructura.

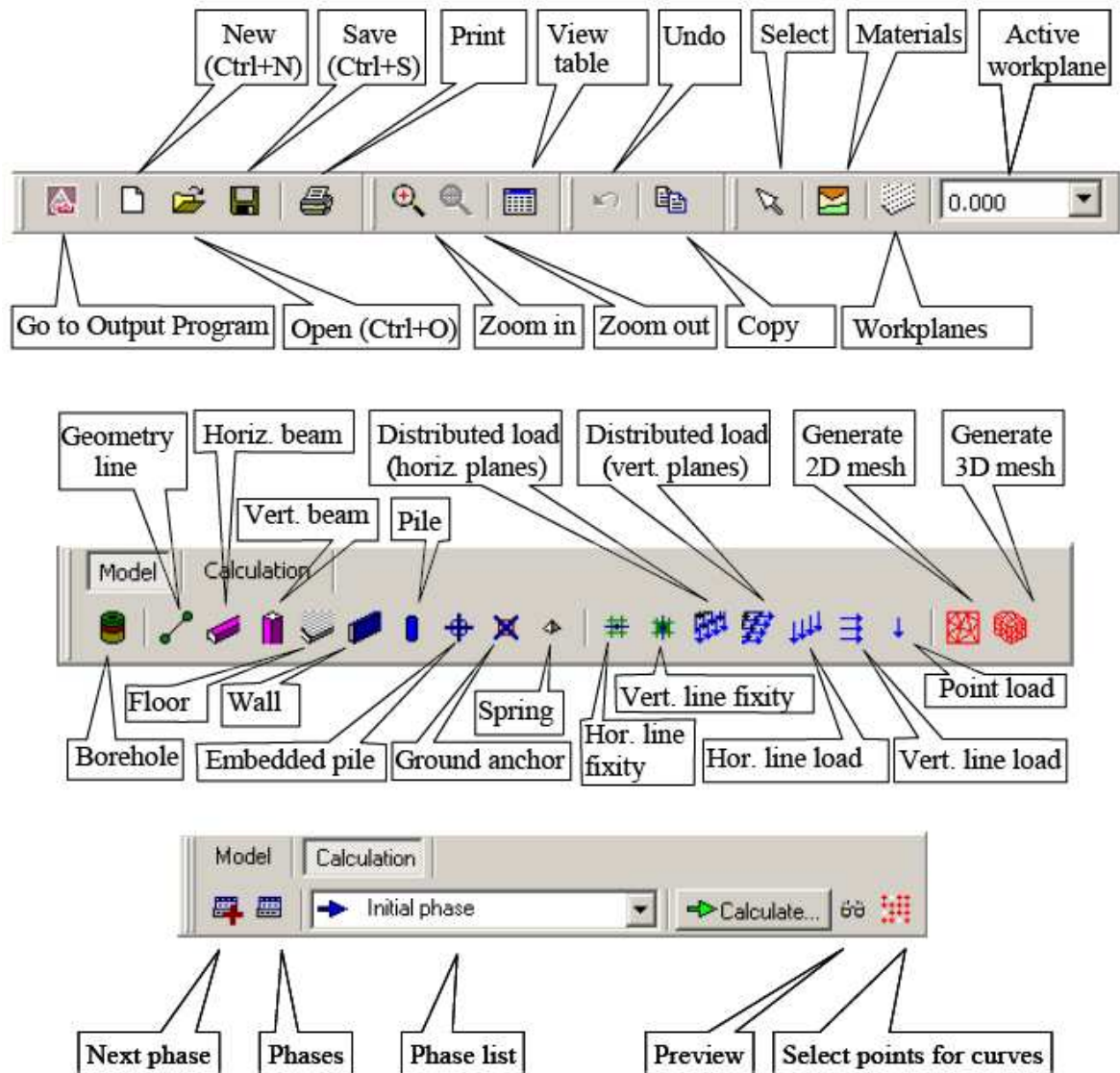
Figura 3-2 Menú principal del programa de ingreso de datos.



Fuente: PLAXIS 3D Foundation Tutorial Manual 2007

- Interfases: Son elementos comunes que permiten la modelación correcta de la interacción suelo-estructura. Las interfases son usadas para simular por ejemplo, la delgada zona de cortante entre un muro y el suelo circundante. Los valores del ángulo de fricción y la cohesión en la interfase no son necesariamente los mismos que los del suelo circundante asignado a estos elementos.

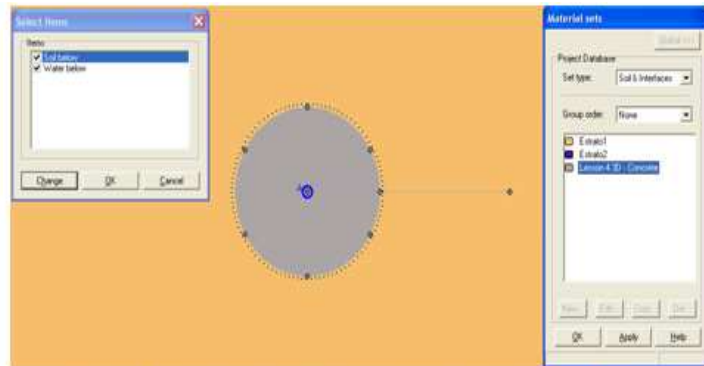
Figura 3-3 Barras de menú principales del programa de ingreso de datos.



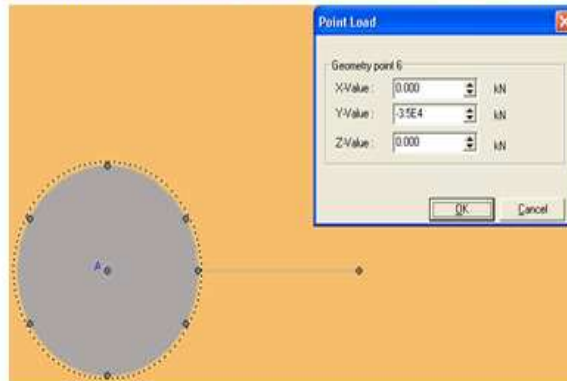
Fuente: PLAXIS 3D Foundation Tutorial Manual 2007

- Pilas: Pilas circulares y rectangulares pueden ser definidas usando el diseñador de pilas. La interacción de las pilas con el suelo puede ser modelada por medio de una interfase.

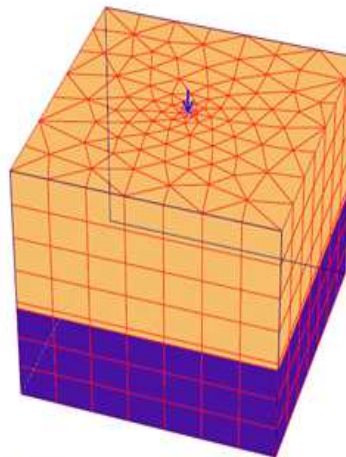
Figura 3-4 Algunos cuadros de diálogo (Propiedades de los materiales y cargas) en PLAXIS 3D Foundation.



a. Asignación de las propiedades de los materiales en la fase inicial del modelado



b. Asignación de la carga del pilote

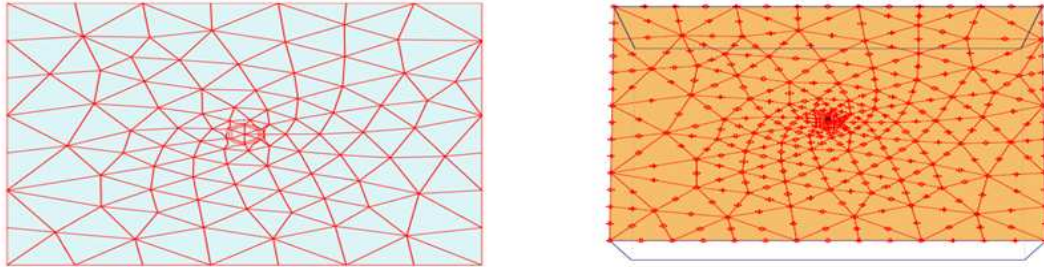


c. Modelo con cargas del pilote y propiedades de los materiales listo para la fase de cálculo

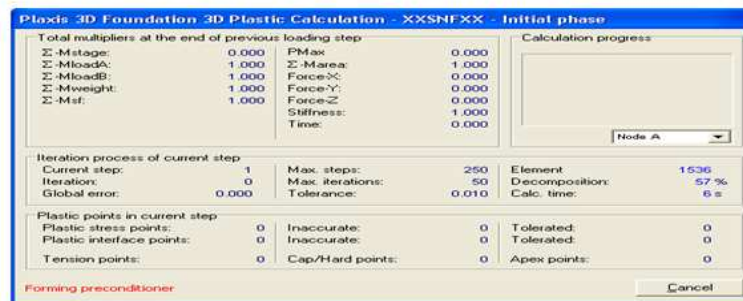
Fuente: Elaboración propia

- Cargas: El programa permite varios tipos de cargas (cargas puntuales, lineales, distribuidas) que se pueden aplicar en el modelo. Diferentes cargas y niveles de cargas pueden ser activadas independientemente en cada etapa de construcción.

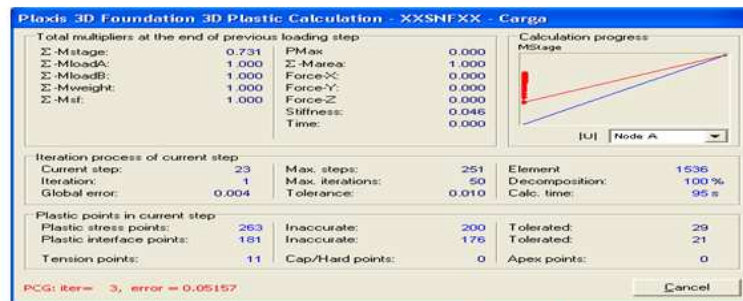
Figura 3-5 Malla de EF y procesos de cálculo para las diferentes fases del modelo.



a. Generación de la malla y se definición del punto de referencia para el análisis



b. Cuadro de información durante el proceso de cálculo de la fase inicial



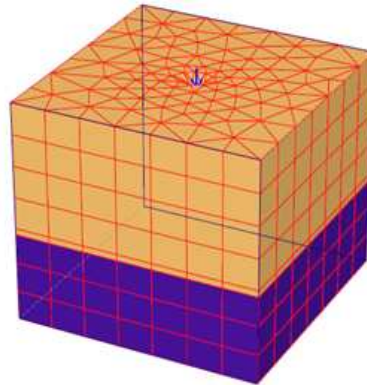
c. Cuadro de información durante el proceso de cálculo de la fase de "carga"

Fuente: Elaboración propia

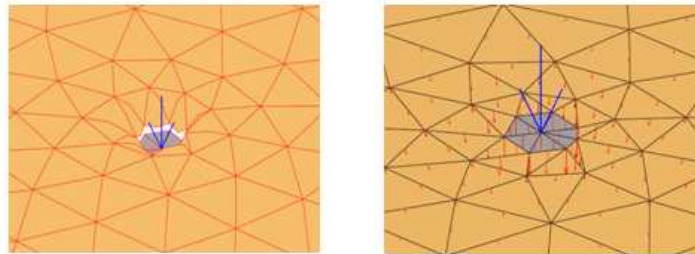
- Propiedades de los suelos definidos por el usuario: Esta característica permite a los usuarios incluir modelos de suelos semi-programados en los cálculos. Esta opción es bastante usada por los ingenieros en la práctica.

- Comportamiento estructural: Comportamiento estructural se puede definir como material lineal-elástico ortotrópico (que se extiende en dirección vertical) o como una curva elástica no-lineal de fuerza-deformación. Esto aplica para vigas, columnas, muros, losas y muelles. Placas de geometría ortotrópica con un perfil particular también pueden ser emuladas en cierta medida. Pilas embebidas y anclajes son siempre considerados de comportamiento lineal-elástico. El anclaje y el bulbo pueden ser definidos también como lineal-elástico o lineal-elástico perfectamente plástico.
- Modelo de Mohr – Coulomb: Este robusto pero simple modelo no-lineal está basado en parámetros de suelo que son conocidos en las situaciones prácticas. No todas las características no-lineales son incluidas en este modelo sin embargo, el modelo de Mohr-Coulomb puede ser usado para calcular capacidades de carga reales y cargas de colapso de cimentaciones, también como otras aplicaciones en las cuales el comportamiento de la falla del suelo juega un papel predominante.
- Equilibrio de presión de poros: Distribuciones de presión de poros complejas se pueden generar a partir de la entrada de los niveles de agua o la distribución de la presión de poro en las perforaciones y las agrupaciones del suelo.
- Exceso de presión de poros: Plaxis distingue entre suelos drenados y no drenados, arenas permeables, así como arcillas casi impermeables. El exceso de presiones de poro se calcula cuando las capas de suelo sin escurrir son sometidas a carga.
- Proceso de carga automático: Plaxis 3D Foundation se ejecuta en un modo de selección automática de tamaño de paso. Esto evita la necesidad de que los usuarios seleccionen incrementos adecuados de carga de los cálculos no lineales por sí mismos garantizando así un proceso de cálculo eficiente y robusto.

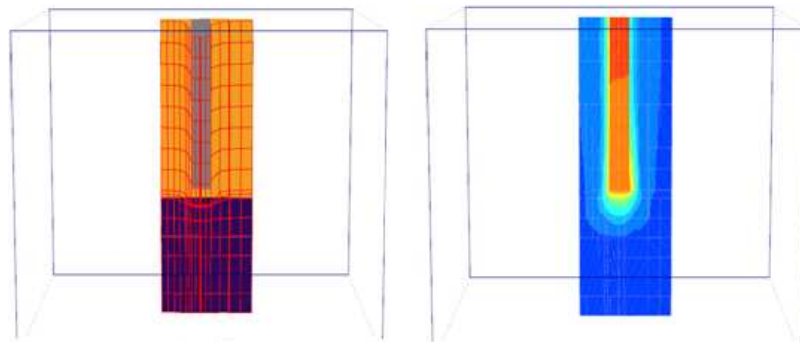
Figura 3-6 Resultados obtenidos del análisis por EF (Deformaciones y esfuerzos) en PLAXIS 3D Foundation.



a. Modelo de EF de la deformación causada en el suelo por la carga aplicada al pilote



b. Detalles de la interfase de resultados del modelo y algunas formas de representación



c. Detalles de la interfase de resultados del modelo y algunas formas de representación

Fuente: Elaboración propia

- Vista previa: Una opción de vista previa está disponible para comprobar y realizar los ajustes necesarios al modelo en un entorno 3D. Ya que los cálculos en 3D son bastante tediosos, es importante revisar el modelo antes de empezar el proceso de cálculo.
- Presentación de resultados: El post-procesador de Plaxis ha mejorado características gráficas 3D para la visualización de los resultados

computacionales. Los valores exactos de los desplazamientos, tensiones, deformaciones y las fuerzas estructurales pueden obtenerse de las tablas de producción. Plots y tablas pueden ser enviadas a los dispositivos de salida o en el portapapeles para exportarlos a otros programas. (Plaxis 3D Foundation - Validation manual 2007).

4. CASO ESPECIAL – EDIFICIO MAJESTIC

4.1 GENERALIDADES DEL PROYECTO

4.1.1 Localización del lote

El lote se encuentra localizado al oriente de la carrera 41 con calle 41 en el barrio Altos de Cabecera del municipio de Bucaramanga, departamento de Santander. La forma del lote es una poligonal con su lado mayor en el sector más alto junto a la Carrera 41. Las dimensiones del lote son de aproximadamente 59 metros de largo en sentido norte-sur y 45 metros de ancho en dirección oriente-occidente. La diferencia de altura es de 13.65 metros entre la carrera 41 y el extremo oriental de la construcción planteada. El área aproximada del lote es de 2600 metros cuadrados.

Figura 4-1 Localización del proyecto.



Fuente: Google Earth

4.1.2 Construcciones y áreas vecinas

Las edificaciones y áreas vecinas son las siguientes:

Al sur se encuentra el edificio “El Torreón”, con una altura de 6 niveles incluyendo un sótano de 2.6 metros de profundidad con relación a la carrera 41. El ancho del edificio en dirección norte-sur es de 17.70 metros, y en dirección oriente-occidente es de 24.0 metros.

Al norte colinda con una ladera sin construcciones, con pendiente cercana al 70% y 45 metros de altura de diferencia entre la carrera 41 y la quebrada La Flora; Al norte del proyecto y a una distancia de alrededor de 47.0 metros se encuentra el edificio Montearroyo, de 20 niveles de altura y dos sótanos.

Figura 4-2 Vista general del lote estudiado desde la Carrera 41, al fondo, edificación vecina “Montearroyo”.



Fuente: Registro fotográfico propio

Al oriente se encuentra una ladera sin construcciones, con una pendiente de aproximadamente 75% y 13.5 metros de altura con relación al nivel del sótano. La distancia entre el proyecto y la quebrada La Flora varía entre 74 y 83 metros.

Al occidente se ubica la Carrera 41 de pendiente semi-plana.

4.1.3 Características físicas generales del lote

El lote hace parte de la Urbanización Cabecera del Llano al oriente de la zona urbana de Bucaramanga; Esta urbanización fue conformada aproximadamente en 1960.

Figura 4-3 longitudinal edificio “El Torreón” edificación vecina al proyecto en el costado sur del lote.



Fuente: Registro fotográfico propio

La urbanización en general se encuentra dentro del área conocida como Alto de los Sarrapios, ocupando un área arriba de la corona del talud lateral de la quebrada La Flora, la cual corresponde a la corriente superficial más importante de la zona, la cual se encuentra canalizada.

El lote se encuentra localizado en el lomo de una colina con alturas sobre el nivel del mar de 1068 a 1074 m.s.n.m, y pendiente promedio aproximada del 5%.

Figura 4-4 Plano topográfico del proyecto



Fuente: Elaboración propia

Figura 4-5 Ladera al costado norte del proyecto, luego el edificio “Montearroyo”



Fuente: Registro fotográfico propio

4.1.4 Características ambientales

- Vegetación: La vegetación en el lote estudiado consiste principalmente en pastos altos, árboles de Caracolí, Gallineros y rastrojo alto que han nacido en forma silvestre.
- Cuerpos de agua: El drenaje superficial en la zona está relacionado con la quebrada La Flora, la cual se constituye en la corriente superficial más importante del área estudiada, a ella confluyen algunos drenajes permanentes de la zona del macizo y otros estacionarios originados en el mismo. En la margen derecha de la quebrada no se presentan corrientes superficiales, ya que se encuentra muy construida y el área de aferencia es muy limitada. La distancia entre la quebrada y el edificio es de 60.0 metros.

La diferencia de cota entre el nivel proyectado de fondo de sótanos y la quebrada La Flora es de 27.0 metros.

El tipo de drenaje que predomina en la zona es subdendrítico a subangular.

- Drenaje e infiltración: El drenaje superficial es bueno debido a la pendiente relativamente alta del terreno circundante, lo cual dificulta la infiltración de la escorrentía. Los suelos subsuperficiales presentan una capacidad de infiltración moderada; sin embargo, la cantidad de infiltración es baja debido a la escasa área de aferencia del lote.

Figura 4-6 Vegetación arbustiva en el costado nororiental del proyecto, hacia la parte inferior de la ladera.



Fuente: Registro fotográfico propio

4.1.5 Aguas subterráneas

En lo que a aguas subterráneas hace referencia se ha establecido que la zona del macizo de Santander (margen izquierda de la quebrada La Flora) constituye en términos hidrológicos la zona de recarga de aguas subterráneas del abanico de Bucaramanga, el cual posee un comportamiento de tipo acuífero.

En esta zona el agua subterránea transcurre principalmente a través de porosidad secundaria como diaclasas, fracturas y fallas. En la zona del abanico el comportamiento del agua subterránea está relacionado con la recarga proveniente del macizo y fluctúa dependiendo de la estación climática, en los sondeos realizados en la zona se han encontrado niveles freáticos en la parte norte del lote de 9.54 a 10.70 m de profundidad.

Niveles freáticos al terminar los sondeos de exploración:

El perfil de suelo se considera relativamente bien drenado, se encuentra generalmente en estado seco a húmedo y el nivel freático apareció en los sondeos de acuerdo a la siguiente tabla:

Tabla 4-1 Nivel freático encontrado en los sondeos

Sondeo	Profundidad del nivel freático (mts)
1 (marzo 24 de 2010)	28.70
2 (abril 06 de 2010)	29.10
3 (abril 12 de 2010)	22.95
4 (abril 20 de 2010)	30.40
5 (abril 26 de 2010)	28.80
1A (septiembre de 2003)	10.70
2A (septiembre de 2003)	9.54

Fuente: Elaboración propia

La presencia del nivel freático es un elemento muy importante y está relacionado con el contacto del macizo de Santander con el Abanico aluvial de Bucaramanga.

Tabla 4-2 Niveles freáticos a Junio 9 de 2010

Sondeo	Profundidad del nivel freático (mts)
1	31.0
2	----
3	23.33
4	31.03
5	29.15

Fuente: Elaboración propia

4.2 CARACTERÍSTICAS DEL PROYECTO

- Nombre del proyecto: Edificio Majestic.
- Altura en niveles: 42 (incluyendo sótanos).
- Profundidad de excavaciones hasta el nivel de sótano: 17.48 metros.

4.2.1 Descripción general

De acuerdo a los lineamientos del Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10, el proyecto consiste de una unidad residencial de 42 niveles de altura, incluyendo todos los pisos del proyecto, sótanos, terrazas y pisos técnicos.

- Número de unidades de construcción: 1 (De acuerdo a los parámetros del NSR- 10).
- Categoría de la unidad de construcción: Categoría especial

La construcción propuesta es de categoría especial, debido a que posee más de 20 niveles de construcción y las cargas máximas del servicio de las columnas son mayores a 8.000 KN (800 Ton).

- Sistema estructural: El sistema estructural propuesto consiste en 37 muros de concreto reforzado de secciones variables, formado un sistema aporticado.

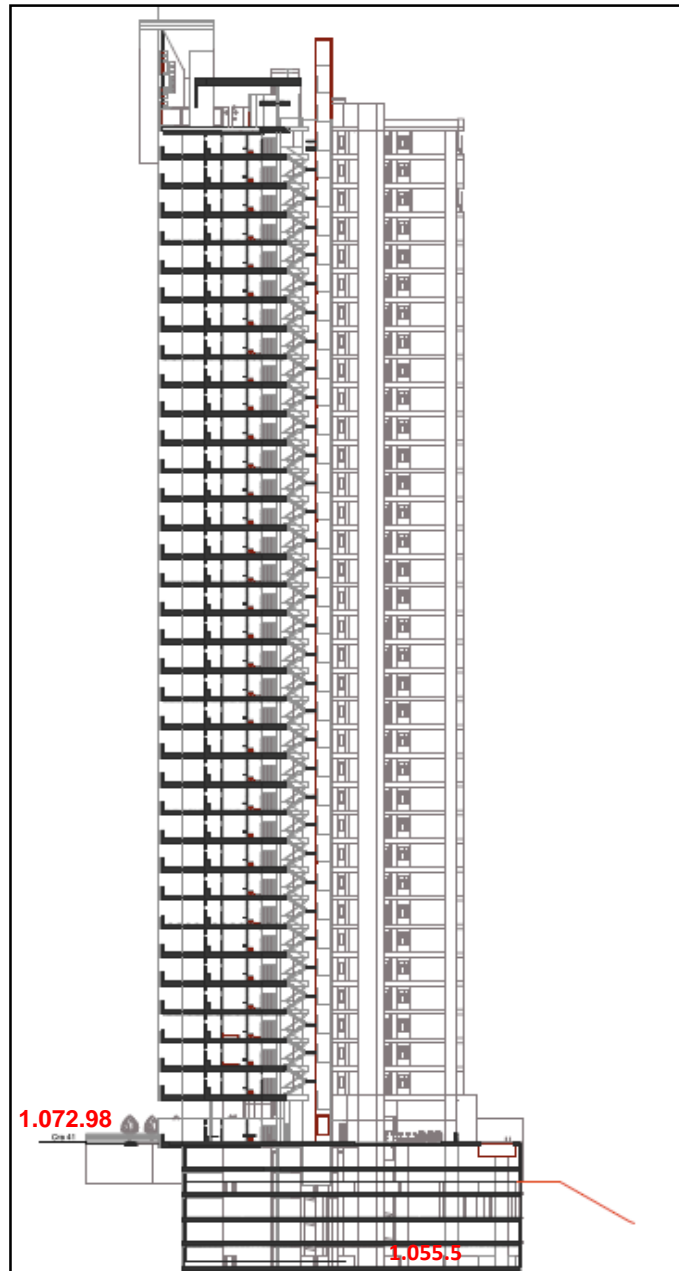
Figura 4-7 Vista en planta del proyecto



Fuente: Elaboración propia

- Evaluación de cargas: En la tabla siguiente se muestran las cargas de los elementos estructurales sobre la cimentación, de acuerdo a la información suministrada por los ingenieros estructurales.

Figura 4-8 Corte transversal del edificio Majestic



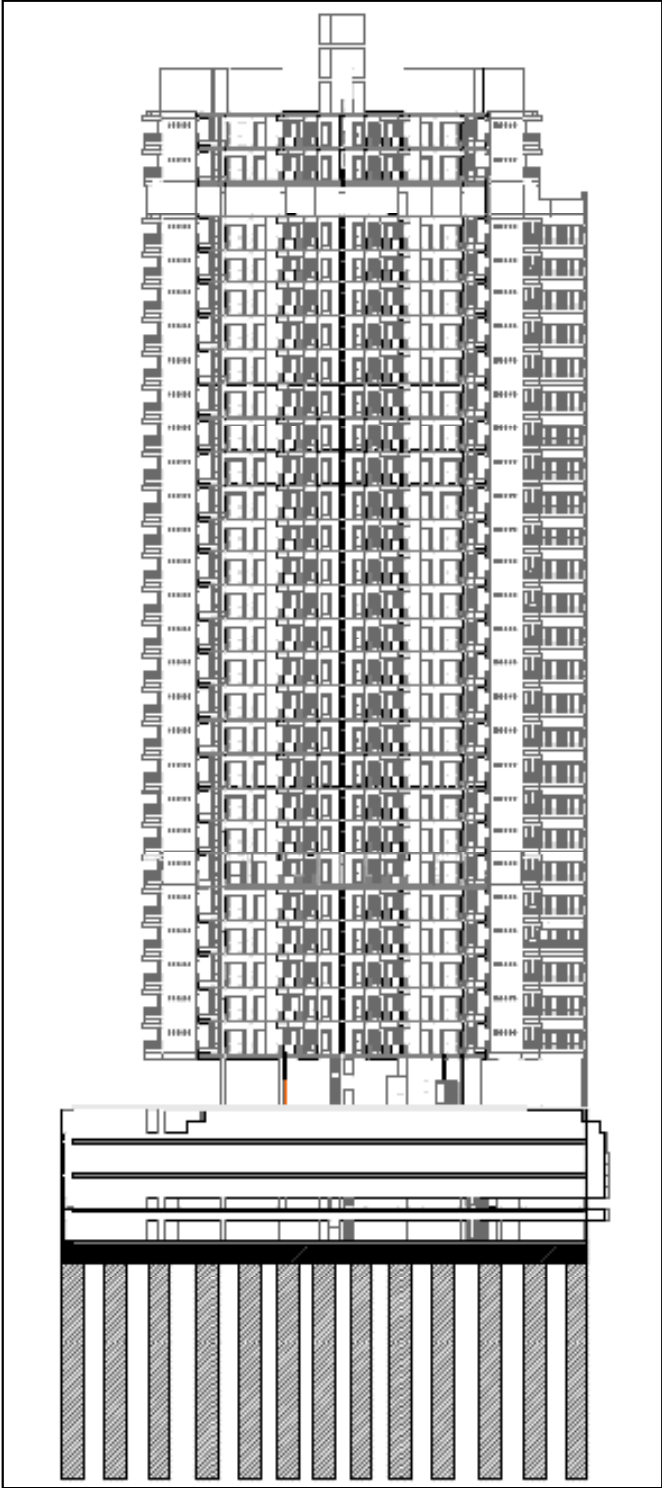
Fuente: Elaboración propia

Carga máxima de un elemento estructural: 4450 Toneladas.

Carga mínima de un elemento estructural: 100 Toneladas.

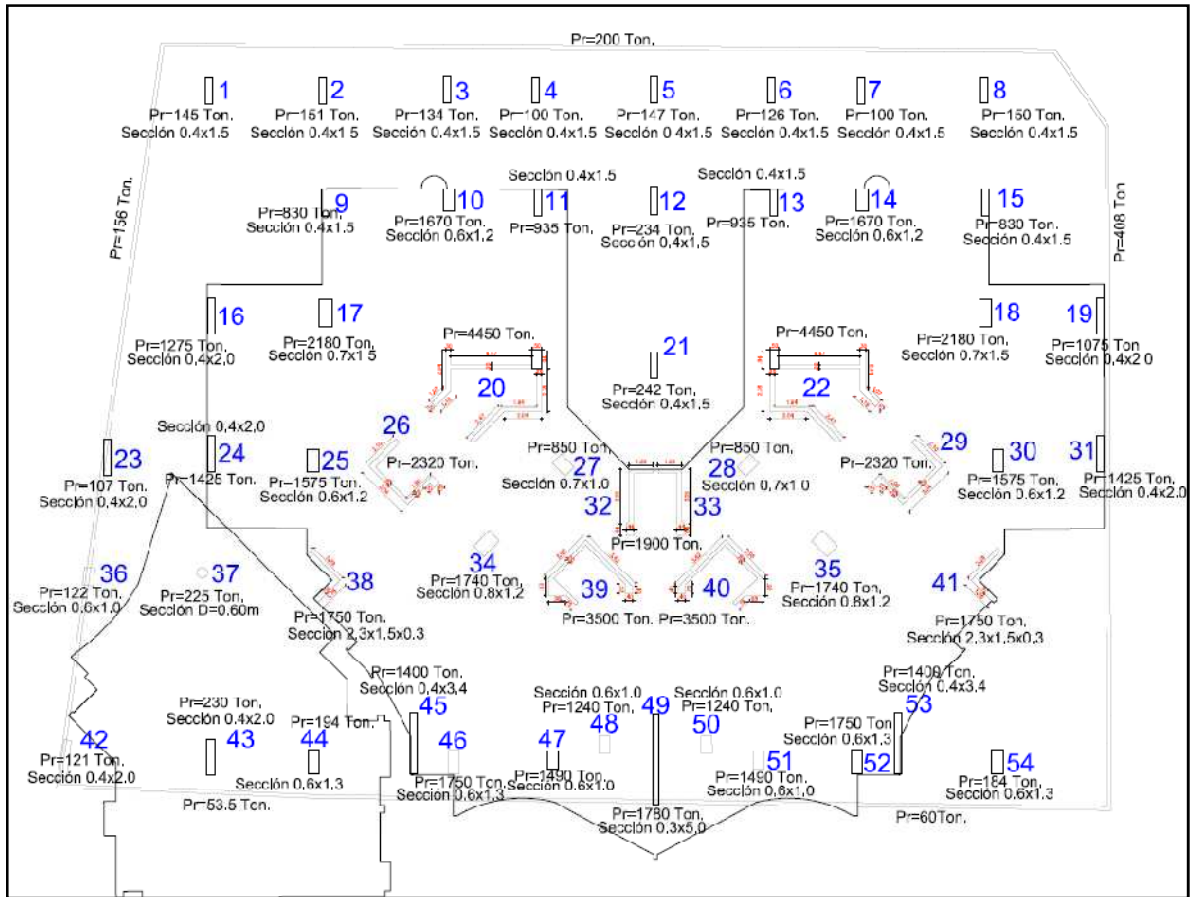
Números de apoyos de la estructura: 54.

Figura 4-9 Corte longitudinal del edificio Majestic con las estructuras de cimentación (placa flotante y caissons)



Fuente: Elaboración propia

Figura 4-10 Plano de cargas del proyecto



Fuente: Elaboración propia

Tabla 4-3 Cargas de los elementos estructurales.

Elemento	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
Carga (Ton)	145	151	134	100	147	126	100	150	830	1670	935	234	935	1670
Elemento	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28
Carga (Ton)	830	1275	2180	2180	1075	4450	242	4450	107	1425	1575	2320	850	850
Elemento	29	30	31	32	33	34	35	36	37	38	39	40	41	42
Carga (Ton)	2320	1575	1425	950	950	1740	1740	122	225	1750	3500	3500	1750	121
Elemento	43	44	45	46	47	48	49	50	51	52	53	54		
Carga (Ton)	230	194	1400	1750	1490	1240	1780	1240	1490	1750	1400	184		

Fuente: Elaboración propia

4.3 CARACTERÍSTICAS GEOLÓGICAS Y GEOTÉCNICAS GENERALES

4.3.1 Descripción geológica regional

Regionalmente, la zona de estudio se encuentra en límites de las regiones geológicas del Macizo de Santander y la depresión tectónica de Bucaramanga y por lo tanto, en zona de influencia del sistema de fallas de Bucaramanga – Santa Marta; en esta zona las rocas más antiguas son de origen ígneo – metamórfico, agrupadas dentro del Neis de Bucaramanga (Peb) de edad Precámbrico.

La unidad antes mencionada junto con rocas ígneas intrusivas principalmente de composición ácida que afloran principalmente al Este del sistema de fallas de Bucaramanga – Santa Marta, de edad Jurásica y Triásica (JRcg) conforman la región geológica conocida como Macizo de Santander.

Asociadas al sistema de fallas de Bucaramanga – Santa Marta se presentan afloramientos de rocas sedimentarias Triásicas del sistema Carbonífero y Pérmico, principalmente al norte de la zona de estudio y abarca las formaciones Diamante (Pcd), Tiburón (TRPt) y Bocas (TRb).

El sistema Jurásico se encuentra representado regionalmente por las formaciones Jordán (Jj) y Girón (Jg), las cuales se presentan principalmente al oeste de la zona de estudio y al sur en el municipio de Floridablanca.

El sistema Cretáceo no aflora en la zona de estudio, pero éste se presenta en la parte superior de las mesas de Ruitoque y los Santos, representados por la formación Tambor (Kita) al sur de la zona.

Suprayaciendo las rocas antes mencionadas se encuentran depósitos Cuaternarios, los cuales cubren gran parte de la zona y sobre los cuales se han desarrollado los cascos urbanos de Bucaramanga, Girón, Floridablanca y Piedecuesta.

Los depósitos Cuaternarios han sido clasificados en la formación Bucaramanga conformada de base a tope por los miembros Organos (Qbo), Finos (Qbf), Gravoso (Qbg) y Limos Rojos (Qblr).

Otros depósitos Cuaternarios importantes los constituyen los conos de deyección de escombros y detritos (Qfe), los cuales se presentan principalmente hacia Floridablanca y Piedecuesta.

Se presentan además depósitos aluviales (Qal) distribuidos principalmente en los valles de los ríos y quebradas, correspondientes a aluvial reciente, Terrazas Bajas y Terrazas Altas.

Los depósitos generados por fenómenos de remoción en masa se han clasificado en depósitos coluviales de ladera (Ql), Deslizamientos Activos (Qda) y Deslizamientos Inactivos (Qdi) (INGEOMINAS 2001).

4.3.2 Geología Local

El mapa geológico fue elaborado tomando como base el mapa geológico del proyecto de Zonificación Sismogeotécnica Indicativa del Area Metropolitana de Bucaramanga (Ingeominas 2001) el cual a su vez se basa en la Geología del Cuadrángulo H – 12.

4.3.3 Litoestratigrafía

En la zona de influencia del área de estudio afloran rocas Metamórficas, Igneas y depósitos recientes, que representan amplios intervalos de tiempo geológico abarcando desde el Precámbrico hasta el Cuaternario.

4.3.4 Rocas metamórficas

- Neis de Bucaramanga (PEb)

Nombre propuesto por Goldsmith y otros, “para una secuencia estratificada de rocas metasedimentarias de alto grado metamórfico que consisten principalmente

de paraneis pelítico, semi pelítico y arenáceo, esquisto y cantidades subordinadas de neis calcáreo, mármol, neis hornbléndico y anfibolita”.

En la zona de estudio aflora principalmente el paraneis con bandas de algunos centímetros de espesor, las cuales se presentan alternadas siendo principalmente anfibólicas y cuarzofeldespáticas micáceas.

El cuarzo se identifica claramente, los feldespatos se presentan meteorizados y en mayor grado los minerales máficos, la moscovita se identifica claramente asociada a las bandas cuarzofeldespáticas en láminas muy finas.

En la zona de estudio se identificó un afloramiento no cartografiable de baja extensión y continuidad de Neis de Bucaramanga en la vía que conduce a “Sierra Morena”, en este se presenta el neis bandeado antes descrito con una dirección de bandeamiento de N 25 W / 35 NE.

El neis de Bucaramanga se reconoce también al Este de la zona de estudio, con una continuidad aceptable al oriente de la falla Miramanga, y está constituido por un neis bandeado de textura media (INGEOMINAS 2001).

4.3.5 Rocas ígneas

- Cuarzomonzonita, Granito y Pórfido Cuarzoso (Jrcg)

Esta unidad aflora en gran parte de la zona de estudio al este de la Falla de Bucaramanga en contacto fallado y erosivo con la formación Bucaramanga, los afloramientos de esta unidad son muy abundantes en la zona, presentando principalmente Granito, Cuarzomonzonita e intrusiones de rocas máficas entre estos.

En las márgenes de la quebrada La Flora se presentan principalmente el granito y la cuarzomonzonita, estas rocas se manifiestan como cuerpos continuos masivos en los cuales se presentan afloramientos de cuarzomonzonita y granito alternados, sin poderse establecer una diferenciación cartográfica.

Tomando la cañada que desemboca en la quebrada La Flora en el sitio del puente vehicular que conduce del Barrio el Jardín a Pan de Azúcar se puede observar que las rocas antes mencionadas presentan diques máficos diabásicos ricos en olivino, piroxeno y hornblenda con muy poco cuarzo clasificados como peridotita.

Las rocas félsicas son más antiguas en la zona y la peridotita se presenta siempre intrusiva entre el granito y en forma de diques. También se presentan afloramientos de diorita con regular estado de meteorización y denso diaclasamiento, tal como se observó en el lote de la urbanización Balcón de las Américas.

Con base en el material extraído de una perforación realizada en la quebrada la Flora, se puede afirmar que las rocas dioríticas son amplias y continuas en profundidad, y su emplazamiento es posterior al de las rocas más félsicas y probablemente controlado por movimientos en la falla Bucaramanga – Santa Marta (INGEOMINAS 2001).

4.3.6 Rocas metamórficas

- Formación Bucaramanga

Corresponde a un depósito sedimentario aluvial de edad Cuaternario, morfogénicamente definido como un abanico aluvial, asociado a un control tectónico en su desarrollo y depositación.

El espesor del depósito aumenta de oriente a occidente y aunque el valor real de éste se desconoce, siendo actualmente motivo de investigación, algunos cortes geológicos permiten estimar, en los sectores más profundos, valores promedios cercanos a los 250 m.

De acuerdo con la granulometría, morfología, agentes de transporte y fuentes de los materiales, esta unidad se acumuló en un ambiente típicamente fluvial, donde alternan materiales de origen aluvial tipo cono de deyección, flujos de escombros,

canal y lagunar. En la zona de estudio esta unidad se encuentra representada por el miembro Limos Rojos.

- Miembro Limos Rojos

Está localizado en la zona principalmente urbanizada de Bucaramanga, que en la zona de estudio corresponde al sector Este. Geomorfológicamente este Miembro constituye lo que anteriormente se denominaba como “Meseta de Bucaramanga”, con relieve semiplano y pendientes entre 2 y 7%; el drenaje es escaso paralelo y superficial (Niño y Vargas, 1992).

Constituido por arenas arcillosas gravosas y limos de colores rojizos, amarillentos y naranjas.

En el lote estudiado se presenta básicamente una intercalación de niveles limo arenosos y arena limosos con gravas medias, angulares de areniscas y niveles limo arcillosos con abundantes bloques subangulares de areniscas cuarzosas duras, cremas a claras, de 5 a 30 centímetros de longitud y presencia de grandes bloques de areniscas de hasta 1 m de espesor principalmente en la parte superior.

Suprayace al segmento gravoso y su contacto con éste es gradacional. La parte más superficial de este Miembro se encuentra altamente meteorizada, formándose en algunos sectores niveles de oxidación que le ayudan a incrementar su compactación y resistencia a la erosión. El ambiente de depositación indica un dominio de flujo de lodos combinados con caídas de bloques de la pendiente del macizo.

Esta unidad en la zona se presenta suprayaciendo el Granito y Cuarzomonzonita (Jrcg) como puede observarse en el apique realizado en el lote estudiado.

El espesor del miembro Limos Rojos en la zona de estudio es variable, en el lote presenta espesores superiores a 15 m.

- Depósitos Aluviales (Qal)

Los depósitos aluviales recientes corresponden a sedimentos de matriz arenosa de coloración crema a blanca, dependiendo de su contenido de cuarzo, con presencia de cantos redondeados de variada composición.

Se encuentra principalmente formando el valle de inundación a lo largo de la quebrada La Flora y algunas quebradas de menor importancia.

- Depósitos Coluviales o de Ladera (QI)

Los depósitos coluviales (QI) se conforman por antiguos deslizamientos, desprendimientos, etc. que generalmente se localizan en la parte baja de escarpes montañosos, representando zonas con topografía generalmente ondulada y de pendientes suaves; su granulometría es irregular aunque localmente se caracterizan por presentar bloques angulares embebidos en una matriz arcillosa.

En el área de influencia se localizan principalmente en las márgenes de la quebrada La Flora. Están constituidos por bloques de areniscas de grano fino, duras, algunas limolitas violetas en cantos más pequeños y cantos de rocas ígneas félsicas con un grado de meteorización mayor que los anteriores, estos sedimentos se presentan en una matriz arcillosa limosa color anaranjado y rojiza.

Los coluviones presentes en la zona corresponden a antiguos desprendimientos de material de los miembros gravoso y limos rojos de la formación Bucaramanga, siendo importante el coluvión generado durante el deslizamiento de la Carrera 40 (Ver Plano Geológico).

- Llenos Antropogénicos (QIIIm)

Se utiliza esta denominación para diferenciar aquellos materiales que han sido arrojados por la actividad del hombre, específicamente durante el desarrollo de obras civiles; Son depósitos conformados por materiales de corte de taludes, cuya composición depende de la del talud de corte, estos depósitos se presentan en la

zona de estudio en la carrera 45 al sur del lote de estudio y en la margen derecha de la vía que del barrio el Jardín conduce a Pan de Azúcar (INGEOMINAS 2001).

4.3.7 Geología estructural

Entre las principales estructuras que se han podido observar, determinar y cartografiar se pueden mencionar: La Falla de Bucaramanga – Santa Marta, Falla de Miramanga, Falla de Florida y la Falla de Corcovado que inciden notablemente en la geología local (Ver Mapa y Perfil Geológico).

- Falla de Bucaramanga – Santa Marta. Se encuentra en la parte central del área de estudio, su trazo es ligeramente curvilíneo y su dirección es localmente Noroeste aunque regionalmente se torne Norte – Sur y Noreste. Según Ward basados en su longitud y trazo es principalmente una falla de rumbo, sin embargo en la zona de estudio se presentan evidencias claras de desplazamiento vertical, que representa un levantamiento del bloque este hacia el oeste, tesis propuesta por Julivert (1958, 1961 y 1970) quien la clasifica como una falla Inversa de alto ángulo. En la zona de estudio se han cartografiado fallas paralelas a esta, que afectan principalmente rocas Metamórficas e Igneas del Macizo de Santander.
- Falla de Miramanga. Se encuentra en la parte Oriental del área de estudio, su trazo es muy rectilíneo con una dirección Noroeste. Es una falla paralela a la Falla de Bucaramanga, denominada así por su trazo coincidir con una charca de falla conocida como Lago de Miramanga. La importancia de esta falla radica en la zona de estudio, que separa dos litologías muy diferentes en composición y edad como son el Igneo de Pan de Azúcar y el Neis de Bucaramanga, el cual a partir de ésta hacia el este se presenta más continuo.
- Falla de Morrórico. Se encuentra en la parte Oriental del área de estudio, su trazo es muy rectilíneo con una dirección Noroeste. Es una falla paralela

a la Falla de Bucaramanga, denominada así por su trazo coincidir en dirección con la colina del Parque de Morrórico.

Esta falla ha sido identificada en trabajos anteriores debido a las evidencias morfológicas que presenta, principalmente en la zona de Pan de Azúcar. Su trazo hacia el norte después de la Falla del Corcovado no se establece claramente y no es claro en la zona de Morrórico. En la zona de estudio esta falla afecta exclusivamente el Igneo de Pan de Azúcar y podría constituir el mecanismo de emplazamiento del intrusivo máfico (Peridotita) que ha sido identificado en esta zona.

- Falla de Florida. Localizada en la parte occidental del área de estudio, su trazo es muy rectilíneo e inferido, ya que esta falla ha sido identificada mediante una tomografía eléctrica y correlacionada regionalmente. Con base en la exploración geofísica del parque San Pío, se puede establecer que esta falla presenta un hundimiento del bloque oeste con la consecuente profundización de la formación Bucaramanga, su inclinación es aparentemente oeste y representaría una falla Normal.
- Falla del Corcovado. Se encuentra en la parte central del área de estudio, su trazo es muy rectilíneo y su dirección regional es poco variable, se presenta con un rumbo Noreste. Se ha clasificado como una falla principalmente de rumbo dextral con base en desplazamientos de fallas paralelas al sistema de Bucaramanga – Santa Marta, su inclinación es principalmente noroeste de alto ángulo, como lo demuestran superficies de espejos de falla identificados en el presente trabajo. Regionalmente esta falla se caracteriza por presentar una zona de meteorización bastante amplia y profunda, localmente se han identificado depósitos de ladera en su zona de influencia, así como fenómenos de remoción en masa, como el deslizamiento en el sector del Corcovado al este de la zona de estudio; Su trazo continúa al noreste coincidiendo con la margen izquierda del Río Suratá.

Esta falla parece estar directamente relacionada al Sistema de Fallas de Surata, además de coincidir regionalmente con este y por presentar una meteorización muy amplia y profunda a lo largo de su trazo, se le puede atribuir que haya direccionado en el pasado las corrientes que dieron origen a los depósitos de la formación Bucaramanga.

Adicionalmente en cercanías al lote estudiado se han encontrado grandes diferencias en el espesor de los depósitos de la formación Bucaramanga, que inducen a los autores del presente informe a deducir una paleoforma en profundidad que correspondería a un canal fluvial antiguo; El trazo de esta falla también fue reconocido en el estudio geofísico del sector del Parque San Pío, en el cual se muestra claramente una depresión anómala en el subsuelo (INGEOMINAS 2001).

4.3.8 Diaclasas

En la zona de estudio se presentan afloramientos rocosos principalmente de rocas ígneas intrusivas félsicas de composición granito a cuarzomonzonita, las cuales presentan superficies de diaclasamiento generadas ya sea durante su emplazamiento o por acción tectónica del sistema de fallas de Bucaramanga – Santa Marta.

Las diaclasas identificadas y medidas son las siguientes:

N25E / 82SE	N46W / 64SW
N15E / 66NW	N25W / 66NE
N70E / 74NW	N10W / 46 SW
N27E / 54SE	
N67E / 80NW	
N23E / 65 SE	

N46E / 55 SE

4.3.9 Características de las unidades geológicas en el lote estudiado

- Terraza de Bucaramanga (Miembro Limos Rojos)

Descripción:

Este nivel superior de la formación Bucaramanga está compuesto por arenas limosas y arcillosas con fragmentos de rocas ígneas y metamórficas y bloques de areniscas de variada granulometría y coloración.

Espesor:

El nivel Limos Rojos de la formación Bucaramanga en el lote de estudio alcanza un espesor superior a 38 metros.

Distribución en el lote:

Se localiza en una franja aproximada N-S abarcando desde el frente del lote hasta la falla La Flora; se ubica sobre la zona de menor pendiente.

Parámetros obtenidos en los ensayos de campo y laboratorio:

Los suelos se clasifican como SM, SC, GP-GC Y SS

Los ensayos de SPT dan valores de N de 11 Golpes/pie a 131 Golpes/pie. La resistencia aumenta con la profundidad.

En los ensayos de corte directo se obtuvieron valores de $\phi = 30$ y $c = 36$ Kg/cm².

- Rocas ígneas y metamórficas meteorizadas

Descripción:

Las rocas ígneas meteorizadas predominantes en el sector corresponden a granitos y cuarzomonzonitas con variaciones en proporción de minerales máficos.

Las rocas metamórficas presentan diferente grado de meteorización con diferenciación de grano y composición. La roca encontrada se clasifica en GR (granitics).

Espesor:

Las rocas meteorizadas presentan una variabilidad vertical que oscila entre 7 y 17 metros de espesor.

Distribución en el lote:

Las rocas ígneas abarcan gran parte del lote estudiado ubicándose predominantemente en el área central desde cerca del límite del costado norte hasta el costado sur, mientras que el neis presente se localiza hacia el costado norte en la zona límite con el lote adyacente.

Parámetros obtenidos en los ensayos de campo y laboratorio:

La roca encontrada se clasifica en GR (granitics).

Los ensayos de SPT dan valores de N de 43 Golpes/pie a 120 Golpes/pie. La resistencia aumenta con la profundidad.

- Suelos residuales de rocas ígneas

Descripción:

Corresponden a arcillas arenosas y arenas limosas color amarillo y marrón con algunos niveles arenosos de grano grueso de color amarillo. En profundidad se presentan suelos areno-limosos de color verde.

Espesor:

Los suelos residuales de las rocas ígneas alcanzan un espesor de 40 metros.

Distribución en el lote:

Estos materiales se localizan en una franja alargada aproximada N-S en contacto con el nivel de Limos Rojos de la formación Bucaramanga.

Parámetros obtenidos en los ensayos de campo y laboratorio:

Los suelos se clasifican como SM, SC, CL y ML.

Los ensayos de SPT dan valores de N de 11 Golpes/pie a 190 Golpes/pie. La resistencia aumenta con la profundidad.

En los ensayos de corte directo se obtuvieron valores de $\phi = 23$ y $c = 40$ Kg/cm².

- Depósitos de coluvión

Descripción:

Corresponden a suelos compuestos por arcillas arenosas húmedas de color marrón y amarillo con alto contenido de gravas de variada litología, fragmentos de neis meteorizados y bloques de areniscas cuarzosas.

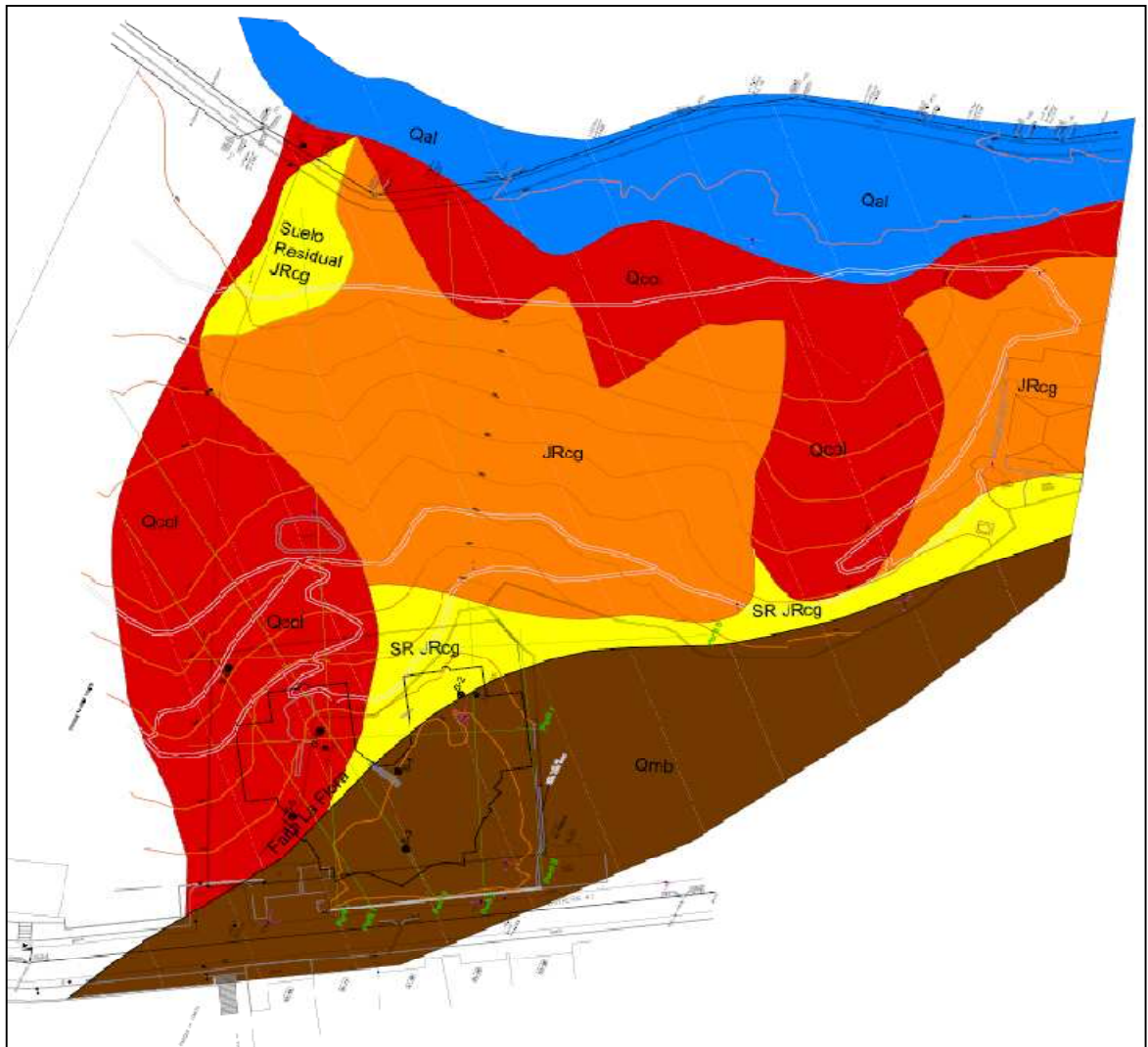
Espesor:

De acuerdo a los resultados de los estudios realizados en el lote, el depósito de coluvión presenta una altura aproximada de 22 metros de espesor, con una disminución vertical hacia el costado norte del lote.

Distribución en el lote:

Abarca aproximadamente un 30% del lote estudiado localizándose hacia el costado Norte del mismo limitado de los materiales del nivel Limos Rojos mediante la falla La Flora y llegando hasta los alrededores de la quebrada La Flora; este depósito también aparece en contacto con el aluvial de la quebrada la Flora y cubriendo en la parte central un área de las rocas ígneas meteorizadas.

Figura 4-11 Plano geológico.



■	Qcol	Antiguos deslizamientos. Suelos arcillo-arenosos con gravas, fragmentos y bloques.
■	Qal	Depósito aluvial quebrada la Flora. Sedimentos de matriz arenosa.
■	Qmb	Terraza de Bucaramanga.
■	SR JRcg	Suelo residual ígneo. Arcillas arenosas y arenas limosas con niveles arenosos de grano grueso.
■	JRcg	Roca ígnea. Granito con textura afanítica y variaciones a minerales máficos, esporádicas peridotitas.

Fuente: Elaboración propia

Parámetros obtenidos en los ensayos de campo y laboratorio:

Los suelos se clasifican como SM, SC y ML.

Los ensayos de SPT dan valores de N de 20 Golpes/pie a 74 Golpes/pie. La resistencia aumenta con la profundidad.

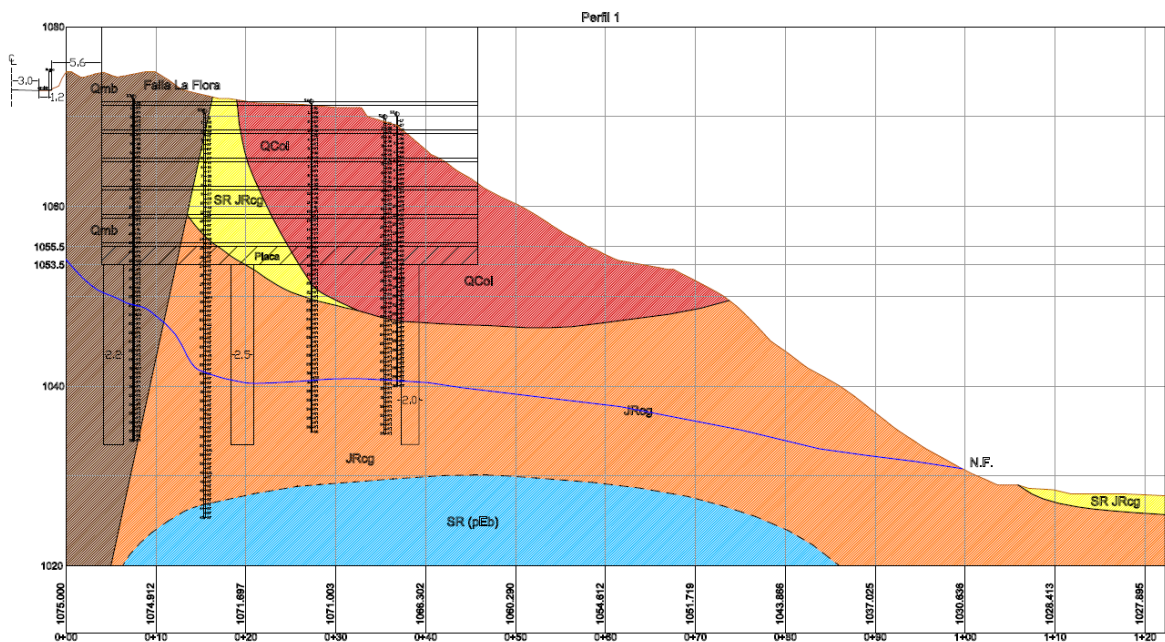
4.3.10 Suelos con características especiales

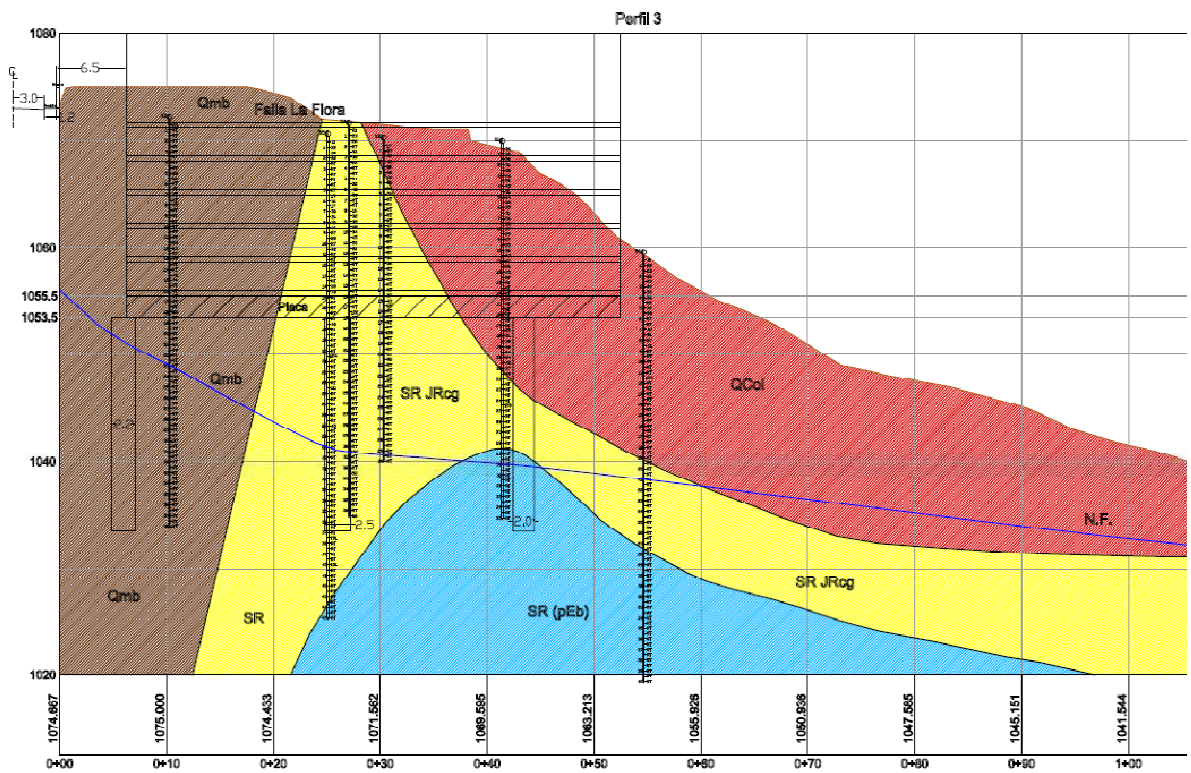
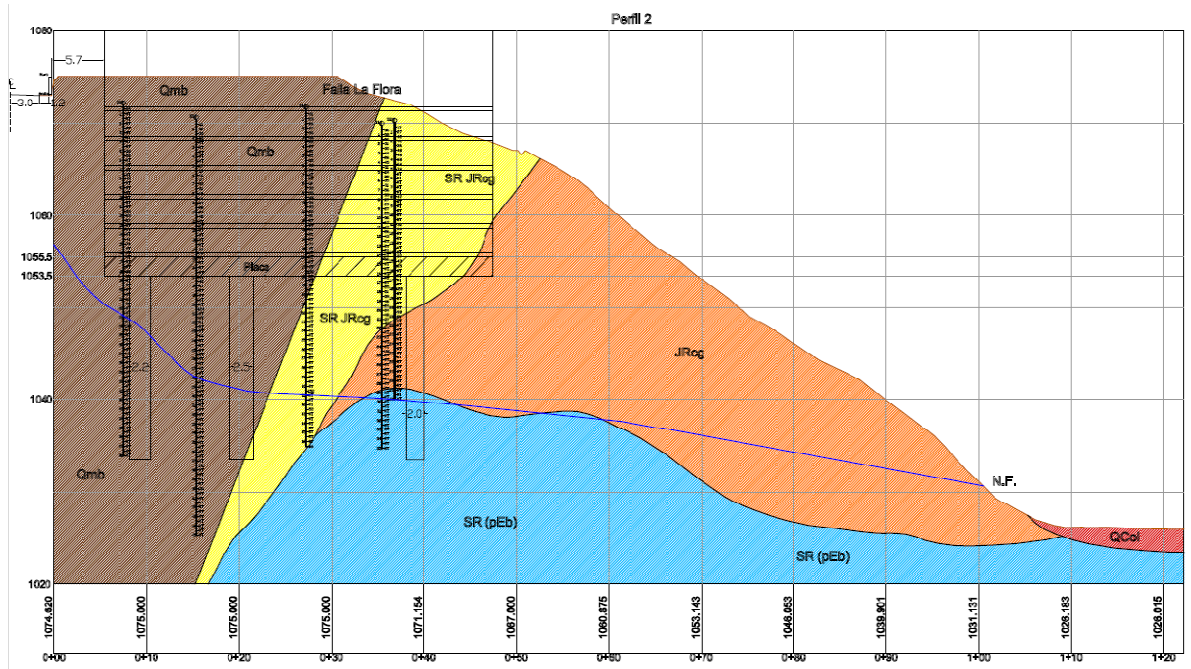
En el trabajo realizado no se detectaron suelos con características especiales, de acuerdo a la definición del NSR-10.

En el lote no aparecen suelos expansivos, dispersivos o colapsables, ni efectos negativos relacionados con la presencia de la vegetación o de los cuerpos de agua cercanos.

Las raíces de los árboles existentes alrededor del lote, no presentan riesgo para la construcción debido a que las cargas de la edificación son suficientemente altas para impedir efectos de las raíces.

Figura 4-12 Perfiles geológicos detallados del proyecto.





Fuente: Elaboración propia

4.4 AMENAZA Y MOVIMIENTOS SÍSMICOS PARA DISEÑO

4.4.1 Aceleraciones para diseño

No existe información técnica local en Bucaramanga para soportar la especificación de una aceleración para diseño; sin embargo, Ingeominas ha propuesto aceleraciones basadas principalmente en el análisis conceptual de la tectónica regional sin soporte instrumental.

La siguiente tabla propuesta por Ingeominas, presenta el valor de aceleración máxima del terreno obtenida para los análisis de amenaza para fuentes individuales, que se encuentren dentro de un radio de 200 kilómetros de la zona de estudio.

Se puede observar que la amenaza está controlada por la posible ocurrencia de un sismo a lo largo de las Fallas Bucaramanga-Santa Marta, Suárez, Salinas y la Frontal de los Llanos Orientales; sin embargo, el mencionado estudio sintetizó los escenarios sísmicos en 2 posibles escenarios: Falla Bucaramanga y Frontal de los Llanos Orientales, considerando que los efectos generados por un sismo en las fallas Suárez y Salinas estarían cubiertos por dichos escenarios escogidos.

Tabla 4-4 Amenaza sísmica del Área Metropolitana de Bucaramanga considerando fuentes sismogénicas individuales

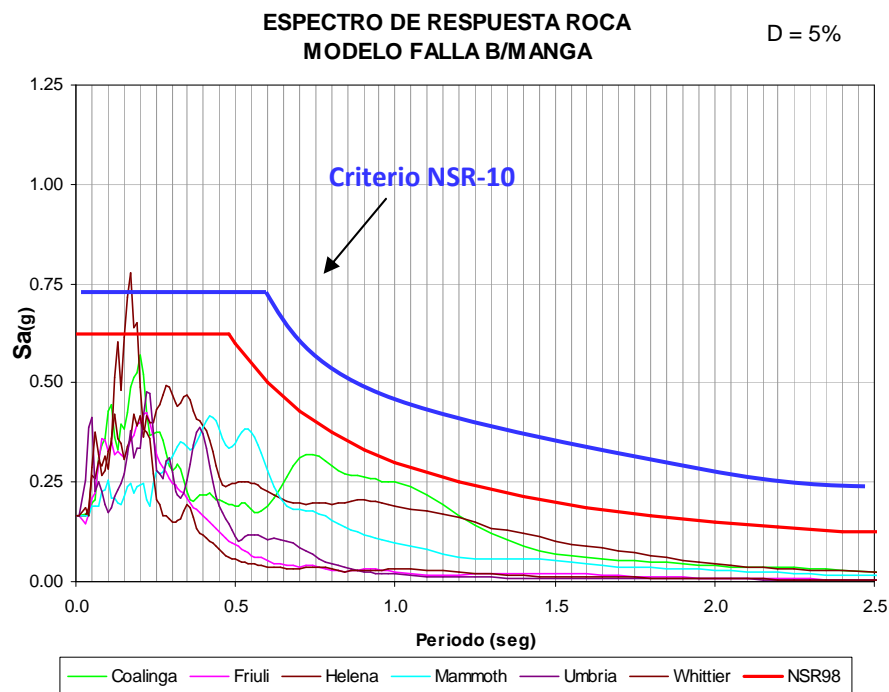
Fuente Sísmica	Am (g)
Todas las fuentes (200 kilómetros)	0.247
Frontal de los Llanos Orientales	0.214
Bucaramanga – Santa Marta	0.166
Salinas	0.118
Suárez	0.106
Benioff Profunda	0.078
Uribante Caparo	0.044
Boconó	0.025
Cimitarra	0.024
Palestina	0.023
Puerto Rondón	0.018

Fuente: Ingeominas, 2001

4.4.2 Marco tectónico general

Las fallas activas con longitud suficiente para generar sismos importantes en Bucaramanga son las fallas de Bucaramanga, del Suárez, de Servitá, de La Salina y del Piedemonte llanero. Teniendo en cuenta que los vectores de movimiento de los bloques tectónicos son principalmente hacia el oriente y las fallas geológicas son N-S se generan unos esfuerzos de compresión; sin embargo, la magnitud de las deformaciones para el caso de Bucaramanga es muy inferior a la de los casos de Haití o Chile e incluso del caso de Armenia; Igualmente las deformaciones acumuladas son muy pequeñas (SUAREZ, 2010).

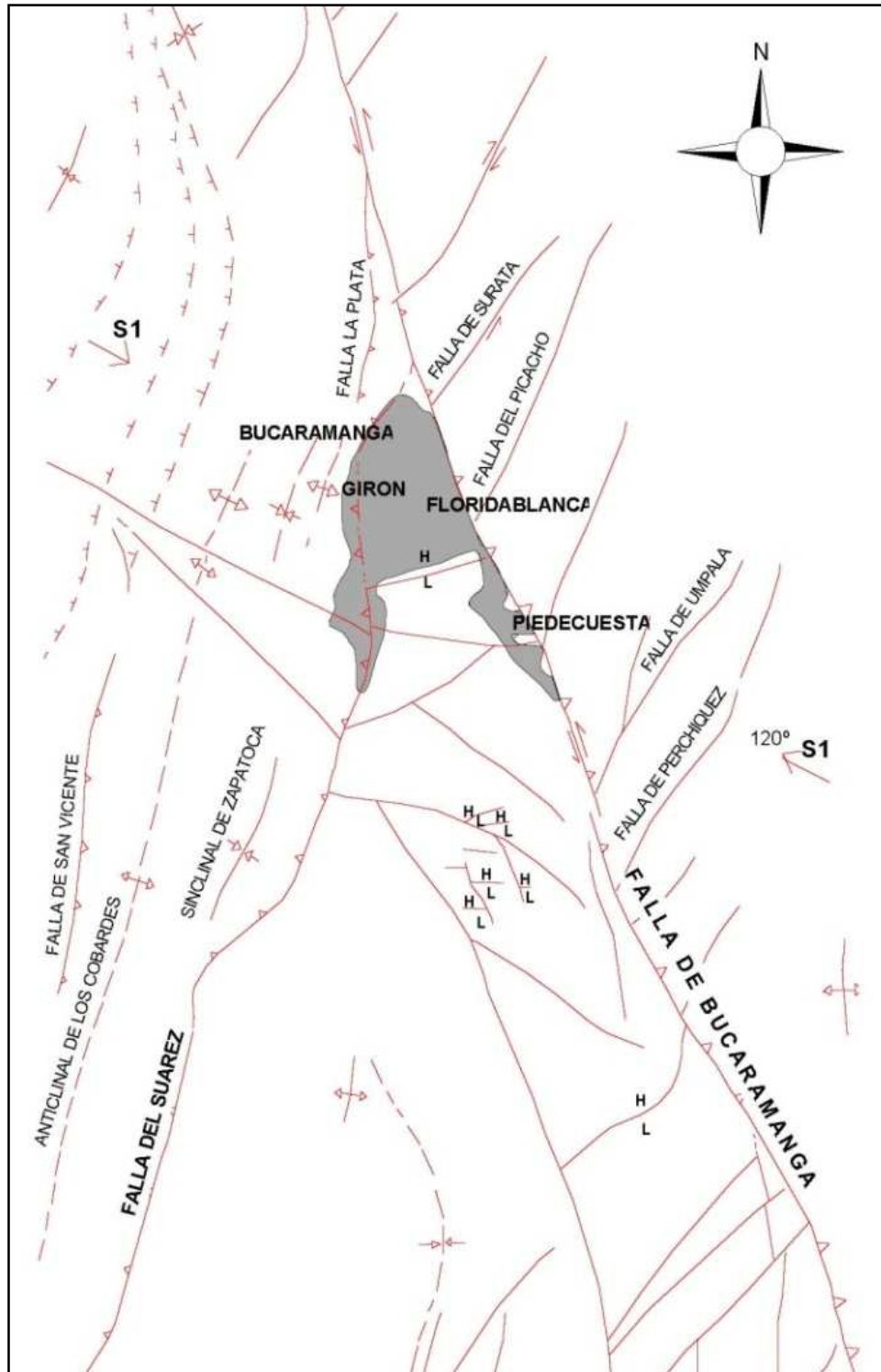
Figura 4-13 Espectros de respuesta para sismos de la falla de Bucaramanga.



Fuente: Ingeominas, 2001

Se concluye que con las provisiones del reglamento de construcción sismoresistente NSR-10, está plenamente cubierta la amenaza sísmica de Bucaramanga.

Figura 4-14 Mapa tectónico de Bucaramanga y alrededores.



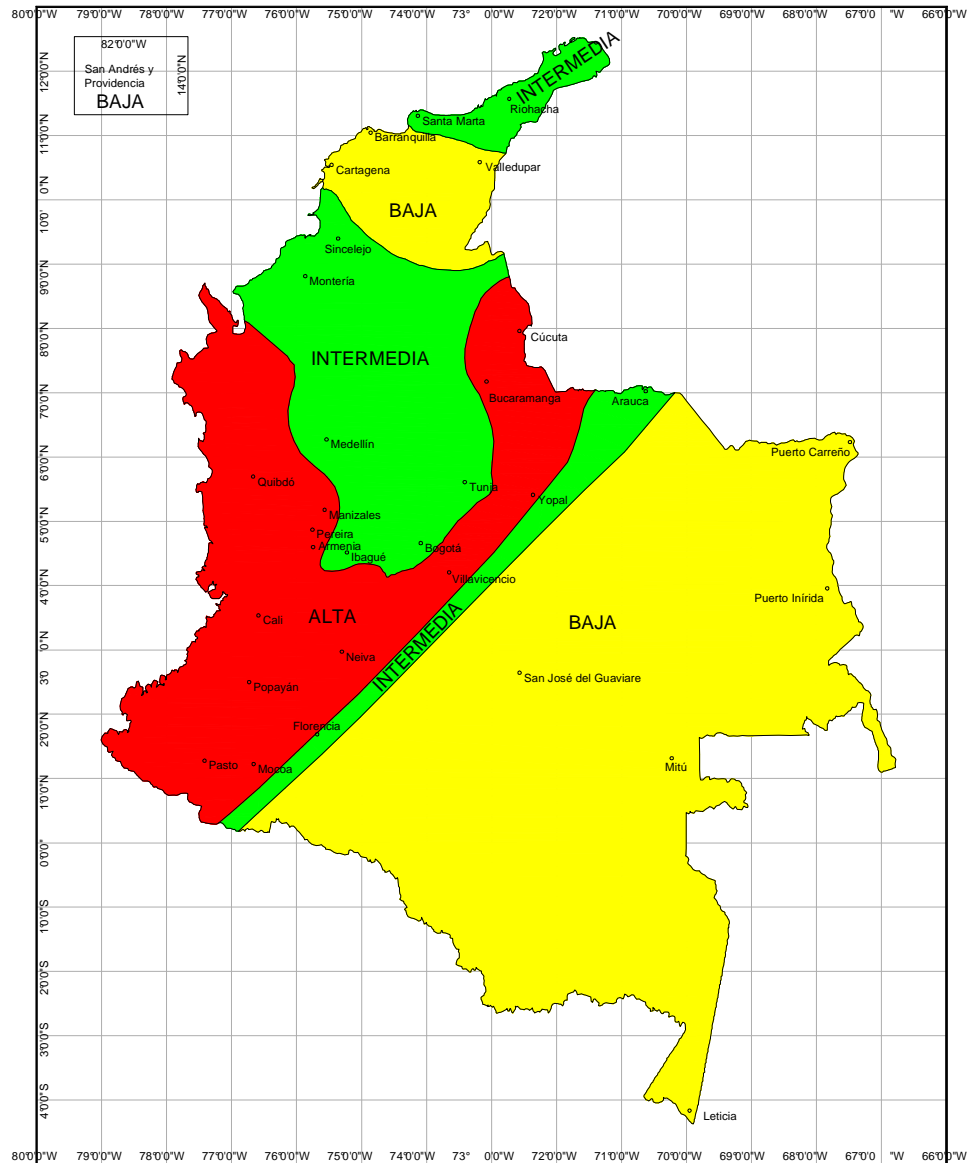
Fuente: Ingeominas, 2001

4.4.3 Requerimientos Amenaza sísmica NSR-10

- Zona de amenaza sísmica

De acuerdo al mapa de amenaza sísmica, la ciudad de Bucaramanga se encuentra localizada en una zona de amenaza sísmica alta.

Figura 4-15 Plano de amenaza sísmica.



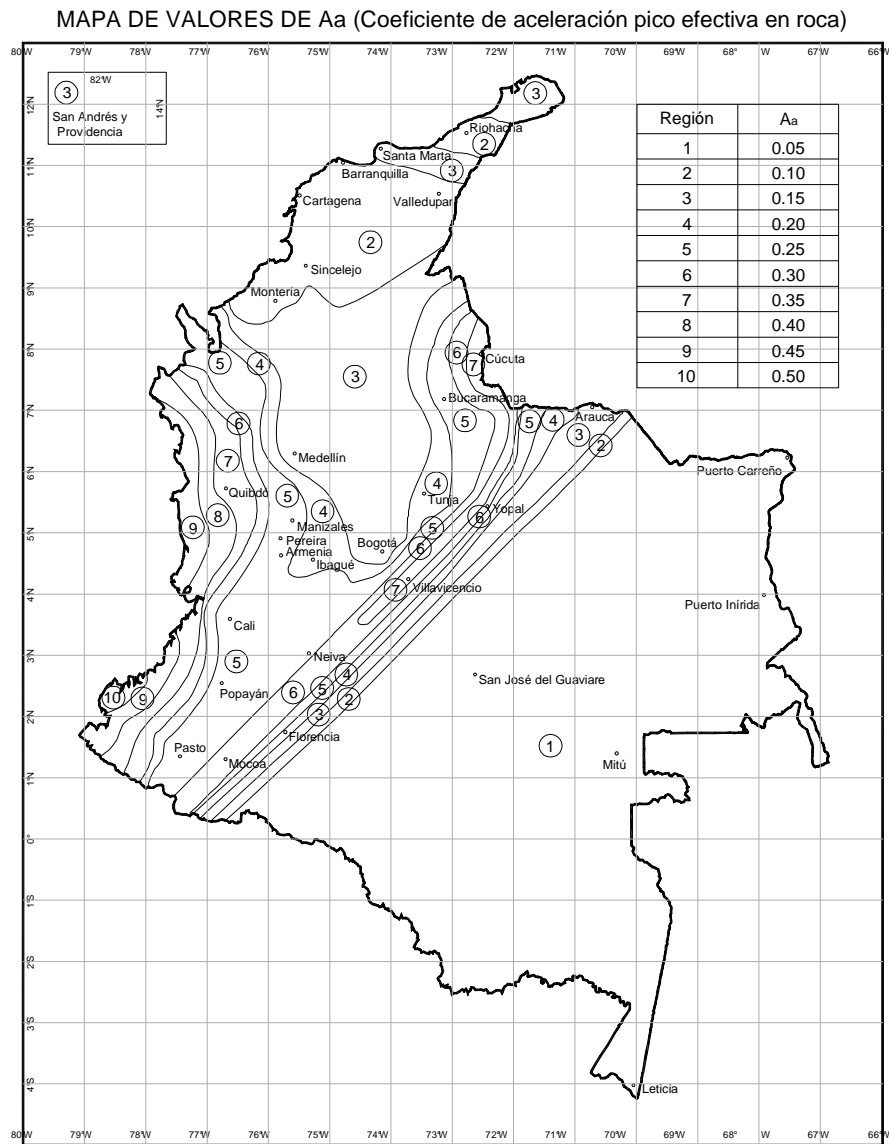
Fuente: NSR-10

- Valores de Aa y Av

De acuerdo al Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR 10, los movimientos sísmicos de diseño son los siguientes:

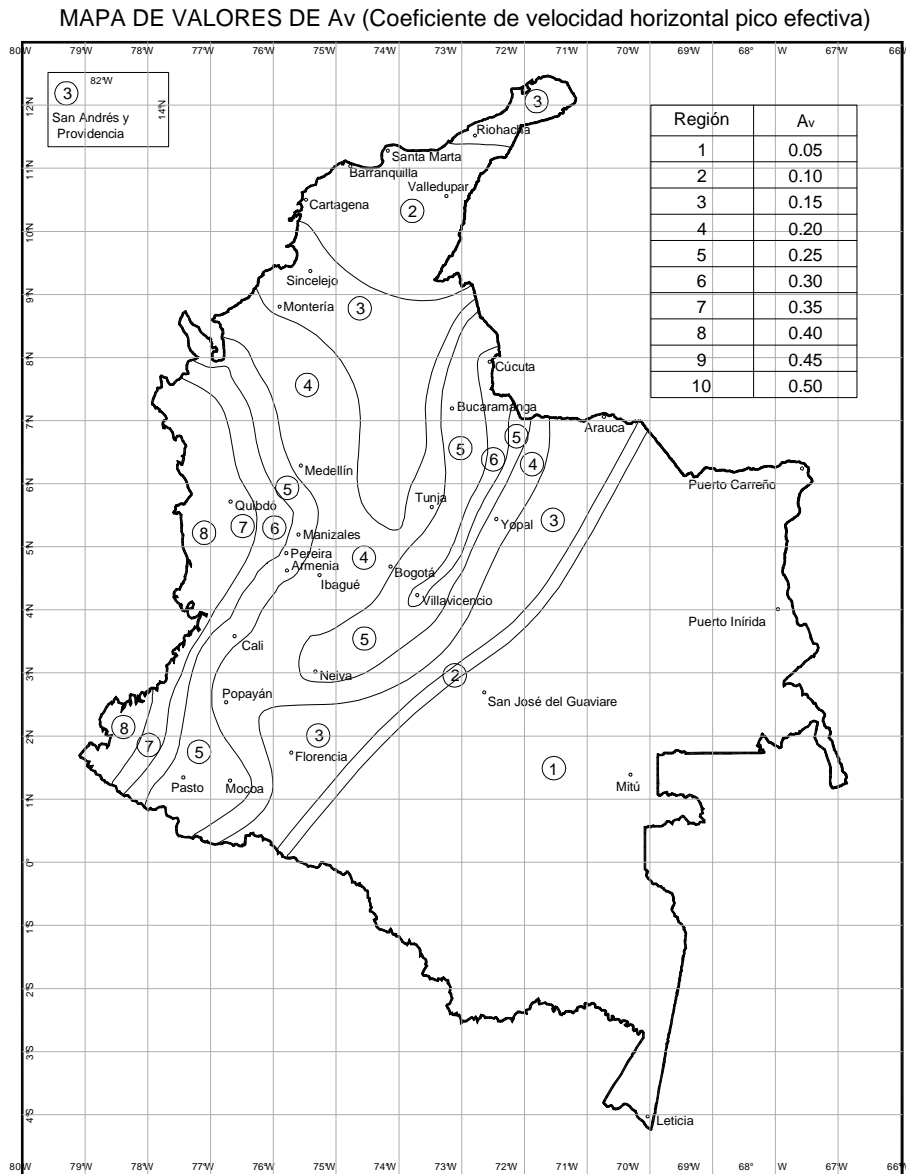
1. Aa (aceleración horizontal pico efectivo en roca): 0.25
2. Av (velocidad horizontal pico efectivo): 0.25

Figura 4-16 Plano de Aa.



Fuente: NSR-10

Figura 4-17 Plano de Av.



Fuente: NSR-10

4.4.3 Efectos locales

- Clasificación del perfil de suelos

De acuerdo al NSR-10 (Tabla A.2.4-1) el tipo y perfil de suelo es: C

Perfil de suelo rígido que cumple con la condición $\bar{N} > 50$

Donde \bar{N} = número medio de golpes del ensayo de penetración estándar realizado de acuerdo a la norma ASTM D1586 haciendo corrección por energía N60.

- Coeficiente F_a de periodos cortos del espectro

El valor de F_a para periodos cortos del espectro (NSR-10 Tabla A.2.4-3) es: 1.15.

- Coeficiente F_v de periodos intermedios del espectro

El valor de F_v para periodos intermedios del espectro (NSR-10 Tabla A.2.4-4) es: 1.55.

4.4.4 Criterios del espectro de diseño (A.2.6 NSR-10)

Para el análisis de la acción sísmica se recomienda utilizar el espectro elástico de diseño de la Norma NSR-10, definido mediante los siguientes parámetros el cual está definido para un coeficiente de amortiguamiento del 5% del crítico.

Donde:

S_a : Valor del espectro de aceleraciones de diseño para un periodo de vibración dado.

A_a : Aceleración horizontal pico efectivo en roca (Figura A.2.3-2). $A_a = 0.25$

A_v : Velocidad horizontal pico efectivo (Figura A.2.3-3). $A_v = 0.25$

F_a : Coeficiente de amplificación F_a de períodos cortos del espectro (Tabla A.2.4-3).

$F_a = 1.15$

F_v : Coeficiente de amplificación F_v de períodos intermedios del espectro (Tabla A.2.4-4).

$F_v = 1.55$

I : Coeficiente de importancia (Numeral A.2.5 NSR-10)

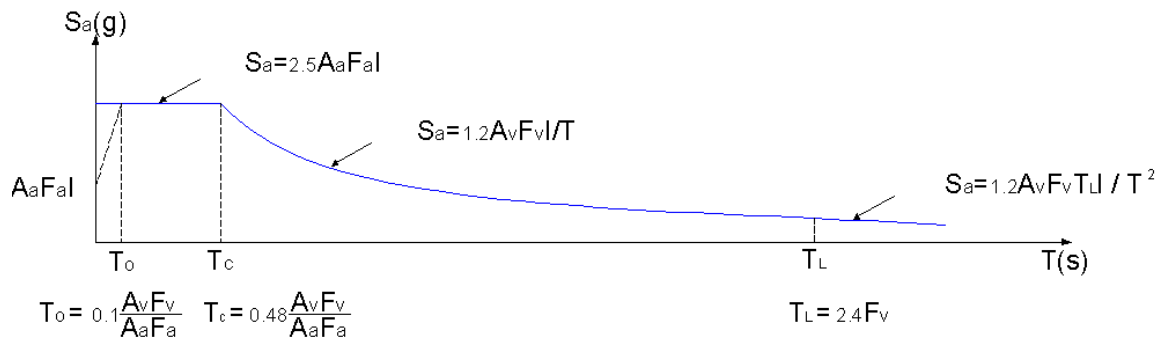
Grupo de uso I: Estructuras de ocupación normal (Tabla A.2.5-1). $I = 1.0$

T_0 : Periodo de vibración al cual inicia la zona de aceleraciones constantes del espectro de aceleraciones.

T_c : Periodo de vibración correspondiente a la transición entre la zona de aceleración constante del espectro de diseño para periodos cortos y la parte descendente del mismo.

T_L : Periodo de vibración correspondiente al inicio de la zona de desplazamiento aproximadamente constante del espectro de diseño para periodos largos.

Figura 4-18 Espectro elástico de diseño.



Fuente: NSR-10

Cálculo de periodos:

$$T_0 = 0.1 * 0.25 * 1.55 / (0.25 * 1.15) = 0.1347s$$

$$T_c = 0.48 * 0.25 * 1.55 / (0.25 * 1.15) = 0.647s$$

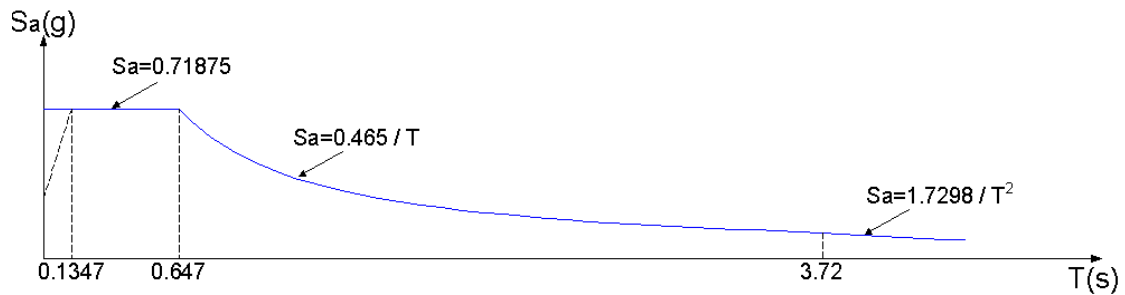
$$T_L = 2.4 * 1.55 = 3.72s$$

$$S_a = 2.5 * 0.25 * 1.15 * 1 = 0.71875 \text{ para } T < T_c$$

$$S_a = 1.2 * 0.25 * 1.55 * 1 / T = 0.465 / T \text{ para } T_c < T < T_L$$

$$S_a = 1.2 * 0.25 * 1.15 * 3.72 * 1 / T^2 = 1.7298 / T^2 \text{ para } T > T_L$$

Figura 4-19 Espectro elástico en función del periodo.



Fuente: Elaboración propia

Cálculo del periodo fundamental aproximado (A.4.2.2 NSR-10)

$T_a = C_t h^\alpha$ (A.4.2-3), donde:

C_t : Coeficiente utilizado para calcular el periodo de la estructura, depende del material y el sistema estructural (Tabla A.4.2-1). $C_t = 0.049$ para sistemas estructurales basados en muros de rigidez similar o mayor a la de muros de concreto o mampostería.

h : Altura en metros, medida desde la base al piso más alto del edificio.

α : Exponente para calcular el periodo fundamental aproximado (Tabla A.4.2-1). $\alpha = 0.75$

$$T_a = C_t h^\alpha = 0.049(151.8)^{0.75} = 2.1191 \text{ s}$$

$$S_a = 1.2 * 0.25 * 1.55 * 1 / 2.1191 = 0.2194 \text{ (g)}$$

Cálculo del cortante basal de la edificación:

$$V_s \text{ (cortante Basal)} = S_a (T_a) * w \text{ (peso de la estructura).}$$

4.4.5 Evaluación geotécnica de efectos sísmicos

- Incidencias de la litología y tipos de suelo

La roca sana propiamente dicha no apareció en los sondeos realizados.

Las propiedades y comportamiento dinámico de los suelos, se determinaron por correlación con los ensayos de SPT.

- Evaluación del potencial de licuación

Si un suelo saturado y sin cohesión es sometido a vibraciones sísmicas, el suelo se contrae y desarrolla presiones de poro positivas a menos que ocurra drenaje rápido. Si la presión de poros alcanza niveles tan altos como la presión geostática vertical, la presión efectiva desaparece (presión efectiva = 0).

En ese caso el suelo pierde la totalidad de su resistencia, se comporta como un líquido y ocurren deformaciones significativas (CORNFORTH, 2005).

El sistema más utilizado para evaluar la resistencia a la licuación de un suelo no cohesivo, se basa en la experiencia con suelos de composición similar y la relación de la licuación con el ensayo de penetración estándar SPT.

Generalmente los suelos con alta susceptibilidad a la licuación poseen un N corregido de 10 o menor y se encuentran saturados, aunque en ocasiones reproduce licuación con valores de N hasta de 15.

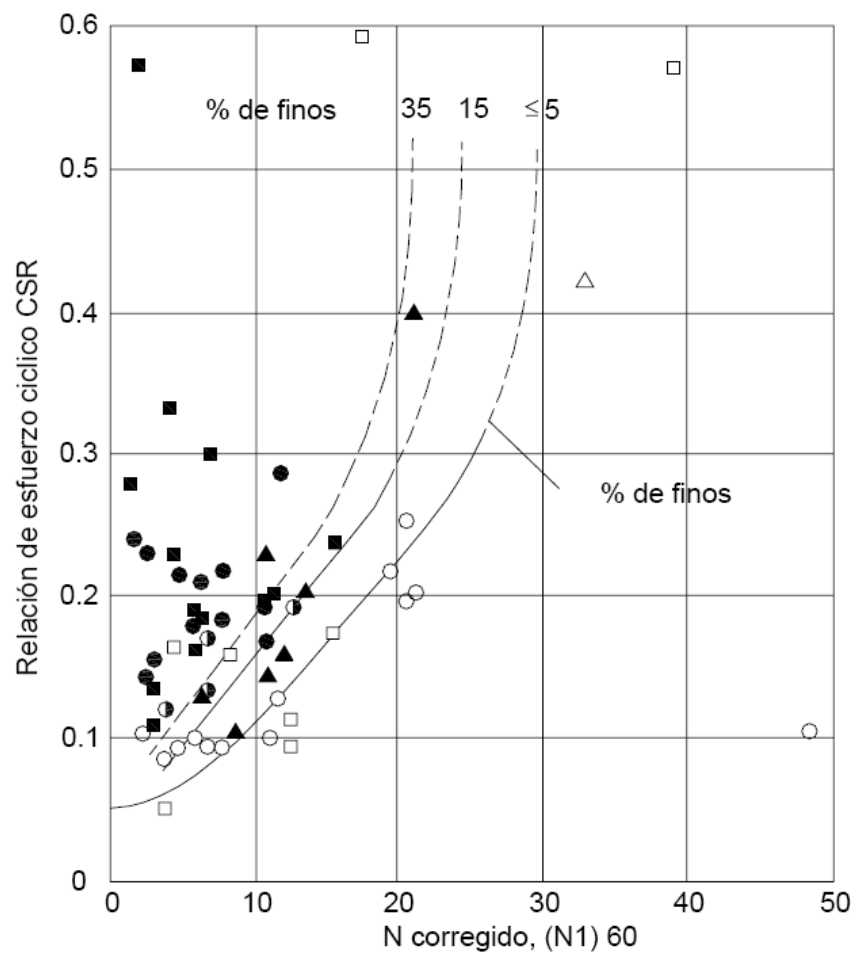
Los valores de N del ensayo de SPT a nivel de cimentación del proyecto, son en todos los casos superiores a 30 y corresponden a suelos residuales duros y roca meteorizada y fracturada pero muy dura.

Los suelos que presentan valores de N inferiores a 20 se removerán en las actividades de excavación para la construcción de los sótanos.

En la gráfica siguiente, si el punto de la relación entre el esfuerzo cíclico CSR y el N corregido queda hacia la izquierda (sector de elementos oscuros), se concluye que ocurre licuación. Si el punto queda hacia la derecha (sector de elementos claros), se concluye que no ocurre licuación.

Para un sismo de alta intensidad esperado para el municipio de Bucaramanga, los esfuerzos generados por el sismo van a producir necesariamente valores de CSR con factores de seguridad cercanos a 1.5 debido a que los suelos a nivel de cimentación tienen una consistencia dura y no saturada, la capacidad de soporte es alta, presentan un porcentaje importante de finos (entre el 10% y 15%) y la relación de esfuerzo cíclico CSR es baja (del orden de 0.1).

Figura 4-20 Relación entre el CSR y el $(N_1)_{60}$.



Fuente: Cornforth 2005

Para el caso de los suelos del lote del proyecto Majestic, los puntos se encuentran muy hacia la parte derecha de la gráfica y por lo tanto se concluye que no presentan potencial de licuación.

Los N corregidos tendrían que tener un valor de 5 a 10 y los valores encontrados son muy superiores (mayores a 30).

- Comportamiento esperado de los suelos en el momento de los sismos

Los suelos encontrados son materiales muy duros, los cuales tienen por sus características físicas un comportamiento excelente en el momento de sismos.

No se deben esperar asentamientos ni movimientos del terreno relacionados con sismos.

Los análisis de estabilidad de taludes con carga sísmica presentan factores de seguridad altos.

Las pantallas o estructuras de contención junto al edificio vecino, se diseñaron utilizando un coeficiente sísmico de 0.15g, de acuerdo a las exigencias del NSR-10.

4.5 INVESTIGACIONES GEOTÉCNICAS REALIZADAS

4.5.1 Criterios y técnicas utilizadas

- Lineamientos específicos del Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10
- Se analizó la información de los estudios geológicos y geotécnicos realizados anteriormente en el área, con el objeto de tener una información básica preliminar de las características geológicas y geotécnicas de toda el área en estudio. Esta información con su respectivo control de campo, permitió mapear a detalle los contactos geológicos superficiales.

- Se interpretó la información de los estudios geológicos hidrogeológicos y geofísicos realizados por la Compañía del Acueducto Metropolitano de Bucaramanga (CAMB). Esta información fue extraordinariamente valiosa porque permitió conocer la geología a profundidad y localizar con cierto nivel de precisión las fallas geológicas.
- Se realizó una interpretación foto geológica del área. Para el mapeo geológico general se analizaron las siguientes fotografías aéreas:

Vuelo IGAC C-2596, fotografías No. 062 – 065, año 1996.

Vuelo IGAC C-2596, fotografías No. 117 – 118, año 1996.

Vuelo FAL 320 Faja 02. Fotografías No. 553 – 557. CDMB.

- Se efectuaron recorridos geológicos para analizar los afloramientos de suelo y roca en los sectores aledaños al lote estudiado.
- Se realizaron apiques y sondeos utilizando equipos de perforación a rotación y se realizaron ensayos de campo en los sondeos.
- Se realizó el monitoreo de los niveles freáticos en los sondeos durante el tiempo de realización del estudio.
- Se elaboraron perfiles y columnas estratigráficas debidamente identificadas en campo en los afloramientos existentes, los sondeos para el presente estudio y sondeos de estudios anteriores.
- Se obtuvieron las propiedades geotécnicas de los suelos mediante ensayos de laboratorio realizados para el presente estudio.
- Se realizaron análisis de estabilidad de laderas utilizando software internacional de propiedad del Ingeniero Jaime Suárez Díaz.
- Se calcularon los parámetros requeridos para el diseño de cimentaciones y excavaciones para el proyecto.
- Se realizaron reuniones de trabajo tanto en el campo como en oficina para discutir y analizar los resultados de los estudios.

4.5.2 Sondeos y ensayos de campo

1. Requerimientos de número y profundidad de sondeos de acuerdo al reglamento NSR-10

Tabla 4-5 Número mínimo de sondeos por cada unidad de construcción (Tabla H.3.2-1)

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

Fuente: NSR-10

Teniendo en cuenta que el proyecto Majestic es una sola unidad de construcción de categoría especial, se obtienen los siguientes requerimientos:

- Número mínimo de sondeos: 5
- Profundidad mínima de sondeos: 30 metros (por debajo del nivel del sótano)

El artículo H.3.2.5 especifica que al menos el 50% de los 5 sondeos exigidos debe alcanzar la profundidad de 30 metros por debajo del nivel de sótano.

2. Sondeos realizados

Tabla 4-6 Sondeos realizados en Abril de 2010

Perforación No.	Equipo	Localización	Profundidad total (mts)	Profundidad por debajo del nivel de sótanos (mts)
1	Rotación	Costado nororiental del lote	35.0	21.0
2	Rotación	Costado suroriental del lote	30.0	15.5
3	Rotación	Costado occidental del lote	38.0	21.5
4	Rotación	Sector central del lote	36.5	20.5
5	Rotación	Costado norte del lote	45.0	30.0
6	Rotación	Esquina Nororiental del proyecto	40.0	54.0

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 4-7 Sondeos realizados en Septiembre de 2003

Perforación No.	Equipo	Localización	Profundidad (mts)
1A	Rotación	Esquina Noroccidental del lote	15.0
2A	Rotación	Costado norte del lote	15.0
3A	Rotación	Esquina nororiental del lote	11.5
Apique	--	Sector oriental del lote	1.5

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 4-8 Sondeos realizados en Agosto de 1987

Perforación No.	Equipo	Localización	Profundidad (mts)
1B	Percusión continuo	Esquina Nororiental	7.0
2B	Percusión continuo	Esquina suroriental	7.5
3B	Percusión continuo	Esquina suroccidental	7.0
4B	Percusión continuo	Esquina Noroccidental	7.0

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 4-9 Sondeos realizados en Enero de 1987

Perforación No.	Equipo	Localización	Profundidad (mts)
1C	Percusión continuo	Sector oriental	9.0
2C	Percusión continuo	Sector norte	7.0
3C	Percusión continuo	Costado noroccidental	12.0
4C	Percusión continuo	Sector central	8.0
5C	Percusión continuo	Sector sur	6.0
6C	Percusión continuo	Esquina suroriental	6.0
7C	Percusión continuo	Sector Norte	7.5
8C	Percusión continuo	Sector noroccidental	7.0

Fuente: Elaboración propia.

En enero de 1987 se realizó el primer estudio de suelos conocido en el lote estudiado. Se realizaron 8 sondeos a profundidades diferentes, la mayor de las cuales fue de 12.0 metros.

En agosto de 1987 se hicieron 4 sondeos en el lote contiguo, los cuales alcanzaron profundidades hasta de 7.5 metros.

En septiembre de 2003 se realizaron 3 sondeos a 15.0 metros de profundidad, adicionalmente se realizó un apique en la zona de contacto del Ígneo de Pan de Azúcar con el Miembro Limos Rojos.

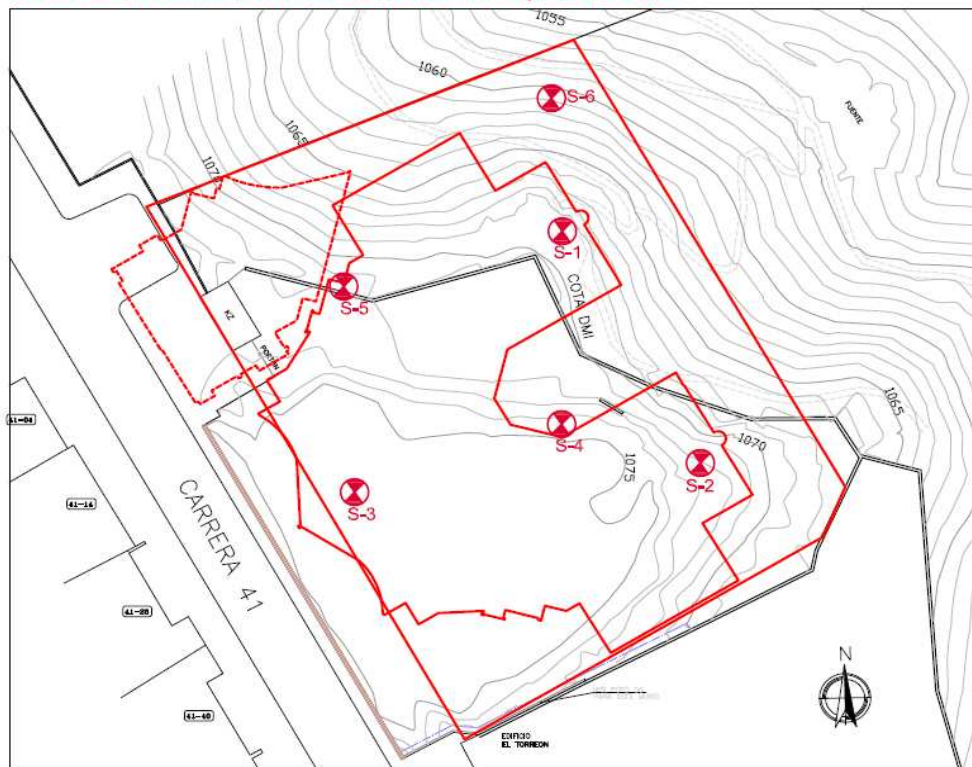
En abril de 2010 se realizaron 6 sondeos a rotación con punta de diamante realizando ensayos de penetración estándar a profundidades hasta de 45.0 metros.

Ensayos de campo: Penetración estándar (SPT) Norma AS TM D 1586, I.N.V.E. 111.

Tipo de muestras obtenidas: Muestras de suelo o material meteorizado a rotación. No fue posible obtener muestras de roca, debido a su alto estado de fracturación.

Figura 4-21 Plano de localización de sondeos.

Nota: La localización de sondeos es aproximada



S4 Sondeo a rotación

Fuente: Elaboración propia

4.5.3 Descripción

Una vez ejecutados los sondeos se realizó la descripción detallada de las muestras obtenidas de acuerdo a los siguientes criterios:

- Litología
- Textura
- Tamaño de los granos
- Minerales presentes
- Estructura
- Color
- Presencia de materiales orgánicos y raíces
- Porosidad
- Consistencia o resistencia.

Figura 4-22 Sondeo Sept. 2003. En este sondeo hasta los 15.0 metros aparecieron suelos aluviales del miembro Limos rojos



Fuente: Geotecnología S.A.S.

Figura 4-23 Sondeo en el costado nororiental del lote en mayo de 2010, a profundidad de 35.0 metros.



Fuente: Registro fotográfico propio

4.5.4 Ensayos de campo

A continuación se presentan los resúmenes de los ensayos de campo realizados:

3. Ensayos de penetración estándar SPT

Se realizaron ensayos de penetración estándar utilizando la norma ASTM D 1586, equivalente a la norma I.N.V.E. 111.

- Peso del martillo: 140 libras
- Altura de caída: 76 centímetros
- Penetración: 3 intervalos de 15 centímetros cada uno (6")
- N de diseño: Sumatoria de los golpes de los últimos 30 centímetros (12")
- Diámetro exterior del tubo: 50.8 mm

- Diámetro interior del muestreador en la punta: 34.93 mm
- Longitud del tubo: 75 centímetros
- Sistema de hincado: Malacate y polea
- Motor del equipo: B & S 16 HP
- Rechazo: Más de 50 golpes para 15 centímetros (6”).

4. Resumen de resultados de penetración estándar SPT

Tabla 4-10 Resumen de resultados de penetración estándar SPT sondeos realizados en Abril de 2010

Profundidad (metros)	SONDEO					
	1	2	3	4	5	6
	N golpes/pie					
0.0 a 0.5	36	17	27	21	11	8
0.5 a 1.0	38	27	RT	23	32	22
1.0 a 1.5	26	42	RT	26	30	23
1.5 a 2.0	31	42	RT	27	60	36
2.0 a 2.5	30	36	RT	36	RT	43
2.5 a 3.0	44	48	RT	38	RT	40
3.0 a 3.5	26	48	RT	22	RT	40
3.5 a 4.0	45	68	RT	RT	RT	36
4.0 a 4.5	31	64	RT	RT	RT	25
4.5 a 5.0	24	74	38	RT	27	34
5.0 a 5.5	28	RT	58	32	19	38
5.5 a 6.0	37	RT	RT	42	16	57
6.0 a 6.5	31	RT	RT	RT	17	RT
6.5 a 7.0	56	RT	RT	RT	30	30
7.0 a 7.5	33	RT	RT	RT	21	81
7.5 a 8.0	26	47	45	16	18	37
8.0 a 8.5	29	RT	RT	32	14	71
8.5 a 9.0	27	RT	RT	35	27	RT
9.0 a 9.5	25	RT	RT	48	28	RT
9.5 a 10.0	36	RT	RT	34	27	RT
10.0 a 10.5	67	RT	RT	45	42	RT
10.5 a 11.0	47	30	RT	50	RT	RT
11.0 a 11.5	26	56	53	81	RT	123
11.5 a 12.0	43	RT	63	RT	RT	RT
12.0 a 12.5	RT	RT	47	RT	RT	RT
12.5 a 13.0	RT	RT	RT	RT	RT	RT
13.0 a 13.5	RT	RT	RT	RT	RT	RT
13.5 a 14.0	9	RT	RT	RT	39	RT

Profundidad (metros)	SONDEO					
	1	2	3	4	5	6
	N golpes/pie					
14.0 a 14.5	66	37	41	77	78	RT
14.5 a 15.0	RT	43	74	RT	RT	RT
15.0 a 15.5	RT	65	RT	RT	RT	RT
15.5 a 16.0	RT	RT	RT	RT	RT	RT
16.0 a 16.5	RT	RT	RT	RT	RT	RT
16.5 a 17.0	RT	RT	RT	RT	RT	RT
17.5 a 18.0	25	RT	RT	122	40	RT
18.0 a 18.5	51	RT	100	RT	RT	RT
18.5 a 19.0	39	RT	RT	RT	RT	RT
19.0 a 19.5	46	RT	RT	RT	RT	RT
19.5 a 20.0	24	RT	RT	RT	RT	RT
20.0 a 20.5	34	98	RT	RT	124	RT
20.5 a 21.0	48	RT	66	RT	RT	RT
21.0 a 21.5	37	RT	RT	RT	RT	RT
21.5 a 22.0	40	RT	RT	RT	RT	RT
22.0 a 22.5	RT	RT	RT	RT	RT	RT
22.5 a 23.0	RT	RT	RT	RT	RT	RT
23.0 a 23.5	RT	RT	RT	RT	111	RT
23.5 a 24.0	RT	RT	103	RT	RT	RT
24.0 a 24.5	120	RT	RT	RT	RT	RT
24.5 a 25.0	RT	RT	RT	RT	RT	RT
25.0 a 25.5	RT	RT	RT	RT	RT	RT
25.0 a 26.0	RT	RT	RT	RT	RT	RT
26.0 a 26.5	RT	RT	RT	RT	RT	RT
26.5 a 27.0	RT	RT	74	RT	RT	RT
27.0 a 27.5	RT	RT	RT	RT	RT	RT
27.5 a 28.0	RT	RT	RT	RT	RT	RT
28.0 a 28.5	RT	RT	RT	RT	RT	RT

Tabla 4.10 Resumen de resultados de penetración estándar SPT sondeos realizados en Abril de 2010
(Continuación)

Profundidad (metros)	SONDEO					
	1	2	3	4	5	6
	N golpes/pie					
28.0 a 28.5	RT	RT	RT	RT	RT	RT
28.5 a 29.0	RT	RT	RT	RT	RT	RT
29.0 a 29.5	RT	RT	RT	RT	RT	RT
29.5 a 30.0	RT	RT	107	RT	RT	RT
30.0 a 30.5	RT		RT	152	RT	RT
30.5 a 31.0	RT		RT	RT	RT	RT
31.0 a 31.5	RT		RT	RT	RT	RT
31.5 a 32.0	RT		RT	RT	RT	RT
32.0 a 32.5	RT		RT	R	RT	RT
32.5 a 33.0	RT		RT	RT	RT	RT
33.0 a 33.5	RT		RT	RT	RT	RT
33.5 a 34.0	RT		RT	RT	RT	RT
34.0 a 34.5	RT		RT	RT	RT	RT
34.5 a 35.0	RT		RT	RT	RT	RT
35.0 a 35.5			RT	RT	RT	RT
35.5 a 36.0			RT	RT	RT	RT
36.0 a 36.5			RT	RT	RT	RT
36.5 a 37.0			RT		191	RT
37.0 a 37.5			RT		RT	RT
37.5 a 38.0			RT		RT	RT
38.0 a 38.5					RT	RT
38.5 a 39.0					RT	RT
39.0 a 39.5					RT	RT
39.5 a 40.0					RT	RT
40.0 a 40.5					RT	RT
40.5 a 41.0					RT	RT
41.0 a 41.5						RT
41.5 a 42.0						RT
42.0 a 42.5						RT
42.5 a 43.0						RT
43.5 a 44.0						RT
44.0 a 44.5						RT
44.5 a 45.0						RT

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 4-11 Resumen de resultados de penetración estándar SPT sondeos realizados en Septiembre de 2003

Profundidad (metros)	SONDEO		
	1A	2A	3A
	N golpes/pie		
0.0 a 0.5	16	16	11
0.5 a 1.0	23	14	15
1.0 a 1.5	22	11	27
1.5 a 2.0	45	25	103
2.0 a 2.5	33	20	RT
2.5 a 3.0	27	16	26
3.0 a 3.5	28	52	24
3.5 a 4.0	37	37	16
4.0 a 4.5	49	74	14
4.5 a 5.0	RT	RT	8
5.0 a 5.5	29	8	14
5.5 a 6.0	40	15	30
6.0 a 6.5	73	24	27
6.5 a 7.0	RT	17	24
7.0 a 7.5	42	29	47
7.5 a 8.0	RT	27	51
8.0 a 8.5	RT	25	37
8.5 a 9.0	RT	29	50
9.0 a 9.5	RT	34	61
9.5 a 10.0	RT	RT	33
10.0 a 10.5	70	RT	RT
10.5 a 11.0	RT	RT	65
11.0 a 11.5	RT	21	117
11.5 a 12.0	RT	44	
12.0 a 12.5	RT	24	
12.5 a 13.0	RT	38	
13.0 a 13.5	50	37	
13.5 a 14.0	72	28	
14.0 a 14.5	102	30	
14.5 a 15.0	106	23	

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 4-12 Resumen de resultados de penetración estándar SPT sondeos realizados en Agosto de 1987

Profundidad (metros)	SONDEO							
	1B	2B	3B	4B	5B	6B	7B	8B
	N golpes/pie							
0.0 a 0.5	12	12	7	18	15	22	6	5
0.5 a 1.0	9	16	8	32	9	46	6	5
1.0 a 1.5	27	21	5	24	23	50	16	8
1.5 a 2.0	11	14	5	17	17	46	11	12
2.0 a 2.5	19	8	10	18	18	86	15	26
2.5 a 3.0	31	8	22	20	13	100	13	19
3.0 a 3.5	17	30	12	33	33	-	12	20
3.5 a 4.0	18	23	4	25	19	-	38	27
4.0 a 4.5	18	19	6	30	34	49	16	16
4.5 a 5.0	19	47	6	37	49	60	12	27
5.0 a 5.5	18	-	6	45	-	48	12	23
5.5 a 6.0	34	-	8	51	52	72	36	21
6.0 a 6.5	31	-	12				50	53
6.5 a 7.0	29	76	22				36	
7.0 a 7.5	63		14				74	
7.5 a 8.0			14					
8.0 a 8.5			10					
8.5 a 9.0			13					

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 4-13 Resumen de resultados de penetración estándar SPT sondeos realizados en Enero de 1987

Profundidad (metros)	SONDEO			
	1C	2C	3C	4C
	N golpes/pie			
0.0 a 0.5	12	8	20	26
0.5 a 1.0	14	9	26	26
1.0 a 1.5	10	4	33	20
1.5 a 2.0	4	5	31	20
2.0 a 2.5	6	9	25	28
2.5 a 3.0	13	11	23	32
3.0 a 3.5	15	20	28	33
3.5 a 4.0	27	25	29	33
4.0 a 4.5	40	16	32	37
4.5 a 5.0	26	10	35	49
5.0 a 5.5	28	18	41	41
5.5 a 6.0	28	31	32	-
6.0 a 6.5	33	44	37	46
6.5 a 7.0	40	42	40	40
7.0 a 7.5		46		

Fuente: Elaboración propia.

4.5.5 Correlaciones para interpretación de los ensayos SPT

A continuación se presentan unas tablas indicativas que permiten la interpretación general de los resultados de los ensayos realizados:

Tabla 4-14 Tabla indicativa para la interpretación de resultados de los ensayos en suelos granulares

Numero de penetración estándar N	Densidad relativa %	Estado del suelo
0 a 3	0 a 15	Muy suelto
3 a 8	15 a 35	Suelto
8 a 25	35 a 65	Medio
25 a 42	65 a 85	Denso
42 a 58	85 a 100	Muy denso

Fuente: Jamiolkowski et. al, 1988

Tabla 4-15 Tabla indicativa para la interpretación de resultados de los ensayos en suelos arcillosos

Numero de penetración estándar N	Consistencia	Resistencia a compresión kPa
0 a 2	Muy blanda	0 a 25
2 a 5	Blanda	25 a 50
5 a 10	Medio firme	50 a 100
10 a 20	Firme	100 a 200
20 a 30	Muy firme	200 a 400
> 30	Dura	> 400

Fuente: Braja M. Das 2001

- Ensayos de laboratorio:

Después de descritas las muestras obtenidas de los sondeos se identificaron las muestras típicas y se realizaron los siguientes ensayos de laboratorio:

Tabla 4-16 Resumen de los ensayos realizados

Ensayo	Norma	No. de ensayos
Análisis granulométrico por tamizado	ASTM D422-63 – AASHTO T88 I.N.V.E. 123	30
Determinación en laboratorio del contenido de agua (humedad) en suelo, roca y mezcla de suelo-agregado	ASTM D 2216 I.N.V.E. 122	30
Determinación del límite líquido, límite plástico e índice de plasticidad de los suelos	ASTM D 4318 – AASHTO T 89-90 I.N.V.E. 126	12
Clasificación de suelos	ASTM D 2487	30
Resistencia al Corte Directo consolidado drenado	ASTM D 3080 – AASHTO T 236 I.N.V.E. 154	4
Compresión inconfiada en muestras de suelos	ASTM D 2166 – NLT 202 AASHTO T 208 I.N.V.E.	4

Fuente: Elaboración propia.

4.6 MEMORIAS DE CÁLCULO DE LOS PARÁMETROS PARA EL DISEÑO DE CIMENTACIONES Y MUROS

4.6.1 Criterios generales

El ensayo SPT se encuentra estandarizado con la norma ASTM D1586-99.

La norma D1586-99 sugiere que en el mismo suelo el valor de N de SPT utilizando el mismo tipo de equipo, puede reproducirse con un coeficiente de variación de aproximadamente el 10%, el cual se considera muy bajo; esto conduce a concluir que si en un suelo como el de Bucaramanga se está utilizando el valor de N como parámetro para el diseño de cimentaciones en forma continua durante muchos años, la obtención de nuevos valores de N permite compararse sin errores importantes con los valores de N históricos de la experiencia obtenida.

Lo anterior hace que el ensayo de SPT sea el más confiable para diseñar cimentaciones en el abanico aluvial de Bucaramanga. La totalidad de las cimentaciones diseñadas adecuadamente utilizando el SPT como correlación han tenido un comportamiento satisfactorio.

Los únicos casos de discordancia se han presentado para valores de N menores de 10. No existe ningún otro ensayo del que haya suficiente información histórica en el abanico de Bucaramanga para poder correlacionar el comportamiento de las cimentaciones con los valores del ensayo.

Del mismo modo, los análisis de asentamientos en los suelos de la meseta de Bucaramanga, se correlacionan muy bien con los obtenidos a partir del ensayo de SPT. En los proyectos donde se han realizado mediciones de asentamientos, estos se aproximan en forma cercana a los calculados utilizando esta metodología.

El ensayo de penetración estándar (SPT), genera una información muy valiosa para investigar suelos con un perfil irregular (SPAGNOLI G., 2006); esto permite

detectar la dureza relativa de los diversos mantos. En el abanico de Bucaramanga se obtienen valores altos de SPT.

El ensayo SPT correlaciona muy bien tanto para suelos granulares o cohesivos cuando el N es alto; en estos casos se trata de suelos granulares relativamente gruesos o suelos cohesivo-granulares cementados.

En el caso de suelos arcillosos blandos, suelos sensitivos o limos saturados con valores de N menores de 5, no es recomendable el utilizar el N del ensayo SPT como sistema de correlación para obtener los parámetros para el diseño de cimentaciones o taludes, pero este no es el caso de Bucaramanga.

4.6.2 N para diseño

Perfiles del lote utilizados para el cálculo de los parámetros de diseño.

Tabla 4-17 Perfil típico sondeo 1

Profundidad	N Diseño	Descripción
0,5	36	Suelos coluviales compuestos por arenas arcillosas, arenas limosas y arcillas arenosas, algo densos a densos, húmedos, permeables, color amarillo y marrón con algo de gravas angulosas de diferente litología.
1,0	38	
1,5	26	
2,0	31	
2,5	30	
3,0	44	
3,5	26	
4,0	45	
4,5	31	
5,0	24	
5,5	28	
6,0	35	
6,5	31	
7,0	56	
7,5	33	
8,0	27	
8,5	29	
9,0	27	
9,5	25	
10,0	36	

Profundidad	N Diseño	Descripción	
10,5	67	Suelos Coluviales compuestos por arenas arcillosas, arenas limosas, densos, húmedos, permeables, color amarillo y marrón con bloques de areniscas cuarzosas.	
11,0	47		
11,5	26		
12,0	43		
12,5	55		
13,0	55		
13,5	55		
14,0	55		
14,5	66		
15,0	46		
15,5	46		
16,0	46		
16,5	46		
17,0	46		
17,5	25		Suelos residuales areno limosos, duros, húmedos, permeables, resistentes, color marrón y amarillo rojizo.
18,0	51		
18,5	29		
19,0	46		
19,5	24		
20,0	34		
20,5	48		
21,0	37	Roca meteorizada de la formación Neis de Bucaramanga con diferentes grados de meteorización, arenosa, permeable densas y resistente, color grisáceo.	
21,5	40		
22,0	80		
22,5	80		
23,0	80		
23,5	80	Roca metamórfica meteorizada con fragmentos de neis.	
24,0	80		
24,5	120		
25,0	120		
25,5	120		
26,0	120		
26,5	120		
27,0	120		
27,5	120		
28,0	120		
28,5	120		
29,0	120		
29,5	120		
30,0	120		
30,5	120	Roca Neis fracturada RQD=0, color grisáceo.	
31,0	120		
31,5	120		
32,0	120		
32,5	120		
33,0	120		
33,5	120		
34,0	120		
34,5	120		
35,0	120		

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 4-18 Perfil típico sondeo 2

Profundidad	N Diseño	Descripción
0,5	17	Suelos residuales areno arcillosos y areno limosos, permeables, densos, resistentes, color amarillo y algo de marrón rojizo.
1,0	27	
1,5	42	
2,0	42	
2,5	36	
3,0	48	
3,5	48	
4,0	68	
4,5	64	
5,0	74	
5,5	60,5	
6,0	60,5	
6,5	60,5	
7,0	60,5	
7,5	60,5	
8,0	47	
8,5	52,5	
9,0	52,5	
9,5	52,5	
10,0	52,5	
10,5	52,5	
11,0	30	
11,5	58	
12,0	50,5	
12,5	50,5	
13,0	50,5	
13,5	50,5	
14,0	50,5	
14,5	37	
15,0	43	Suelos residuales areno arcillosos y limos arenosos, permeables, duros, resistentes, color marrón, con algo de gravas.
15,5	65	
16,0	96,5	
16,5	96,5	Suelos residuales areno arcillosos y limos arenosos, permeables, duros, resistentes, color verde oscuro, con algo de gravas.
17,0	96,5	
17,5	96,5	
18,0	128	
18,5	120	
19,0	120	
19,5	120	
20,0	120	
20,5	98	

Tabla 4.18 Perfil típico sondeo 2 (Continuación)

Profundidad	N Diseño	Descripción
21,0	120	Fragmentos de roca metamórfica color marrón y amarillo y fragmentos de migmatitas duras y resistentes pero muy fracturada RQD=0.
21,5	120	
22,0	120	
22,5	120	
23,0	120	
23,5	120	
24,0	120	
24,5	120	
25,0	120	
25,5	120	
26,0	120	
26,5	120	
27,0	120	
27,5	120	
28,0	120	
28,5	120	
29,0	120	
29,5	120	
30,0	120	

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 4-19 Perfil típico sondeo 3

Profundidad	N Diseño	Descripción
0,5	27	Suelos aluviales compuestos por arenas limosas, duras, resistentes con fragmentos de rocas néisicas subredondeadas.
1,0	32,5	
1,5	32,5	
2,0	32,5	
2,5	32,5	
3,0	32,5	
3,5	32,5	
4,0	32,5	
4,5	32,5	
5,0	38	
5,5	58	
6,0	51,5	
6,5	51,5	
7,0	51,5	
7,5	51,5	
8,0	45	
8,5	49	
9,0	49	
9,5	49	
10,0	49	
10,5	49	
11,0	49	
11,5	53	
12,0	63	
12,5	57	

Profundidad	N Diseño	Descripción
13,0	65,5	Suelos aluviales compuestos por arenas limosas, gruesas, densos, resistentes y bloques de arenisca y de neis de diferentes tamaños.
13,5	65,5	
14,0	65,5	
14,5	41	
15,0	74	
15,5	87	
16,0	87	
16,5	87	
17,0	87	
17,5	87	
18,0	100	
18,5	83	
19,0	83	
19,5	83	
20,0	83	
20,5	83	
21,0	66	
21,5	93	
22,0	93	
22,5	93	
23,0	93	
23,5	93	
24,0	103	
24,5	88,5	
25,0	88,5	
25,5	88,5	
26,0	88,5	
26,5	88,5	
27,0	74	
27,5	98	Suelos aluviales compuestos por bloques de areniscas duras y gravas de neis meteorizadas, dentro de matriz areno arcillosa dura color rojizo y amarillo.
28,0	98	
28,5	98	
29,0	98	
29,5	98	
30,0	107	
30,5	120	
31,0	120	
31,5	120	
32,0	120	
32,5	120	
33,0	120	
33,5	120	
34,0	120	
34,5	120	
35,0	120	
35,5	120	
36,0	120	
36,5	120	
37,0	120	
37,5	120	
38,0	120	

Tabla 4-20 Perfil típico sondeo 4

Profundidad	N Diseño	Descripción
0,5	21	Suelos aluviales compuestos por arenas limosas y arenas arcillosas permeables, con gravas, duros, algo resistentes, con fragmentos de roca, color amarillo.
1,0	23	
1,5	26	
2,0	27	
2,5	36	
3,0	38	
3,5	22	
4,0	32	
4,5	32	
5,0	32	
5,5	32	
6,0	42	
6,5	37	
7,0	37	
7,5	37	
8,0	16	
8,5	32	
9,0	35	
9,5	48	
10,0	34	
10,5	45	
11,0	50	Suelos residuales de neis compuestos por arenas arcillosas algo húmedos, muy duros, resistentes, color grisáceo, amarillo y marrón.
11,5	81	
12,0	79	
12,5	79	
13,0	79	
13,5	79	
14,0	79	
14,5	77	
15,0	99,5	
15,5	99,5	
16,0	99,5	
16,5	99,5	
17,0	99,5	
17,5	122	
18,0	122	
18,5	122	
19,0	122	
19,5	122	
20,0	122	
20,5	122	
21,0	122	
21,5	122	
22,0	122	
22,5	122	
23,0	122	
23,5	122	
24,0	122	
24,5	122	
25,0	122	

Profundidad	N Diseño	Descripción
25,5	122	Suelos residuales de neis compuestos por arenas arcillosas algo húmedos, muy duros, resistentes, color grisáceo, amarillo y marrón.
26,0	122	
26,5	122	
27,0	122	
27,5	122	
28,0	122	
28,5	122	
29,0	122	
29,5	122	
30,0	122	
30,5	125	
31,0	125	
31,5	125	
32,0	125	
32,5	125	
33,0	125	
33,5	125	
34,0	125	
34,5	125	
35,0	125	
35,5	125	

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 4-21 Perfil típico sondeo 5

Profundidad	N Diseño	Descripción
0,5	11	Suelos Coluviales compuestos por arenas arcillosas con abundantes gravas y bloques de arenisca, de diferentes tamaños, arenosas, color marrón.
1,0	32	
1,5	30	
2,0	60	
2,5	27	
3,0	27	
3,5	27	
4,0	27	
4,5	27	
5,0	27	
5,5	19	
6,0	16	
6,5	17	
7,0	30	
7,5	21	
8,0	18	
8,5	14	
9,0	27	
9,5	28	
10,0	27	
10,5	42	
11,0	41	

Profundidad	N Diseño	Descripción
11,5	41	Suelos aluviales compuestos por arenas limosas, densas, resistentes, gruesas, húmedas, con bloques de areniscas de gran tamaño muy duras.
12,0	41	
12,5	41	
13,0	41	
13,5	41	
14,0	39	
14,5	78	
15,0	59	
15,5	59	
16,0	59	
16,5	59	
17,0	59	
17,5	40	
18,0	82	
18,5	82	
19,0	82	
19,5	82	
20,0	82	
20,5	125	
21,0	125	
21,5	125	
22,0	125	
22,5	11	Suelos aluviales compuestos por arenas gradadas, color marrón, duros y resistentes, con abundantes de bloques de areniscas de tamaño grueso.
23,0	125	
23,5	125	
24,0	111	
24,5	111	
25,0	111	
25,5	111	
26,0	111	
26,5	111	
27,0	111	
27,5	111	
28,0	111	
28,5	111	
29,0	111	
29,5	111	
30,0	111	
30,5	111	
31,0	111	
31,5	111	
32,0	111	
32,5	111	
33,0	111	
33,5	111	
34,0	111	
34,5	111	
35,0	111	
35,5	111	
36,0	111	
36,5	111	
37,0	111	

Profundidad	N Diseño	Descripción
37,5	111	Suelos aluviales compuestos por arenas limosas, densos resistentes de color marrón con abundantes gravas y bloques de areniscas duras y bloques de rocas migmáticas.
38,0	191	
38,5	191	
39,0	191	
39,5	191	
40,0	191	
40,5	131	
41,0	131	
41,5	131	
42,0	131	
42,5	131	
43,0	131	
43,5	131	
44,0	131	
44,5	131	
45,0	131	

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 4-22 Perfil típico sondeo 6

Profundidad	N Diseño	Descripción
0,5	8	Suelos orgánicos compuestos por arenas limosas, densas, húmedas, permeables, color amarillo claro.
1,0	22	
1,5	23	
2,0	36	Suelos Coluviales compuestos por arenas limosas, densas, húmedas, permeables, color amarillo claro.
2,5	43	
3,0	40	
3,5	50	
4,0	36	
4,5	25	
5,0	34	Suelos residuales de Neis compuestos por arenas limosas finas, densas, resistentes, húmedas, permeables, color amarillo, con pintas blancas.
5,5	38	
6,0	57	
6,5	57	
7,0	30	Suelos residuales compuestos por arenas limosas, gruesas húmedas, permeables, densas, resistentes, con algunas gravas, duras y tamaño medio.
7,5	81	
8,0	37	
8,5	71	
9,0	71	
9,5	71	Roca Neis meteorizada con abundante contenido de arena gruesa, amarilla y gris, densas, resistentes, con algunas gravas duras y tamaño medio.
10,0	71	
10,5	71	
11,0	71	
11,5	123	
12,0	123	
12,5	123	
13,0	123	
13,5	123	
14,0	123	

Profundidad	N Diseño	Descripción
14,5	123	Roca metamórfica meteorizada y fracturada con abundante arenas gradadas, húmedas, color marrón y algo de gris RQD=0.
15,0	123	
15,5	123	
16,0	123	
16,5	123	
17,0	123	
17,5	123	
18,0	123	
18,5	123	
19,0	123	
19,5	123	Fragmentos Néisicos de roca muy dura, de color gris y pintas blancas.
20,0	123	
20,5	123	
21,0	190	Roca metamórfica fracturada y algo meteorizada con abundante arena gradada color gris.
21,5	190	
22,0	190	
22,5	190	
23,0	190	
23,5	190	
24,0	190	
24,5	190	
25,0	190	
25,5	190	
26,0	190	Fragmentos de roca néisica horbléndica, dura, color gris y blanco. Roca muy fracturada.
26,5	190	
27,0	190	
27,5	190	Intercalaciones de fragmentos de roca metamórfica dura, muy fracturada y roca meteorizada de composición arenosa, gradada, color gris.
28,0	190	
28,5	190	
29,0	190	
29,5	190	
30,0	190	
30,5	190	
31,0	190	
31,5	190	
32,0	190	
32,5	190	
33,0	190	
33,5	190	
34,0	190	
34,5	190	
35,0	190	

Profundidad	N Diseño	Descripción
35,5	190	Intercalaciones de fragmentos de roca metamórfica dura, muy fracturada y roca meteorizada de composición arenosa, gradada, color gris.
36,0	190	
36,5	190	
37,0	190	
37,5	190	
38,0	190	
38,5	190	
39,0	190	
39,5	190	
40,0	190	
40,5	190	
41,0	190	
41,5	190	
42,0	190	
42,5	190	
43,0	190	
43,5	190	
44,0	190	
44,5	190	
45,0	190	

Fuente: Elaboración propia.

El programa NovoSPT realiza las correcciones respectivas al SPT para calcular los parámetros de diseño.

Los criterios que se corrigen en el SPT para la obtención de los resultados son los siguientes:

- Esfuerzo vertical de acuerdo al peso del suelo por encima del ensayo.
- Eficiencia del martillo (se utiliza un martillo tipo Donut).
- diámetro de la perforación.
- Características del muestreador.
- Longitud del tubo de perforación.
- Presencia del nivel freático.

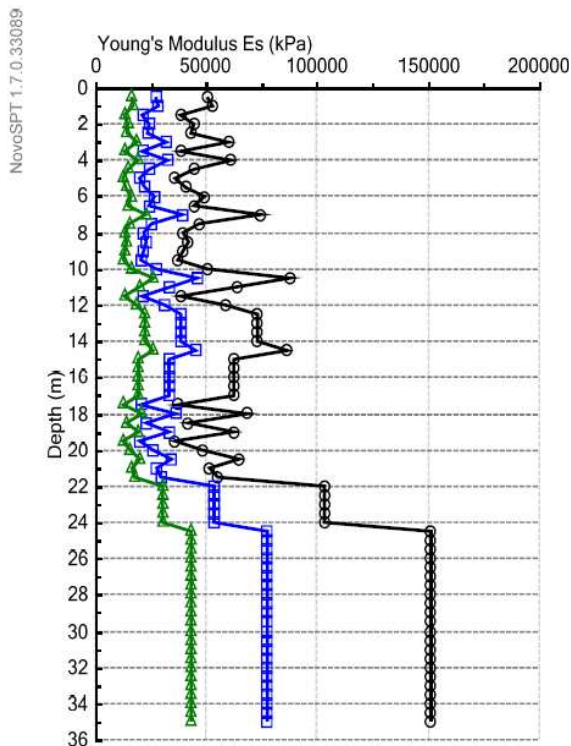
4.6.3 Cálculo del módulo de elasticidad de los suelos

El cálculo de los módulos de elasticidad y del ángulo de fricción de los suelos se realizó utilizando los resultados de los ensayos de penetración estándar. Se utilizó

el software NovoSPT para obtener el valor de los módulos de elasticidad de los diferentes suelos encontrados, utilizando las expresiones de Tan Yean Chin (1991) para suelos areno gravosos, Tan Yean Chin (1991) para suelos areno arcillosos y Bowles (1996) para suelos areno gravoso.

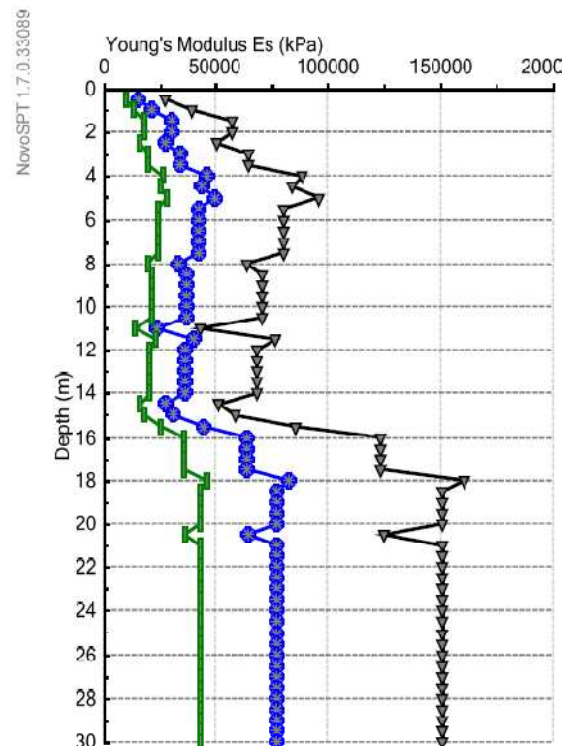
A continuación se presentan los resultados del software NovoSPT para los módulos de elasticidad de los sondeos geotécnicos realizados. Para el cálculo de los módulos de elasticidad se utilizaron los valores propuestos por Tan Yean Chin (1991), puesto que se consideran que son los que mejor se ajustan a los suelos de Bucaramanga, adicionalmente se establecieron rangos para cada uno de los estratos de suelos encontrados en cada uno de los sondeos.

Sondeo 1



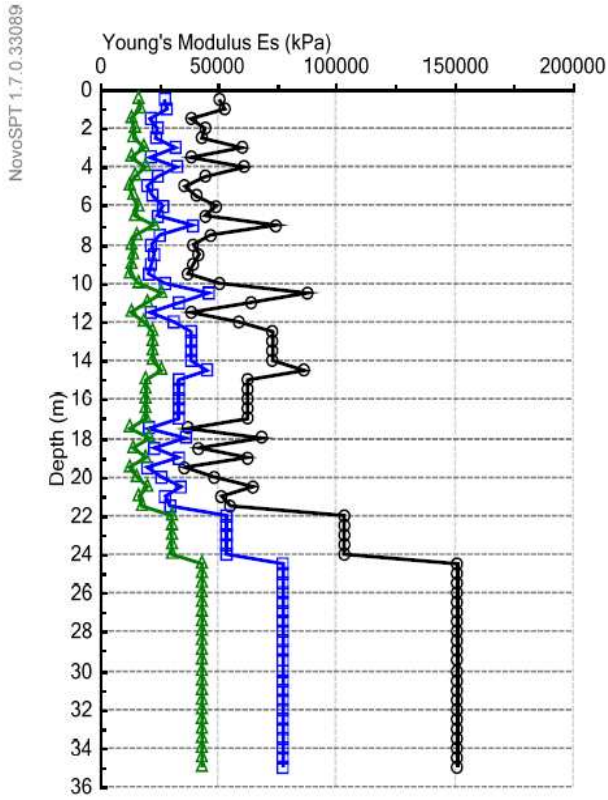
- Bowles, 1996 [Gravelly sand]
- Tan et al., 1991 [Gravelly sand]
- △ Tan et al., 1991 [Clayey sand]

Sondeo 2



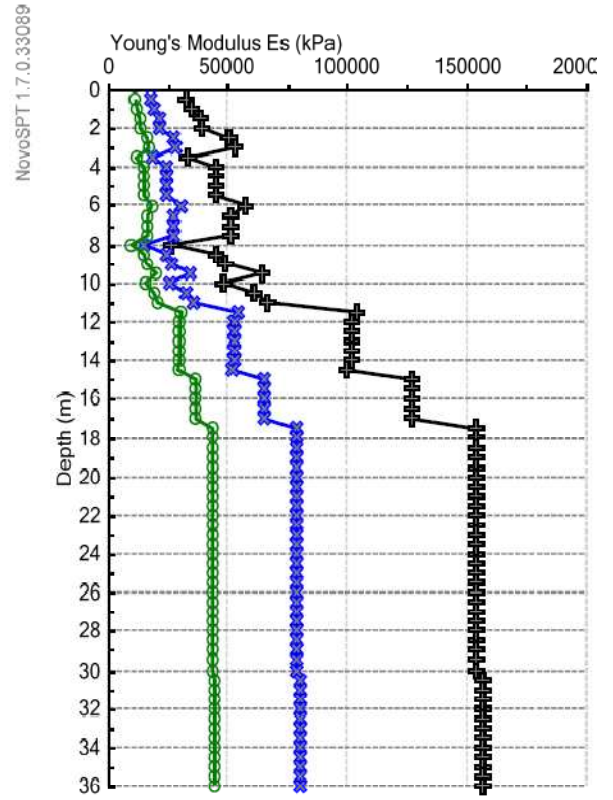
- △ Bowles, 1996 [Gravelly sand]
- ◆ Tan et al., 1991 [Gravelly sand]
- Tan et al., 1991 [Clayey sand]

Sondeo 3



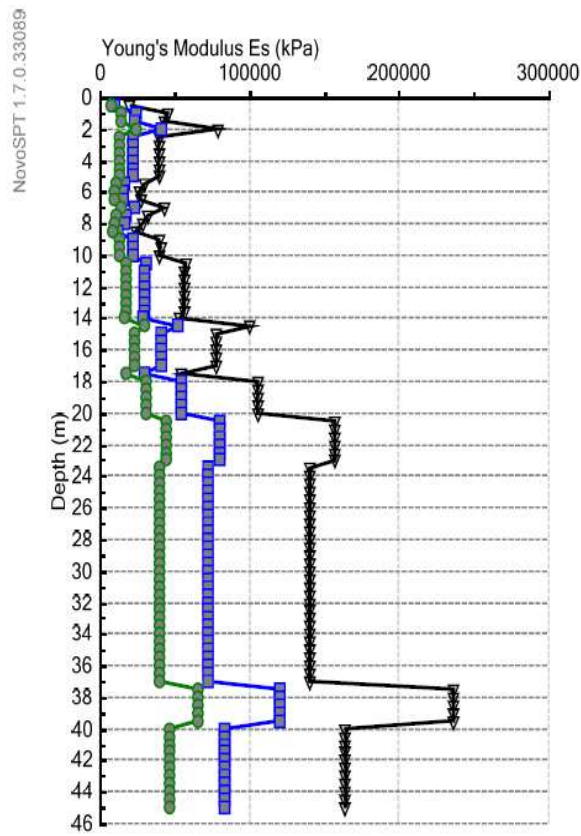
- Bowles, 1996 [Gravelly sand]
- Tan et al., 1991 [Gravelly sand]
- △ Tan et al., 1991 [Clayey sand]

Sondeo 4



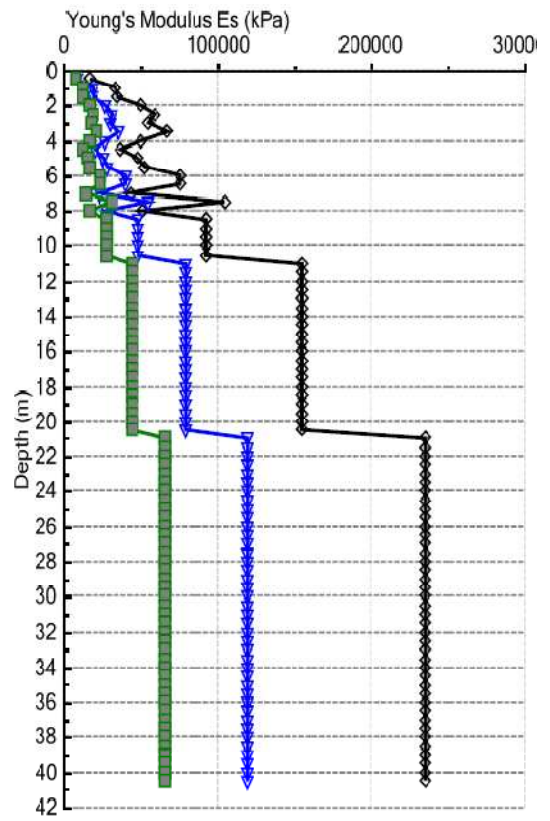
- ⊕ Bowles, 1996 [Gravelly sand]
- Tan et al., 1991 [Gravelly sand]
- Tan et al., 1991 [Clayey sand]

Sondeo 5



- △— Bowles, 1996 [Gravelly sand]
- Tan et al., 1991 [Gravelly sand]
- Tan et al., 1991 [Clayey sand]

Sondeo 6



- ◇— Bowles, 1996 [Gravelly sand]
- ▽— Tan et al., 1991 [Gravelly sand]
- Tan et al., 1991 [Clayey sand]

4.6.4 Angulo de fricción interna

Para el análisis de resistencia al cortante y presiones de tierra se obtiene el valor del ángulo de fricción interno, utilizando correlaciones con el ensayo de penetración estándar SPT, con las respectivas correcciones.

Debido a las dificultades para medir el ángulo de fricción real del perfil de suelo en un laboratorio, el valor de ϕ' se puede estimar del ensayo SPT (Naval Facilities Engineering Command, 1986). Muchos investigadores han presentado correlaciones entre el ángulo de fricción efectiva y el SPT para suelos granulares.

Se escogió la correlación obtenida por Hatanaka y Uchida (1996), la cual en Bucaramanga se ha encontrado que correlaciona con los ensayos de corte directo en un rango de $\pm 3^\circ$ aproximadamente.

La mejor forma de la ecuación de Hatanaka y Uchida es:

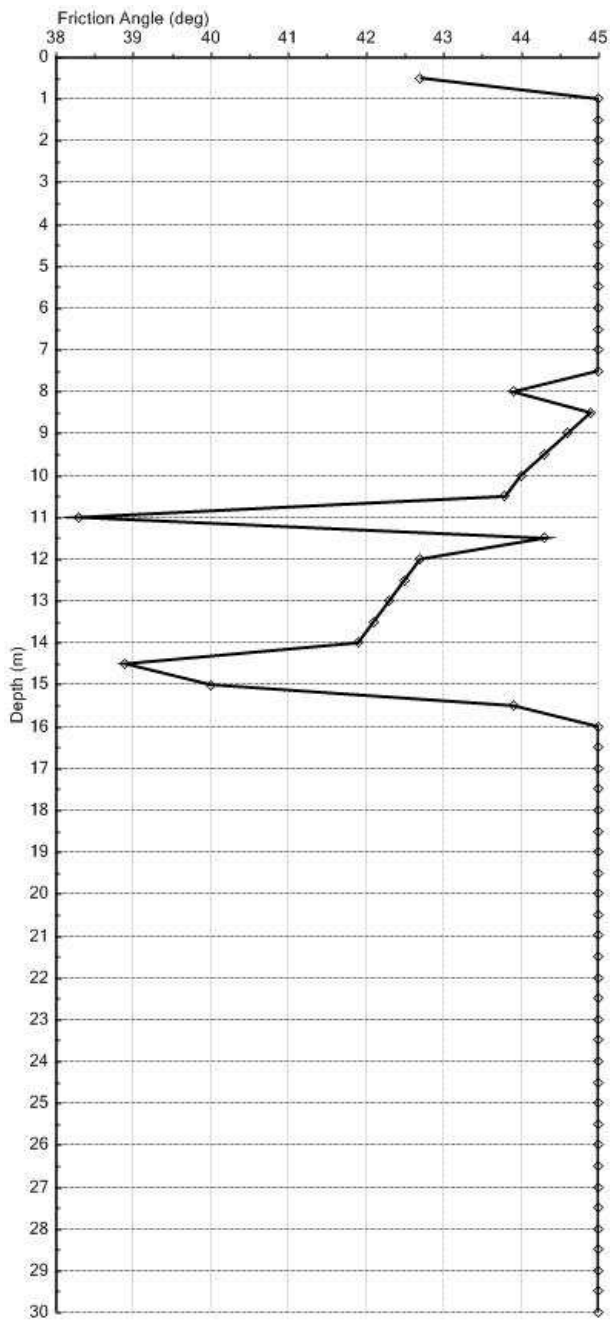
$$\phi' = 3.5\sqrt{N_{1.60}} + 22.3 \pm \varepsilon \quad (34)$$

Donde ε es el error estándar.

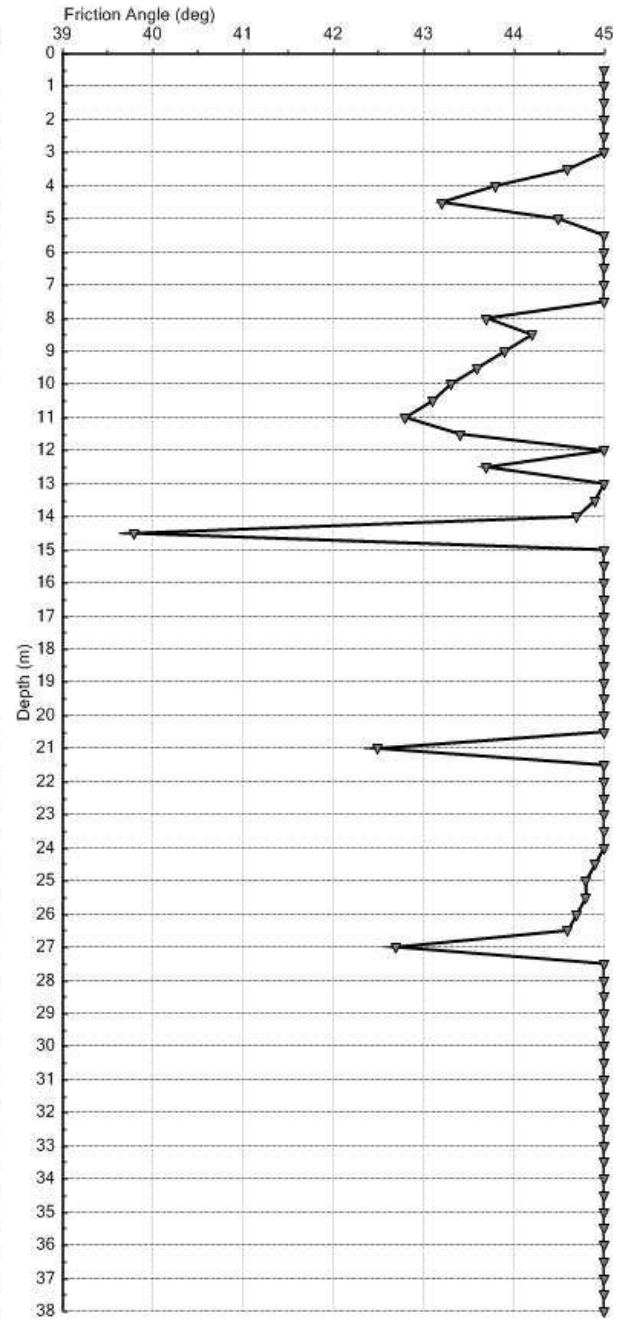
- Angulo de fricción interna para cálculo de presiones de tierra y estabilidad de taludes.

De acuerdo al software NovoSPT se obtienen los siguientes resultados del ángulo de fricción para cada uno de los perfiles geotécnicos de los sondeos realizados:

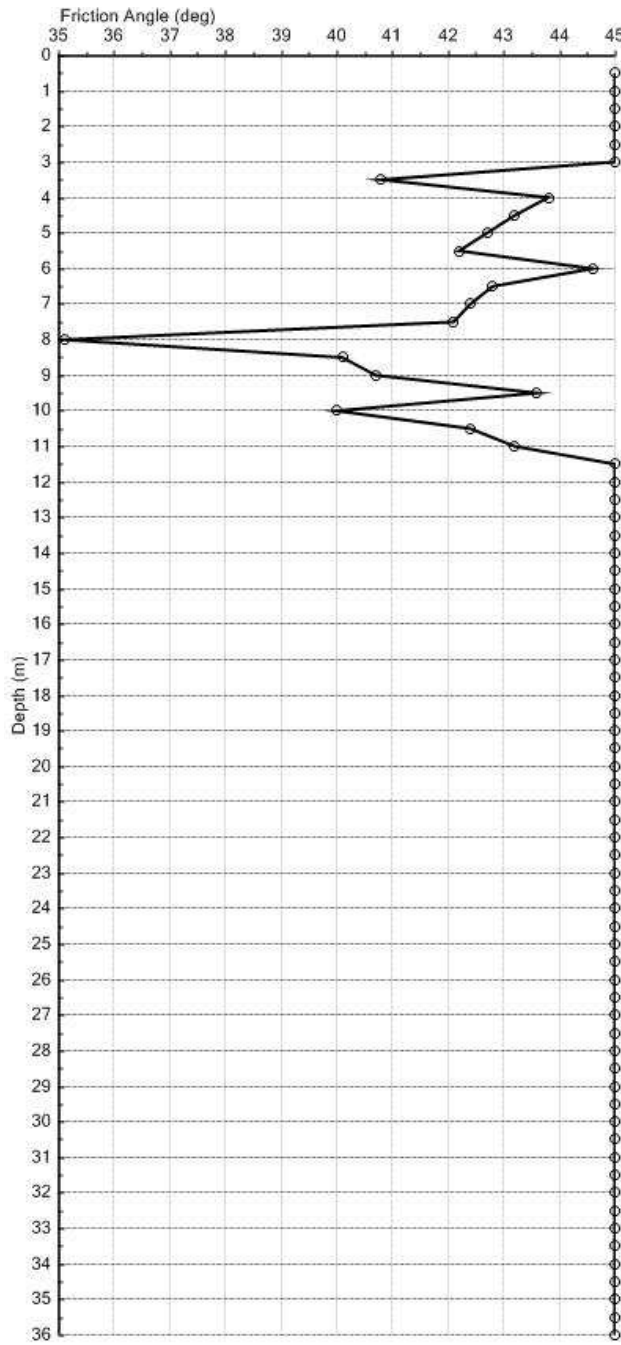
Sondeo 1



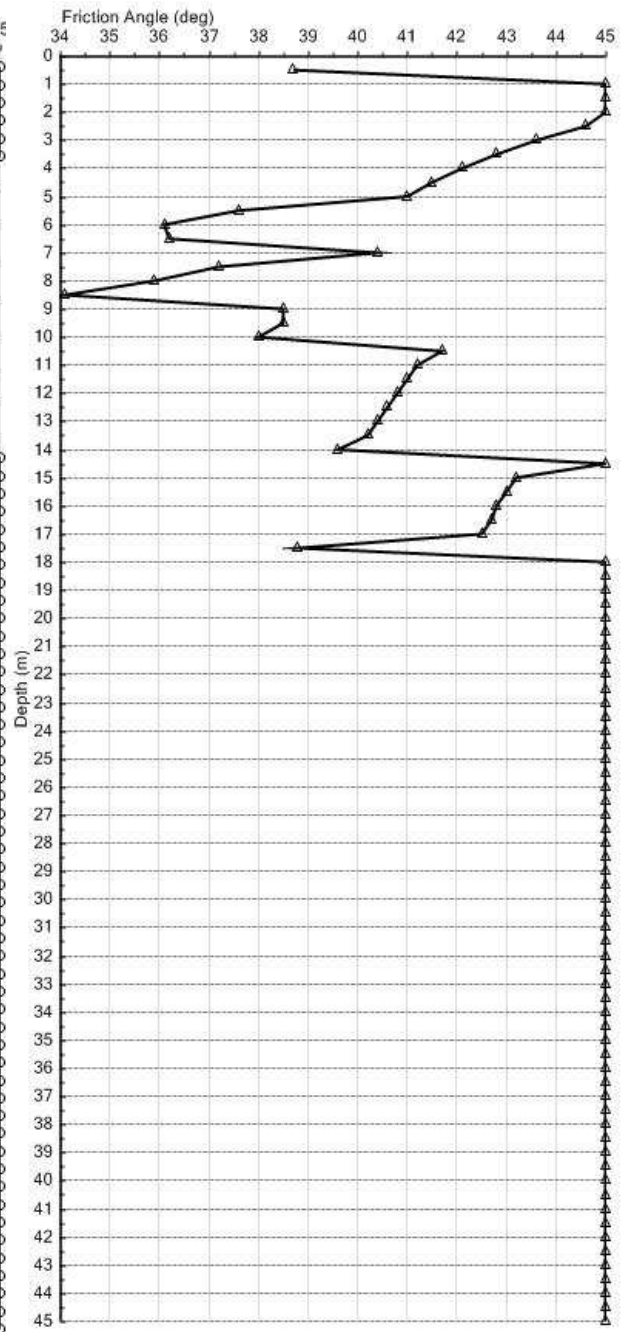
Sondeo 2



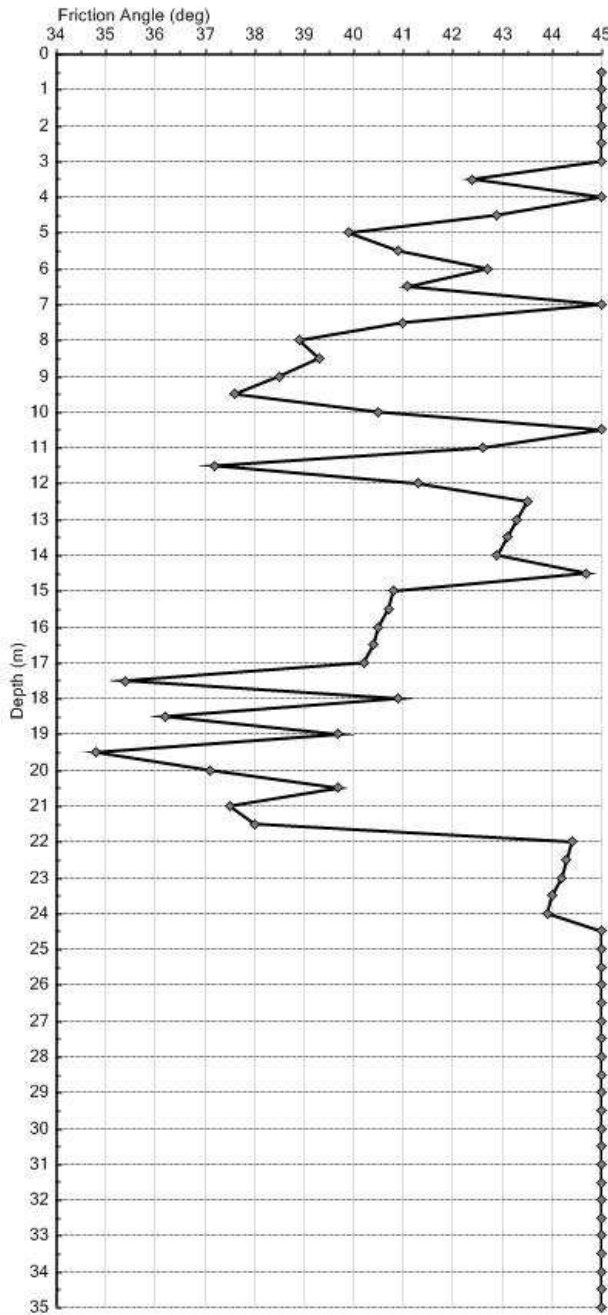
Sondeo 3



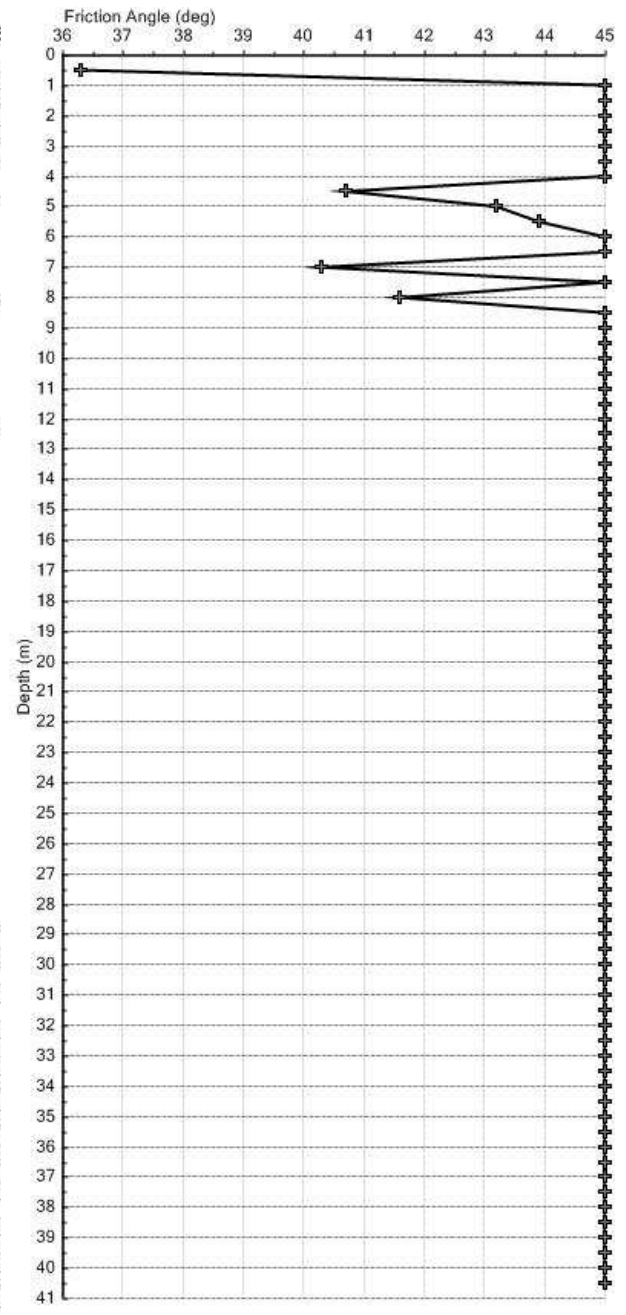
Sondeo 4



Sondeo 5



Sondeo 6



Teniendo en cuenta los resultados de los ensayos de laboratorio y los arrojados por el Software NovoSPT se recomendaron los siguientes parámetros para el diseño de las estructuras de contención:

Tabla 4-23 Parámetros recomendados para el diseño de estructuras de contención

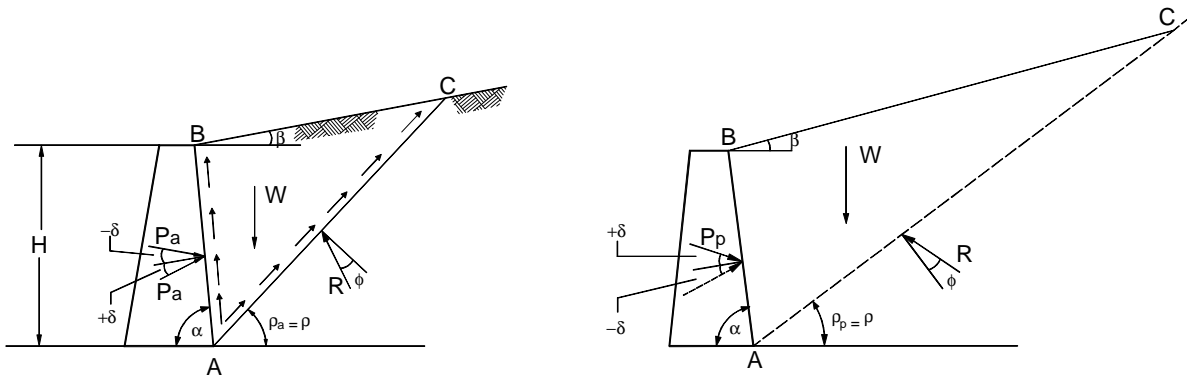
Suelo	Peso unitario KN/m3	Fricción (°)	Ka	Kp
Abanico de Bucaramanga de origen aluvial (Qmb)	18.2	30	0.333	3.000
Depósito aluvial reciente (Qal)	18.0	30	0.333	3.000
Depósito coluvial (Qcol)	16.5	30	0.333	3.000
Suelos Residuales (SR)	19.0	40	0.217	4.599
Roca ígnea meteorizada (JRcg)	22.0	40	0.172	5.828
Roca metamórfica meteorizada, Neis de Bucaramanga (pEb)	22.0	40	0.172	5.828

Fuente: Elaboración propia

4.6.5 Coeficientes de presión de tierra Ka y Kp

Para el cálculo de presiones de tierra se recomienda utilizar la teoría de Coulomb:

Figura 4-24 Teoría de Coulomb



a) Condiciones de falla: presión activa

b) Condiciones de falla: presión pasiva

$$K_a = \frac{\text{sen}^2(\alpha + \phi)}{\text{sen}^2 \alpha \text{sen}(\alpha - \delta) \left[1 + \frac{\text{sen}(\phi + \delta) \text{sen}(\phi - \beta)}{\text{sen}(\alpha - \delta) \text{sen}(\alpha + \beta)} \right]^2}$$

$$K_p = \frac{\text{sen}^2(\alpha - \phi)}{\text{sen}^2 \alpha \text{sen}(\alpha + \delta) \left[1 - \frac{\text{sen}(\phi + \delta) \text{sen}(\phi + \beta)}{\text{sen}(\alpha + \delta) \text{sen}(\alpha + \beta)} \right]^2}$$

Fuente: Braja M. Das 2001

Para $\alpha = 90^\circ$ y $\beta = 0^\circ$, se obtienen los siguientes valores para K_a :

Tabla 4-24 Valores de K_a con $\alpha = 90^\circ$ y $\beta = 0^\circ$

δ	$\phi = 26$	28	30	32	34	36	38	40	42
0	0.390	0.361	0.333	0.307	0.283	0.260	0.238	0.217	0.198
16	0.349	0.324	0.300	0.278	0.257	0.237	0.218	0.201	0.184
17	0.348	0.323	0.299	0.277	0.256	0.237	0.218	0.200	0.183
20	0.345	0.320	0.297	0.276	0.255	0.235	0.217	0.199	0.183
22	0.343	0.319	0.296	0.275	0.254	0.235	0.217	0.199	0.183

Fuente: Braja M. Das 2001

Para $\alpha = 90^\circ$ y $\beta = 0^\circ$, se obtienen los siguientes valores para K_p :

Tabla 4-25 Valores de K_p con $\alpha = 90^\circ$ y $\beta = 0^\circ$

δ	$\phi = 26$	28	30	32	34	36	38	40	42
0	2.561	2.770	3.000	3.255	3.537	3.852	4.204	4.599	5.045
16	4.195	4.652	5.174	5.775	6.469	7.279	8.229	9.356	10.704
17	4.346	4.830	5.385	6.025	6.767	7.636	8.661	9.882	11.351
20	4.857	5.436	6.105	6.886	7.804	8.892	10.194	11.771	13.705
22	5.253	5.910	6.675	7.574	8.641	9.919	11.466	13.364	15.726

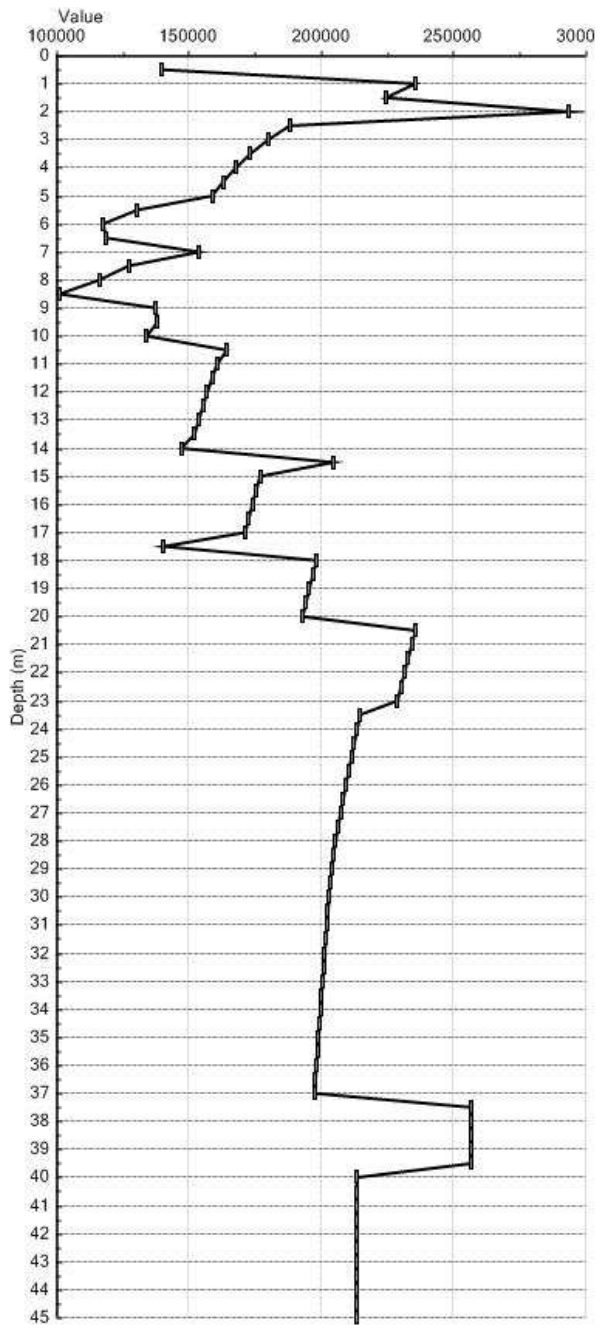
Fuente: Braja M. Das 2001

4.6.6 Módulo de reacción o coeficiente de Balastro (K_s)

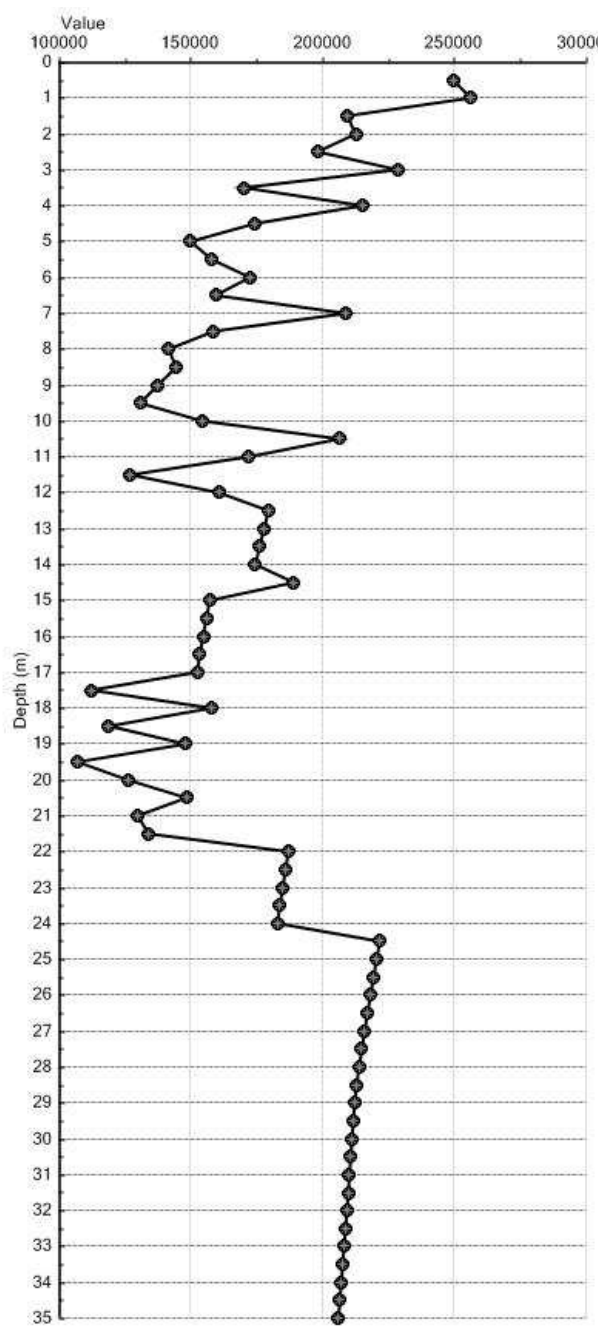
Para calcular el coeficiente o módulo de reacción K_s , se emplea una correlación empírica que relaciona los valores de N en golpes/pie del ensayo de penetración estándar.

De acuerdo a los resultados del software NovoSPT, los valores del módulo de reacción o coeficiente de Balastro (en KN/m^3) a diferentes profundidades para cada uno de los sondeos se indican en las siguientes graficas:

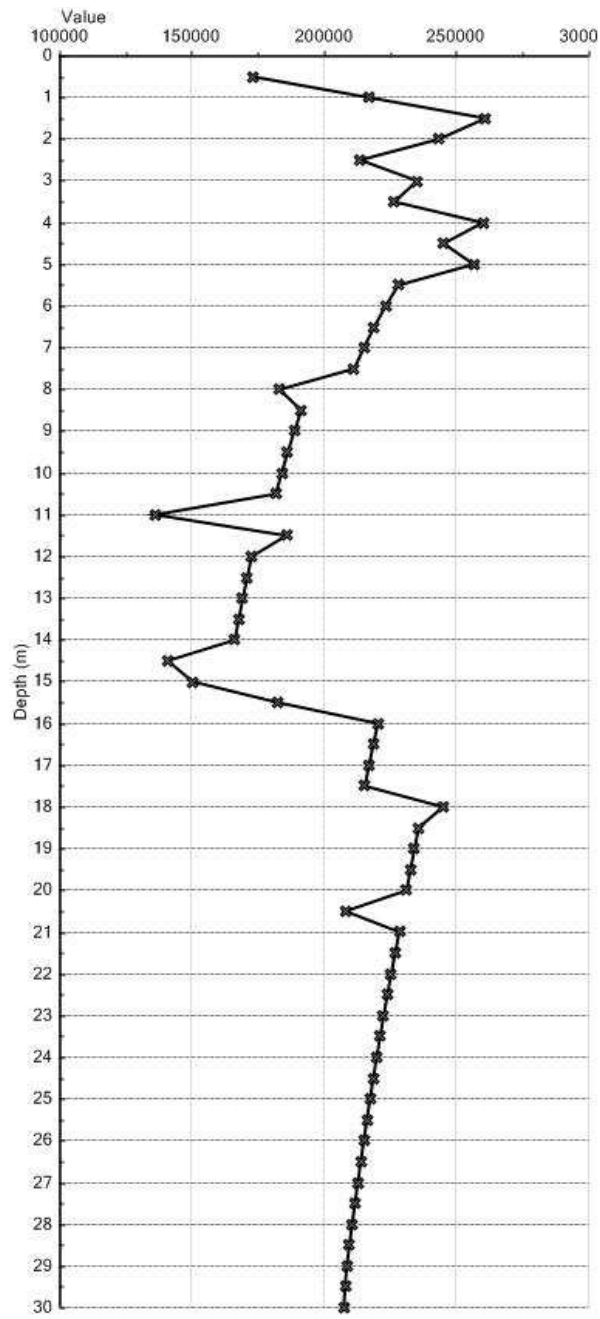
Sondeo 1



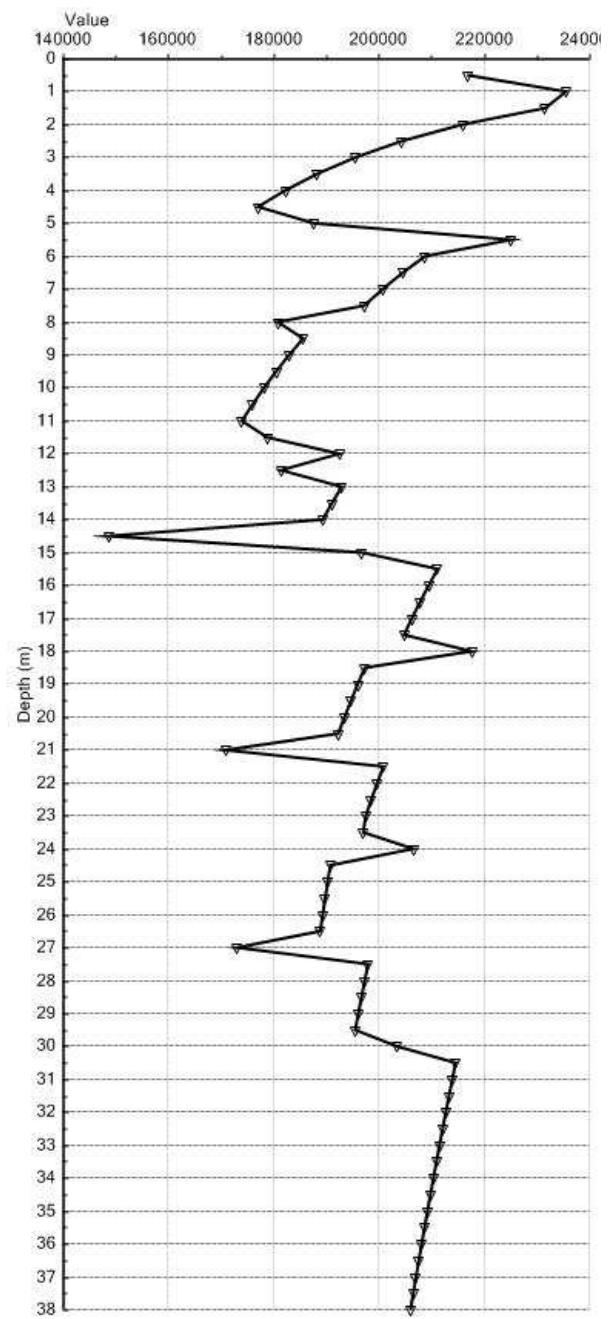
Sondeo 2



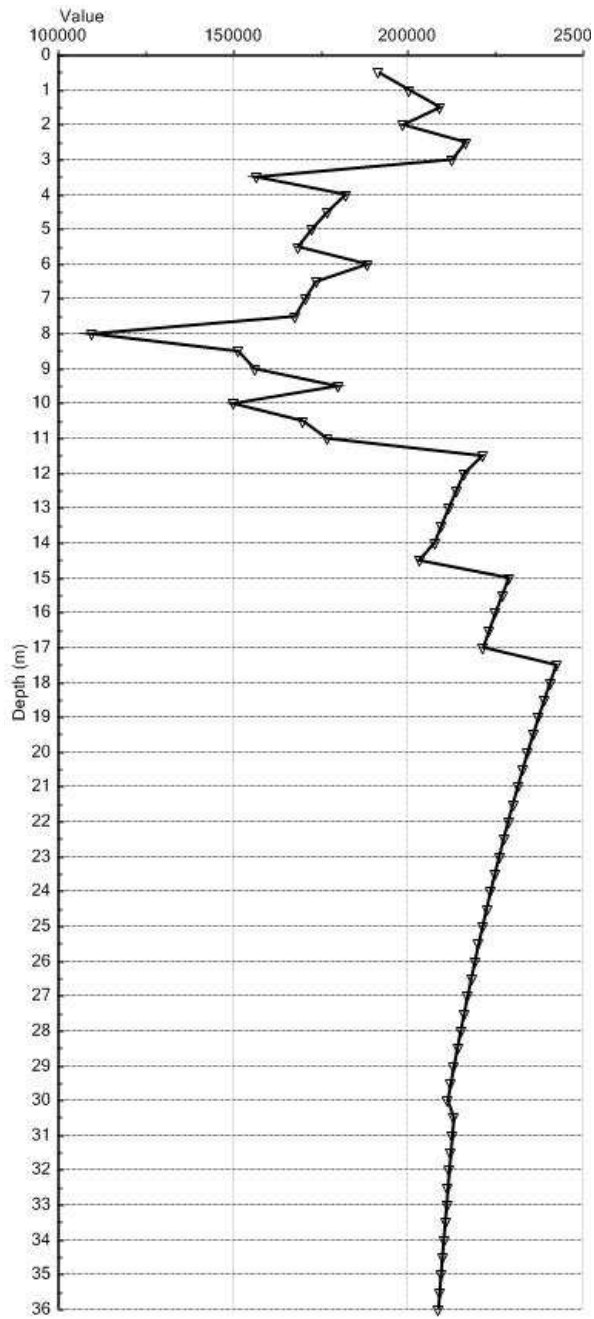
Sondeo 3



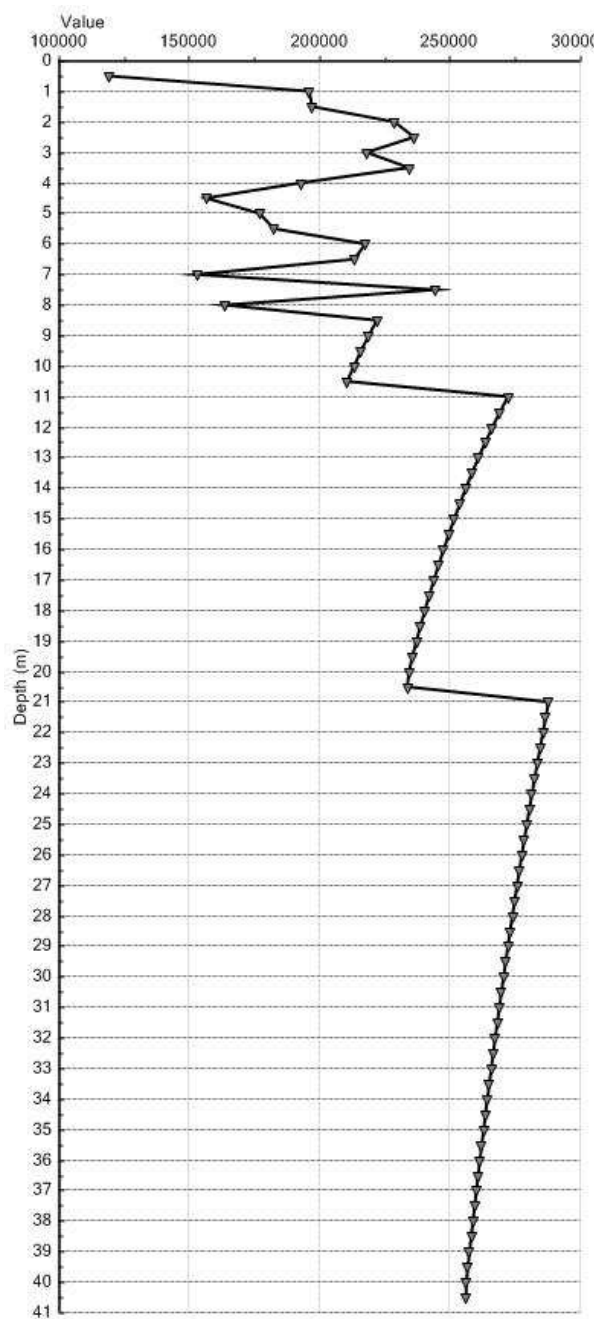
Sondeo 4



Sondeo 5



Sondeo 6



4.7 CAPACIDAD DE SOPORTE

4.7.1 Cimientos analizados

Teniendo en cuenta las características del sistema estructural, la magnitud de las cargas y las características geotécnicas del terreno se recomendó un sistema de cimentación sobre caissons o pilas.

Debe aclararse que las pilas propuestas actúan como el elemento único de soporte, para garantizar que la capacidad de soporte y los asentamientos totales y diferenciales sean aceptables tanto a corto como a largo plazo.

4.7.2 Capacidad de soporte (estado límite de falla)

El factor de seguridad es una función de la importancia de la estructura y de las incertidumbres en la investigación.

Tabla 4-26 Valores mínimos recomendados por la NSR-10 para cimentaciones profundas

Condición	F_{SICP} Mínimo Diseño
Carga Muerta + Carga Viva Normal	3.0
Carga Muerta + Carga Viva Máxima	2.5
Carga Muerta + Carga Viva Normal + Sismo de Diseño Seudo Estático	1.5

Fuente: NSR-10

Para el presente análisis se utiliza un factor de seguridad general de 3.0, para las cargas de diseño.

Se analizaron pilas de 2.0, 2.2 y 2.5 metros de diámetro y 20 metros de longitud, utilizando el criterio de Vesic (1977). Para el análisis se utilizaron los N promedios tanto para punta como para fricción. A continuación se presentan los resultados de los cálculos de capacidad de soporte de los cimientos propuestos.

- Memorias de cálculo de pilas de 20 metros de longitud

Tabla 4-27 Valores N promedios para pilas de 20 metros

Sondeo	N Punta	N Fricción	L'(m)	L(m)
1	90	12	15,0	20,0
2	110	20	15,0	20,0
3	110	12	15,0	20,0
4	100	20	15,0	20,0
5	90	12	15,0	20,0

Fuente: Elaboración propia

Tabla 4-28 Propiedades geométricas de las pilas de 15.0m y 20.0m

Diámetro Metros	Propiedades de la sección	
	Área	Perímetro
2,00	3,142	6,283
2,20	3,801	6,912
2,50	4,909	7,854

Fuente: Elaboración propia

Tabla 4-29 Capacidad en Ton/m² con factor de seguridad de 3.0

	Sondeo					
	1	2	3	4	5	
Ñ punta =	52,5	62,5	62,5	57,5	52,5	
Ñ Fricción=	13,5	17,5	13,5	13,5	13,5	
qo punta =	105	125	125	115	105	Tn/pie ²
qo fricción=	27	35	27	27	27	Tn/pie ²
qo punta =	1130,21	1345,49	1345,49	1237,85	1130,21	Tn/m ²
qf fricción=	10,75	13,94	10,75	10,75	10,75	Tn/m ²
qo punta/(F.S.) =	376,74	448,50	448,50	412,62	376,74	Tn/m ²
qf fricción/(F.S.) =	3,58	4,65	3,58	3,58	3,58	Tn/m ²

Fuente: Elaboración propia

Tabla 4-30 Capacidad de pilotes por punta y fricción

Diámetro	Capacidad por fricción (Ton)				
	Sondeo				
	1	2	3	4	5
2,00	337,82	437,91	337,82	337,82	337,82
2,20	371,60	481,71	371,60	371,60	371,60
2,50	422,28	547,39	422,28	422,28	422,28

Tabla 4.30 Capacidad de pilotes por punta y fricción (continuación)

Capacidad por punta (Ton)					
Sondeo					
Diámetro	1	2	3	4	5
2,00	1183,55	1408,99	1408,99	1296,27	1183,55
2,20	1432,10	1704,88	1704,88	1568,49	1432,10
2,50	1849,30	2201,55	2201,55	2025,43	1849,30
Capacidad total (Ton)					
Sondeo					
Diámetro	1	2	3	4	5
2,00	1521,37	1846,91	1746,81	1634,09	1521,37
2,20	1803,70	2186,59	2076,48	1940,09	1803,70
2,50	2271,58	2748,94	2623,83	2447,70	2271,58

Fuente: Elaboración propia

- Memorias de cálculo de pilas de 15 metros de longitud

Tabla 4-31 Valores N promedios para pilas de 15 metros

Sondeo	N Punta	N Fricción	L'(m)	L(m)
1	70	8	10,0	15,0
2	85	15	10,0	15,0
3	80	8	10,0	15,0
4	80	12	10,0	15,0
5	70	8	10,0	15,0

Fuente: Elaboración propia

Tabla 4-32 Capacidad en Ton/m² con factor de seguridad de 3.0

	Sondeo					
	1	2	3	4	5	
Ñ punta =	42,5	50	47,5	47,5	42,5	
Ñ Fricción=	11,5	15	11,5	11,5	11,5	
qo punta =	85	100	95	95	85	Tn/pie ²
qo fricción=	23	30	23	23	23	Tn/pie ²
qo punta =	914,93	1076,39	1022,57	1022,57	914,93	Tn/m ²
qf fricción=	9,16	11,95	9,16	9,16	9,16	Tn/m ²
qo punta/(F.S.) =	304,98	358,80	340,86	340,86	304,98	Tn/m ²
qf fricción/(F.S.) =	3,05	3,98	3,05	3,05	3,05	Tn/m ²

Fuente: Elaboración propia

Tabla 4-33 Capacidad de pilotes por punta y fricción

Capacidad por fricción (Ton)					
Sondeo					
Diámetro	1	2	3	4	5
2,00	191,85	250,24	191,85	191,85	191,85
2,20	211,03	275,26	211,03	211,03	211,03
2,50	239,81	312,80	239,81	239,81	239,81
Capacidad por punta (Ton)					
Sondeo					
Diámetro	1	2	3	4	5
2,00	958,11	1127,19	1070,83	1070,83	958,11
2,20	1159,32	1363,90	1295,71	1295,71	1159,32
2,50	1497,05	1761,24	1673,18	1673,18	1497,05
Capacidad total (Ton)					
Sondeo					
Diámetro	1	2	3	4	5
2,00	1149,96	1377,43	1262,68	1262,68	1149,96
2,20	1370,35	1639,17	1506,74	1506,74	1370,35
2,50	1736,87	2074,04	1912,99	1912,99	1736,87

Fuente: Elaboración propia

4.8 CALCULO DE ASENTAMIENTOS

Los asentamientos calculados para las pilas de cimentación propuestas corresponden al análisis de capacidades admisibles (estado límite de servicio).

La mayoría de los suelos corresponden a materiales areno arcillosos y areno limosos, los cuales tienen principalmente un comportamiento elásto-plástico.

Los asentamientos elásticos se estiman utilizando la teoría de la elasticidad.

Para obtener los parámetros a utilizar en el modelo se utilizan los valores de módulo de elasticidad E obtenidos de las expresiones de Tan Yean Chin (1991).

Para el análisis del modelo de asentamientos se utilizó el software para computador PLAXIS 3D FOUNDATION desarrollado por la Universidad de Delft en Holanda, que emplea el método de los Elementos Finitos para calcular los

esfuerzos y deformaciones de los suelos que soportan carga producto del peso de las estructuras.

En los suelos del sitio no se presentan asentamientos por consolidación.

4.8.1 Asentamientos máximos permisibles

Cumpliendo con los requerimientos del NSR-10, para diseño se estableció un asentamiento máximo de 2.5 centímetros para carga de trabajo de cada una de las pilas propuestas.

4.8.2 Modelo general

Para el análisis se utilizó el modelo de Mohr-Coulomb con plasticidad perfecta. La plasticidad está asociada con la no recuperación de las deformaciones.

Los parámetros básicos del modelo de Mohr-Coulomb son los siguientes:

E = módulo de Young (kN/m^2)

ν = relación de Poisson.

ϕ = ángulo de fricción.

c = cohesión.

Los valores de ángulo de fricción y cohesión utilizados para la modelación en PLAXIS 3D FOUNDATION, fueron obtenidos a partir de un análisis entre los ensayos de laboratorio de Corte Directo y correlaciones con el programa NovoSPT

- Elementos finitos y malla

El mallado es una función automática del software. Se ha seleccionado la mayor densidad posible de elementos dentro del modelo, haciendo refinamiento automático en los contornos de las estructuras planteadas e interfaces de estratos de suelo.

- Modelo de elementos finitos

El análisis por medio de los elementos finitos permite determinar, de acuerdo a las cargas de los equipos en operación y a la carga de la estructura de soporte de cada equipo las condiciones de esfuerzo y asentamientos para los diferentes tipos de cimentación.

- Presiones de poro

Para modelar las presiones de poro se supuso la línea de nivel freático dependiendo de la información obtenida en los sondeos.

- Cargas externas aplicadas

Para la modelación de las diferentes pilas ó caisson, se utilizaron las cargas suministradas por el ingeniero calculista de las estructuras las cuales varían entre 100 Toneladas y 4500 Toneladas.

- Perfil geotécnico

El modelo geotécnico se trabajó con los tipos de material de suelo identificados en campo. Las propiedades de resistencia de los suelos fueron obtenidas en el laboratorio de Geotecnología S.A.S., en Bucaramanga.

- Propiedades del suelo

Las propiedades de los suelos usadas en un análisis esfuerzo-deformación son las siguientes:

- Peso unitario.
- Ángulo de fricción.
- N corregido (para obtener el módulo de Young).
- Cohesión.
- Coeficiente de Poisson.
- Módulo de Cortante.

4.8.3 Resultados

En la siguiente tabla se indican las capacidades de soporte de diferentes pilas para 2.5 centímetros de asentamiento, calculado mediante las modelaciones con elementos finitos (se anexan las graficas de carga Vs asentamiento), para cada uno de los sondeos geotécnicos realizados.

Tabla 4-34 Capacidades de soporte de las diferentes pilas para 2.5cm de asentamiento

Sondeo 1			
Diámetro (m)	Longitud (m)	Carga 0.025m (Ton)	Cap. Promedio
2	15	1000,8 a 1322	1161,6
	20	1356 a 1817	1586,4
2,2	15	1062 a 1473	1267,5
	20	1425 a 2007	1716
2,5	15	1172,5 a 1638	1405,25
	20	1561 a 2223	1891,75
Sondeo 2			
Diámetro (m)	Longitud (m)	Carga 0.025m (Ton)	Cap. Promedio
2	15	1161,6 a 1531	1346,4
	20	1579,2 a 1999	1789,2
2,2	15	1296 a 1671	1483,5
	20	1716 a 2181	1948,5
2,5	15	1410,5 a 1859	1634,5
	20	1911 a 2506	2208,5
Sondeo 3			
Diámetro (m)	Longitud (m)	Carga 0.025m (Ton)	Cap. Promedio
2	15	1113,6 a 1505	1309,2
	20	1428 a 2381	1904,4
2,2	15	1191 a 1587	1389
	20	1533 a 2469	2001
2,5	15	1281 a 1817	1548,75
	20	1697,5 a 2762	2229,5

Tabla 4.34 Capacidades de soporte de las diferentes pilas para 2.5cm de asentamiento (continuación)

Sondeo 4			
Diámetro (m)	Longitud (m)	Carga 0.025m (Ton)	Cap. Promedio
2	15	1171,2 a 1442	1306,8
	20	1560 a 1973	1766,4
2,2	15	1269 a 1611	1440
	20	1716 a 2172	1944
2,5	15	1407 a 1820	1613,5
	20	1893,5 a 2503	2198
Sondeo 5			
Diámetro (m)	Longitud (m)	Carga 0.025m (Ton)	Cap. Promedio
2	15	998,4 a 1308	1153,2
	20	1312,8 a 1675	1494
2,2	15	1065 a 1452	1258,5
	20	1380 a 1881	1630,5
2,5	15	1197 a 1631	1414
	20	1515,5 a 2125	1820
Sondeo 6			
Diámetro (m)	Longitud (m)	Carga 0.025m (Ton)	Cap. Promedio
2	15	998,4 a 1308	1153,2
	20	1312,8 a 1675	1494
2,2	15	1065 a 1452	1258,5
	20	1380 a 1881	1630,5
2,5	15	1477 a 1631	1554
	20	1977,5 a 2125	2051

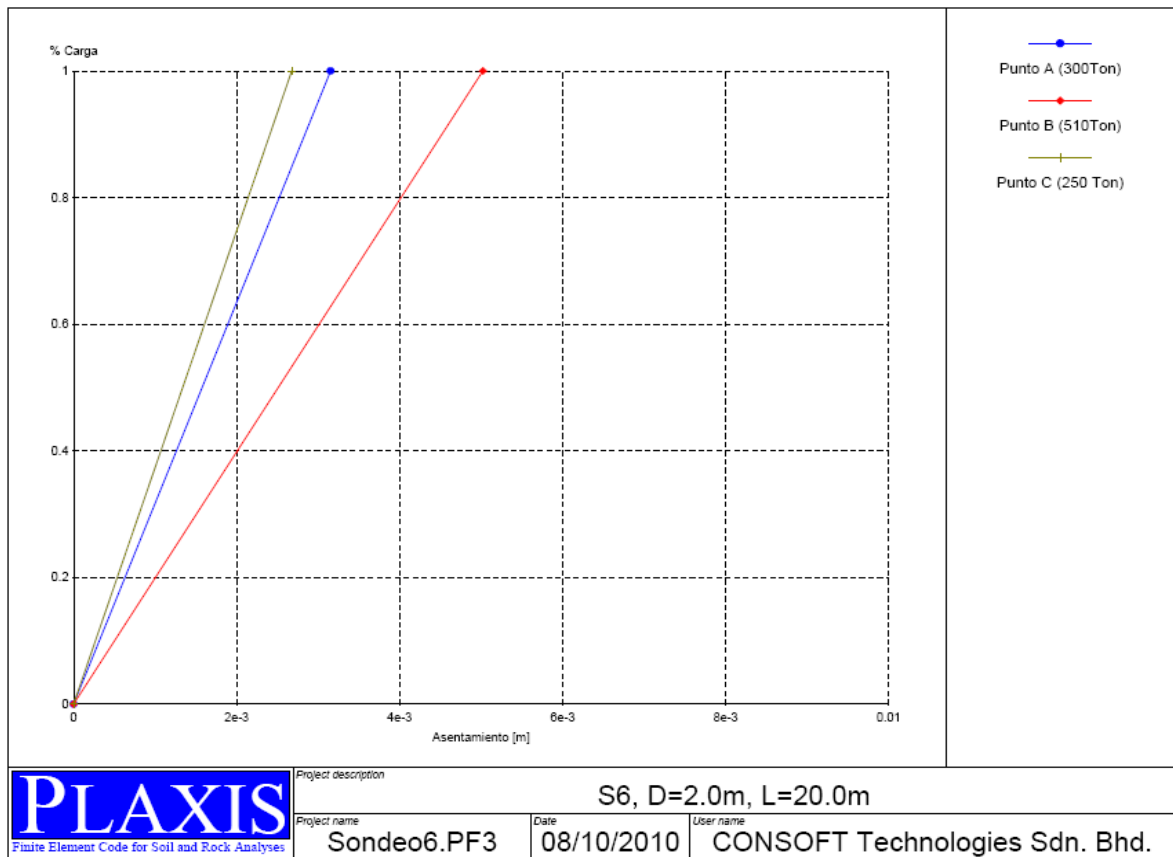
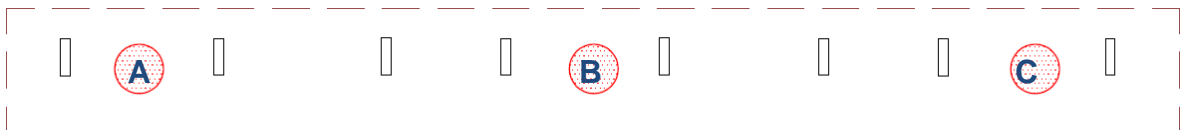
Fuente: Elaboración propia

Tabla 4-35 Asentamiento de los puntos en cada uno de los módulos

Módulo	Asentamiento Punto [m]										
	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	
1	0.00335	0.00502	0.00283								
2	0.02048	0.015	0.00859	0.015	0.02048						
3	0.021	0.023	0.023	0.022	0.024	0.022					
4	0.024	0.025	0.025	0.021	0.024	0.021					
5	0.015	0.018	0.019	0.021	0.021	0.016	0.021	0.022	0.02	0.019	
6	0.019	0.022	0.024	0.023	0.021	0.022					
7	0.019	0.022	0.023	0.021	0.021	0.023	0.021	0.013			

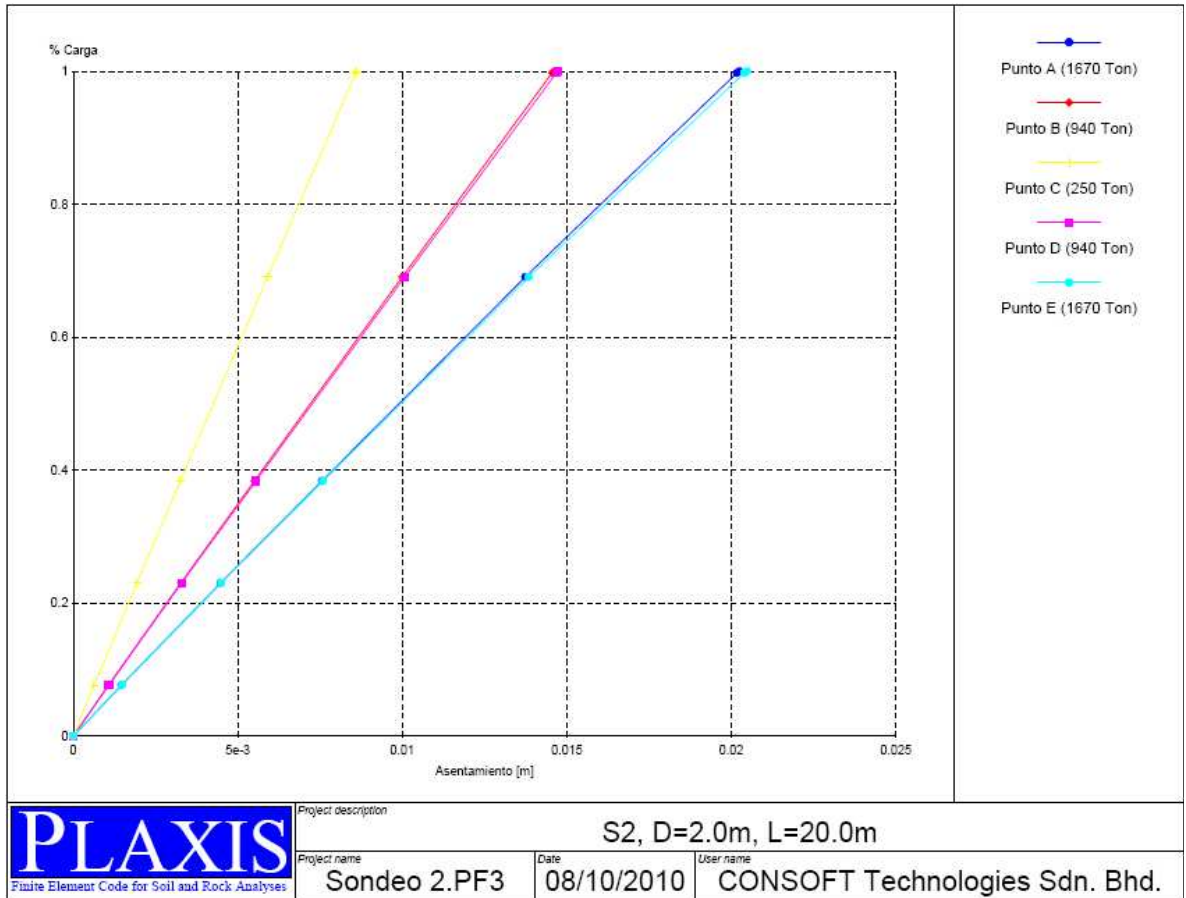
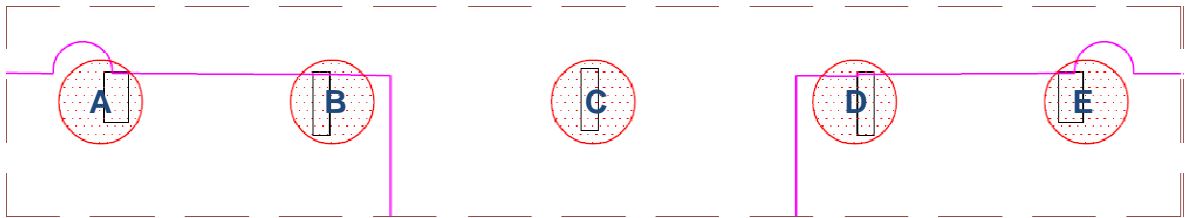
Fuente: Elaboración propia

Figura 4-26 Puntos de referencia Módulo 1 y gráfica de Asentamientos vs % Carga



Fuente: Elaboración propia

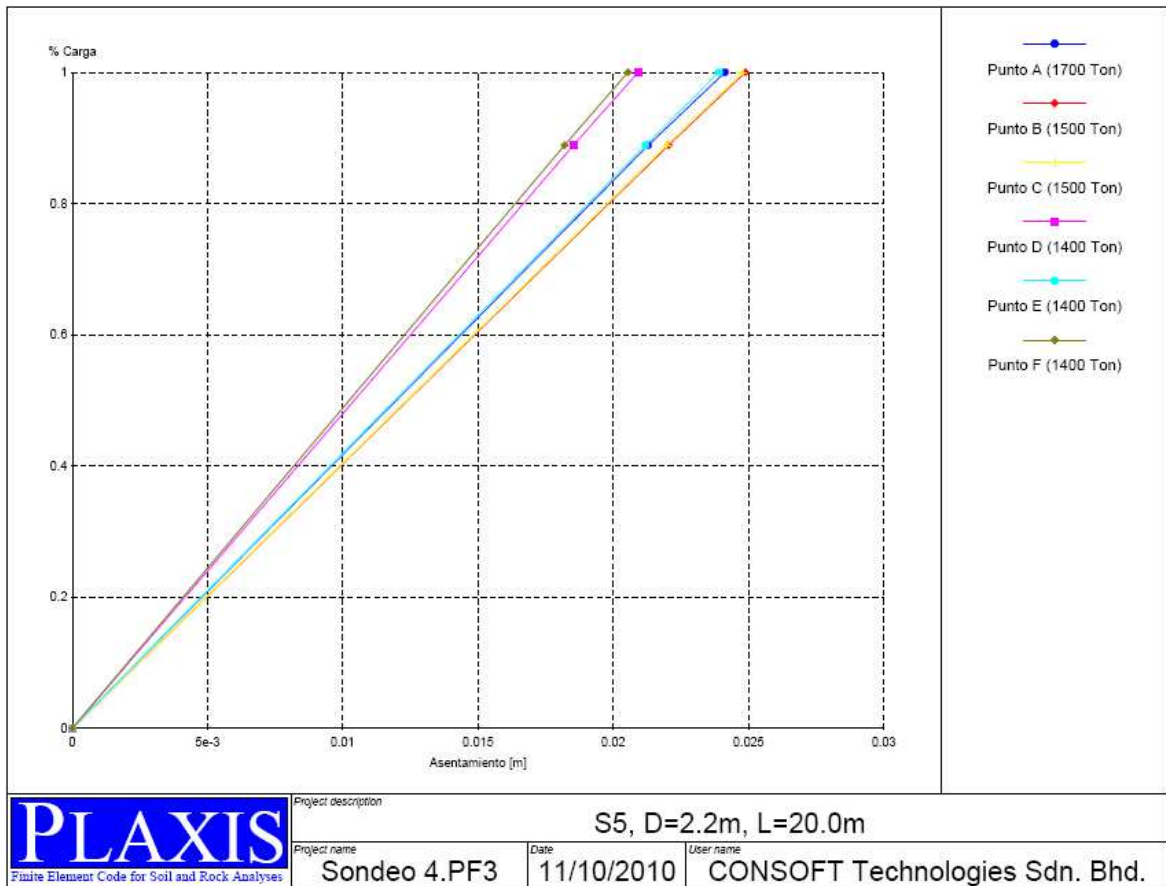
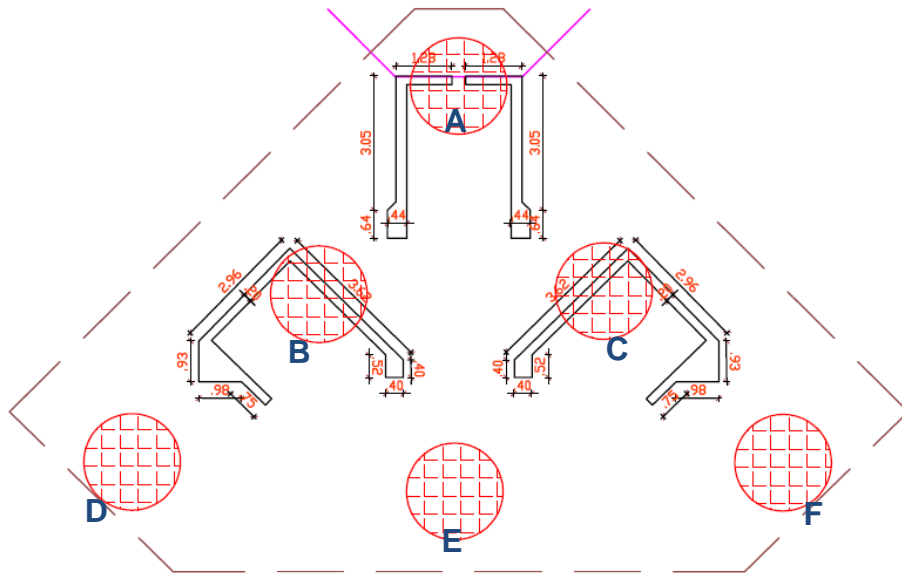
Figura 4-27 Puntos de referencia Módulo 2 y gráfica de Asentamientos vs % Carga



Project description			S2, D=2.0m, L=20.0m		
Project name	Date	User name			
Sondeo 2.PF3	08/10/2010	CONSOFT Technologies Sdn. Bhd.			

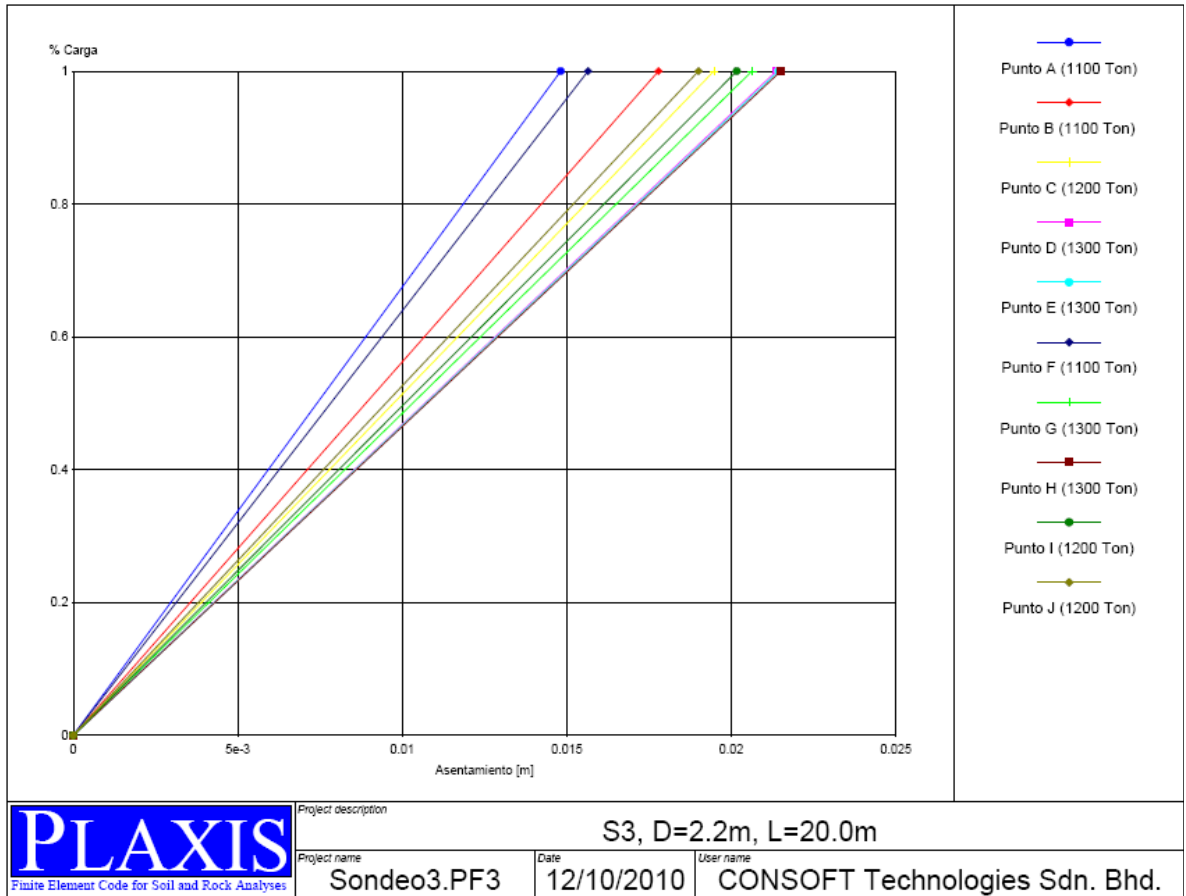
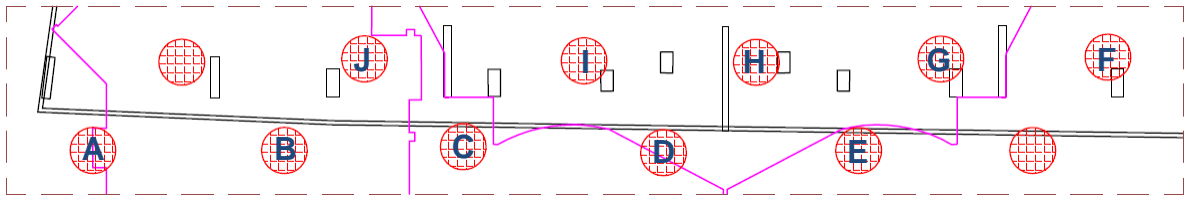
Fuente: Elaboración propia

Figura 4-29 Puntos de referencia Módulo 4 y gráfica de Asentamientos vs % Carga



Fuente: Elaboración propia

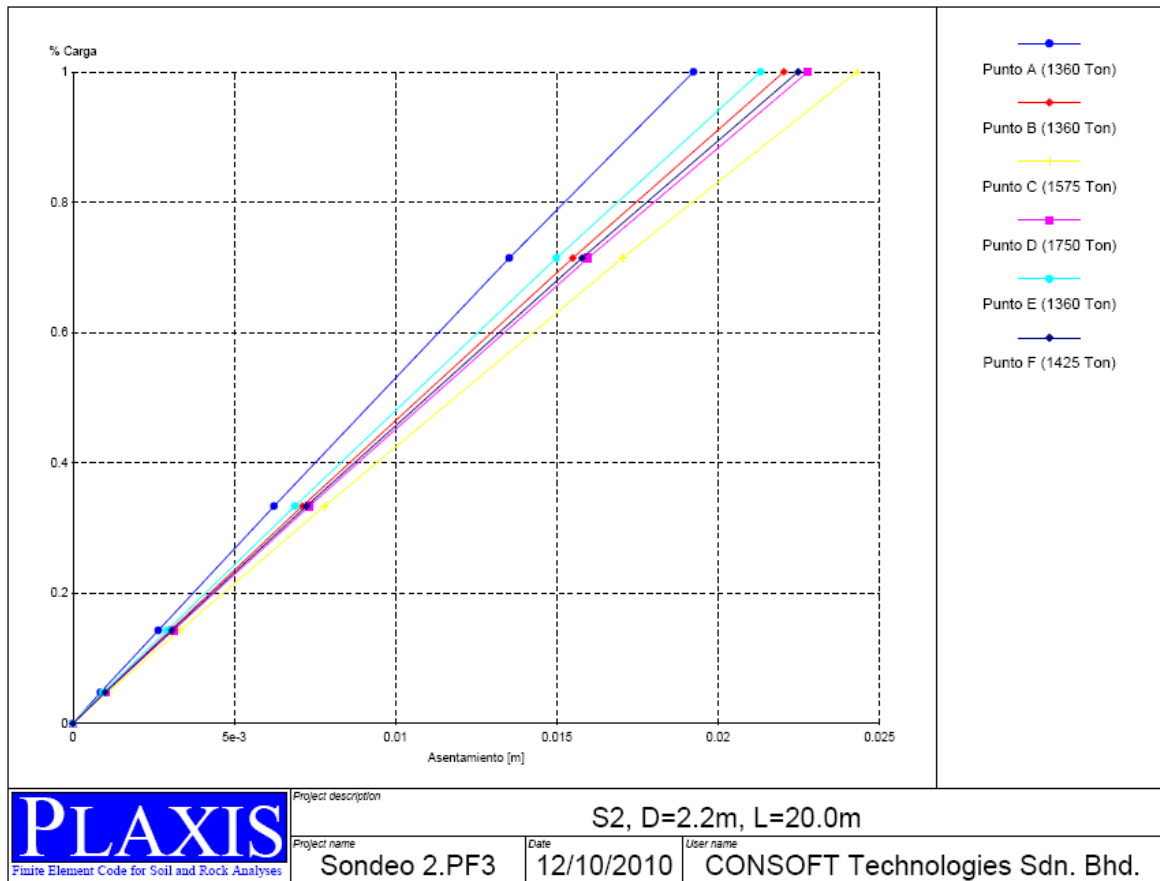
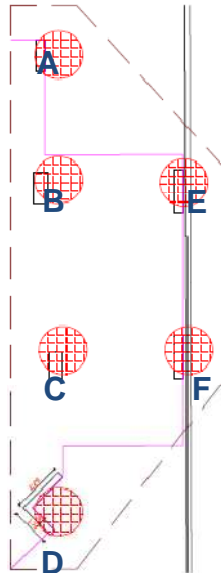
Figura 4-30 Puntos de referencia Módulo 5 y gráfica de Asentamientos vs % Carga



Project description			S3, D=2.2m, L=20.0m		
Project name	Date	User name			
Sondeo3.PF3	12/10/2010	CONSOFT Technologies Sdn. Bhd.			

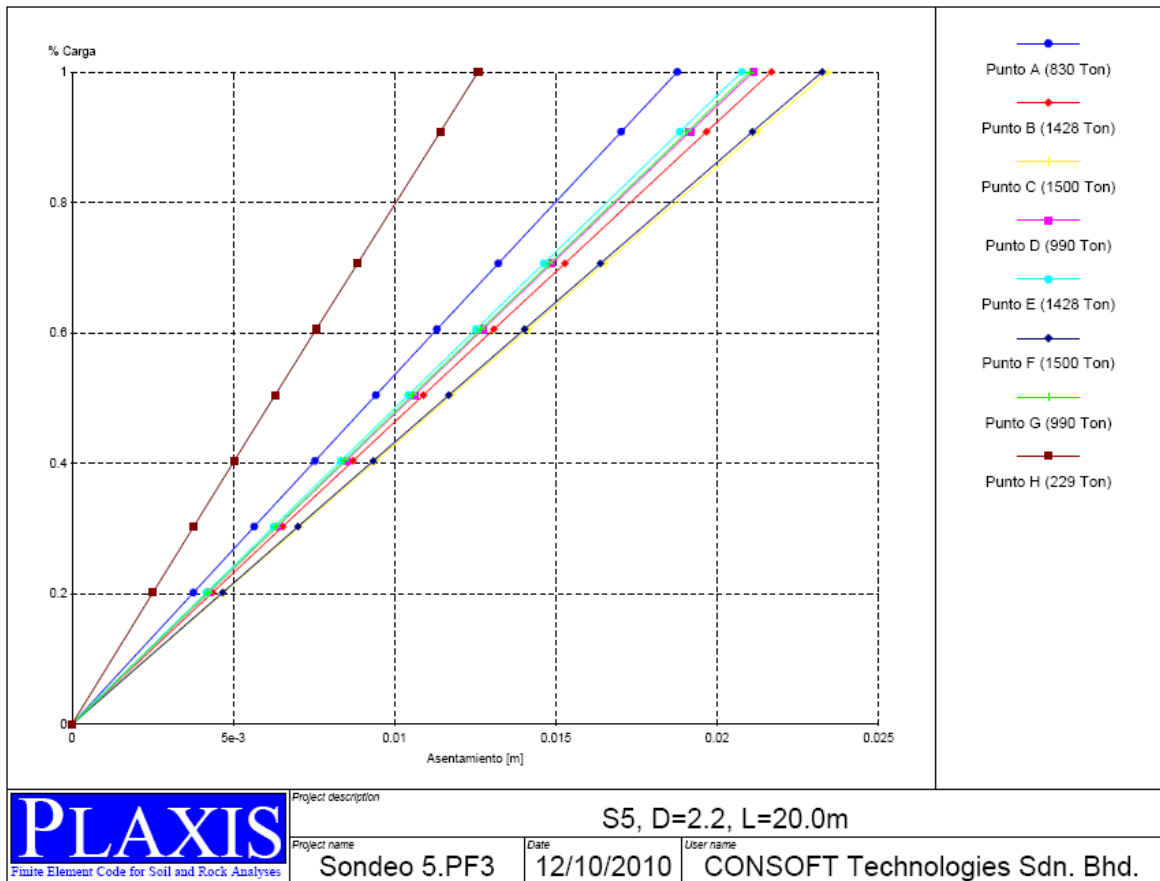
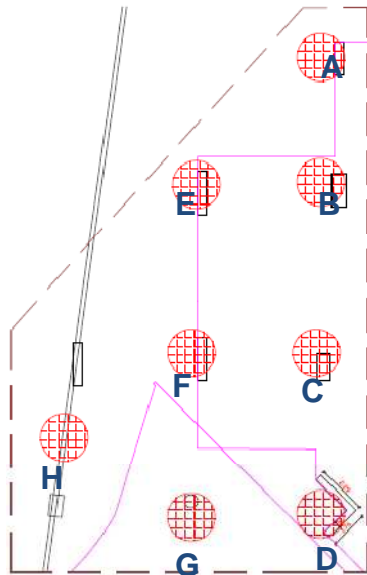
Fuente: Elaboración propia

Figura 4-31 Puntos de referencia Módulo 6 y gráfica de Asentamientos vs % Carga



Fuente: Elaboración propia

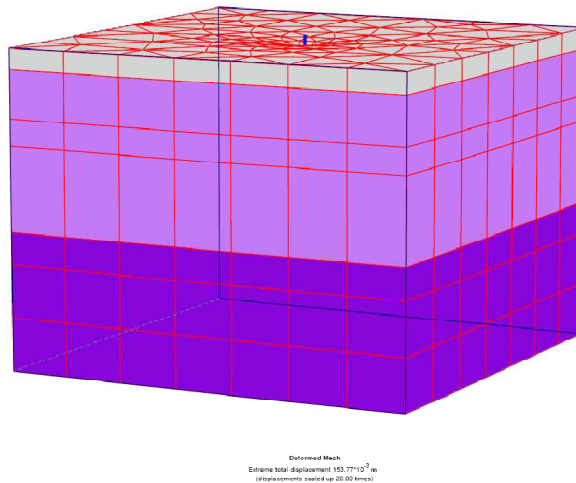
Figura 4-32 Puntos de referencia Módulo 7 y gráfica de Asentamientos vs % Carga



Fuente: Elaboración propia

Modelo tridimensional de elementos finitos para el sondeo 5, pilote de 20 metros de longitud y 2.2 metros de diámetro.

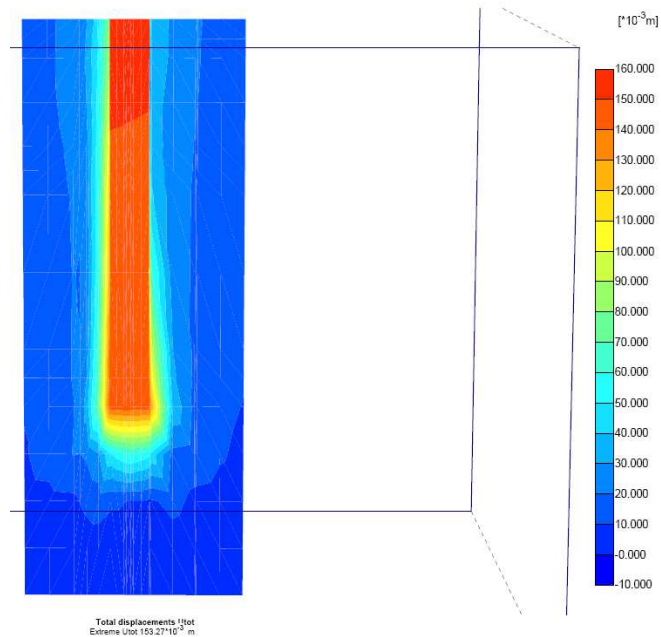
Figura 4-33 Modelo tridimensional de EF de una pila de 20.0m de longitud y 2.2m de diámetro



Fuente: Elaboración propia

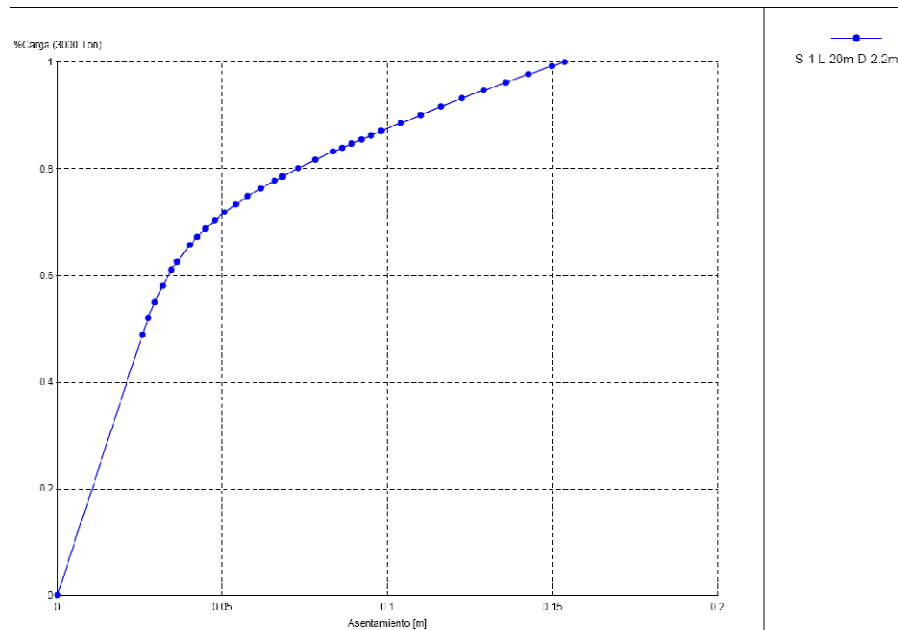
Diagrama de deformaciones y curva de asentamientos Vs. % de carga

Figura 4-34 Diagrama de deformaciones vs. % de Carga



Fuente: Elaboración propia

Figura 4-35 Curva de asentamientos vs. % de Carga



Fuente: Elaboración propia

4.9 ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE EXCAVACIONES Y TALUDES

4.9.1 Modelo y software utilizado

Para el análisis del modelo geotécnico se utilizó el software para computador SLOPE/W, Versión 5 de GEO-SLOPE International Ltd, Calgary Alberta, Canadá. SLOPE/W es un producto de Software que utiliza la teoría de equilibrio límite para obtener los factores de seguridad al deslizamiento de los taludes.

4.9.2 Métodos de análisis

Aunque el programa permite trabajar con doce diferentes métodos de análisis, para objeto del presente estudio se trabajó conjuntamente con los siguientes cuatro métodos:

1. Método ordinario o de Fellenius
2. Método Bishop simplificado

3. Método de Janbú simplificado

4. Método de Spencer

- Superficies de falla

Se utilizaron círculos de falla utilizando un sistema de centros de giro y líneas de tangencia, en total se analizaron 1.331 círculos posibles de falla para cada método.

4.9.3 Características y propiedades

- Geometría y estratigrafía

El modelo geotécnico se trabajó con los tipos de material de suelo identificados en los sondeos realizados. Las propiedades de los suelos fueron obtenidas en el laboratorio de Geotecnología S.A.S., en Bucaramanga. De igual manera, los espesores de los estratos fueron determinados a partir de los sondeos geotécnicos realizados.

- Aceleración pseudoestática para diseño

De acuerdo al artículo H.5.2.5 y la tabla H.5.2-1, el valor mínimo para análisis pseudoestático de taludes es $K_{ST}/a_{max} = 0.8$.

$$a_{max} = 0.25 \times 0.8 = 0.2g$$

El reglamento NSR 10 permite utilizar para construcción el 50% de los parámetros sísmicos pseudoestáticos de diseño.

Para la estructura de contención junto al edificio El Torreón se utilizó un coeficiente pseudoestático de 0.15g.

Para la estructura de contención junto a la carrera 41 se utilizó un coeficiente pseudoestático de 0.10g.

- Presiones de poro

Para modelar las presiones de poro se supuso la línea de nivel freático dependiendo de la información obtenida en los sondeos.

- Propiedades del suelo

Se utilizó el sistema de parámetros totales de resistencia, de acuerdo al sistema de Mohr-Coulomb obtenidos de la correlación de ensayos de Corte Directo Drenado, NovoSPT y estudios aledaños.

Tabla 4-36 Parámetros de diseño para la modelación de las excavaciones y taludes

Suelo	Peso unitario KN/m ³	Fricción (°)	Cohesión KN/m ²
Abanico de Bucaramanga de origen aluvial (Qmb)	18.2	30	30
Depósito aluvial reciente (Qal)	18.0	30	20
Depósito coluvial (Qcol)	16.5	30	20
Suelos Residuales (SR)	19.0	40	30
Roca ígnea meteorizada	22.0	40	35
Roca metamórfica meteorizada, Neis de	22.0	40	35

Fuente: Elaboración propia

4.9.4 Factores de seguridad mínimos

Los factores de seguridad mínimos directos determinados por el NSR-10 son los siguientes:

Tabla 4-37 Factores de Seguridad Básicos Mínimos Directos (Tabla H.2.4-1)

Condición	F _{SBM} Diseño	F _{SBM} Construcción
Taludes – Condición estática y agua subterránea normal	1.50	1.25
Taludes – Condición seudo-estática y agua subterránea normal y coeficiente sísmico de diseño	1.05	1.00

Fuente: NSR-10

Tabla 4-38 Resumen de los factores de seguridad obtenidos

Análisis	F.S. Fellenius	F.S. Bishop	F.S. Janbú	F.S. Spencer
Falla de ladera sentido Occidente-Oriente. Perfil 1. Análisis estático.	1.491	1.651	1.800	1.646
Falla de ladera sentido Occidente-Oriente. Perfil 1. Análisis con carga sísmica de 0.15g.	1.242	1.449	1.421	1.451
Falla de ladera sentido Occidente-Oriente. Perfil 2. Análisis estático.	1.619	1.837	1.616	1.831
Falla de ladera sentido Occidente-Oriente. Perfil 2. Análisis con carga sísmica de 0.15g.	1.231	1.412	1.214	1.429
Falla de ladera sentido Occidente-Oriente. Perfil 3. Análisis estático.	2.122	2.273	2.107	2.270
Falla de ladera sentido Occidente-Oriente. Perfil 3. Análisis con carga sísmica de 0.15g.	1.727	1.824	1.705	1.827
Falla del talud de las excavaciones. Sentido Oriente - Occidente (Junto a la carrera 41) Perfil 3. Análisis estático.	0.716	0.689	0.719	0.697
Falla del talud de las excavaciones. Sentido Oriente - Occidente (Junto a la carrera 41) Perfil 3. Análisis con carga sísmica de 0.15g.	0.595	0.588	0.592	0.582
Falla del talud de las excavaciones. Sentido Oriente - Occidente (Junto a la carrera 41) Perfil 3. Análisis estático con pantalla N° 3.	1.391	1.372	1.413	1.378
Falla del talud de las excavaciones. Sentido Oriente - Occidente (Junto a la carrera 41) Perfil 3. Análisis con carga sísmica de 0.15g con pantalla N° 3.	1.100	1.093	1.107	1.093
Falla del talud de las excavaciones. Sentido Norte-Sur (Junto a edificio El Torreón). Análisis estático.	0.823	0.792	0.838	0.803
Falla del talud de las excavaciones. Sentido Norte-Sur (Junto a edificio El Torreón). Análisis con carga sísmica de 0.15g.	0.679	0.675	0.673	0.671
Falla del talud de las excavaciones. Sentido Norte-Sur (Junto a edificio El Torreón). Análisis estático con pantalla N°1.	1.566	1.563	1.576	1.563
Falla del talud de las excavaciones. Sentido Norte-Sur (Junto a edificio El Torreón). Análisis con carga sísmica de 0.15g con pantalla N°1.	1.338	1.341	1.336	1.341
Falla del talud de las excavaciones. Esquina suroriental del proyecto. Aledaño al edificio El Torreón. Análisis estático.	0.909	0.887	0.921	0.895
Falla del talud de las excavaciones. Esquina suroriental del proyecto. Aledaño al edificio El Torreón. Análisis con carga sísmica de 0.15g.	0.755	0.749	0.750	0.744
Falla del talud de las excavaciones. Esquina suroriental del proyecto. Aledaño al edificio El Torreón. Análisis estático con pantalla N°2.	1.619	1.597	1.640	1.604
Falla del talud de las excavaciones. Esquina suroriental del proyecto. Aledaño al edificio El Torreón. Análisis con carga sísmica de 0.15g con pantalla N°2.	1.281	1.268	1.287	1.272

Fuente: Elaboración propia

4.10 DISEÑO DE EXCAVACIONES Y SISTEMAS DE CONSTRUCCIÓN

4.10.1 Sistema de contención recomendado para excavaciones

Para el manejo de las excavaciones en la construcción de los sótanos del proyecto Majestic junto a la carrera 41 y el edificio El Torreón, se recomienda la construcción de pantallas ancladas en concreto armado con grupos de anclajes pre-tensionados apoyados sobre vigas rígidas.

La presión de tierra que se desarrolla sobre el muro anclado depende de la magnitud y distribución lateral de las deformaciones del muro.

Para muros anclados contruidos de arriba hacia abajo el patrón de deformaciones es complejo y no es consistente con el desarrollo de presiones activas de Rankine o Coulomb. Teniendo en cuenta que se debe garantizar la estabilidad de los edificios vecinos, se deben evaluar los valores máximos de las presiones de tierra y los valores mínimos de resistencia del suelo.

Para el análisis de presión de tierras se recomienda utilizar las expresiones definidas por Terzaghi y Peck (1967) para el caso de arcillas fisuradas, de acuerdo a recomendación del manual de la FHWA para sistemas de pantalla anclada. Las excavaciones en los suelos duros del manto Limos Rojos del abanico aluvial de Bucaramanga se comportan en forma similar a las arcillas duras fisuradas.

Para el cálculo de las presiones de tierra se tiene en cuenta: las cargas de las edificaciones vecinas, tipo y localización de los niveles del proyecto y los cimientos. De igual manera se deben evaluar los esfuerzos, momentos y deformaciones sobre la estructura de contención proyectada mediante elementos finitos.

4.10.2 Características de la estructura de contención de los taludes de excavación junto a la Carrera 41 y al edificio El Torreón

- Pantalla

0.35 metros de espesor.

- Viga

Sección 0.40 x 0.50 metros.

- Anclajes

Longitud = 24.0 a 15.0 metros

Diámetro = 0.10 metros

Longitud bulbo = 10 metros

Torones = 3 de 5/8"

Carga de tensionamiento = 30 Toneladas.

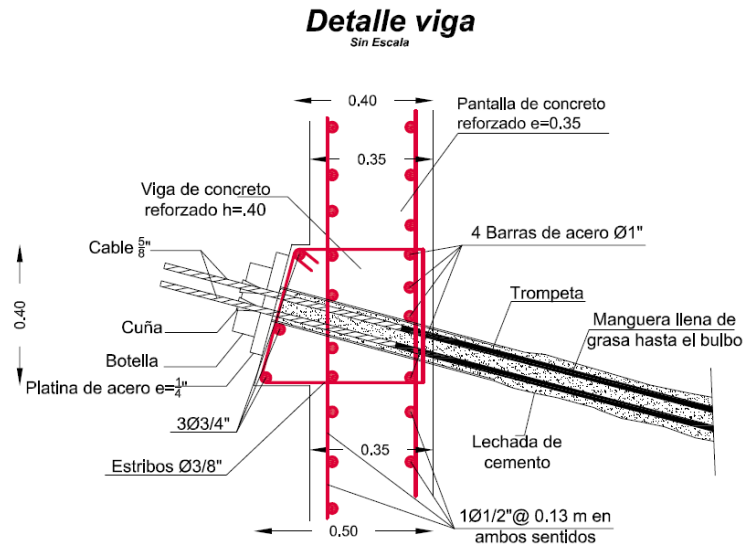
Separación horizontal = 2.5 metros en El Torreón y 3.0 metros en la Carrera 41.

Separación vertical = 2.0 metros en El Torreón y 2.5 metros en la Carrera 41.

4.10.3 Vigas perimetrales

Los anclajes se apoyan sobre vigas de sección variable con acero de refuerzo compuesto por 4 barras de 1" y 3 de ¾".

Figura 4-36 Sección típica de la estructura de contención para la Cra 41.



Fuente: Elaboración propia

4.11 RECOMENDACIONES PARA EL DISEÑO DEL PROYECTO

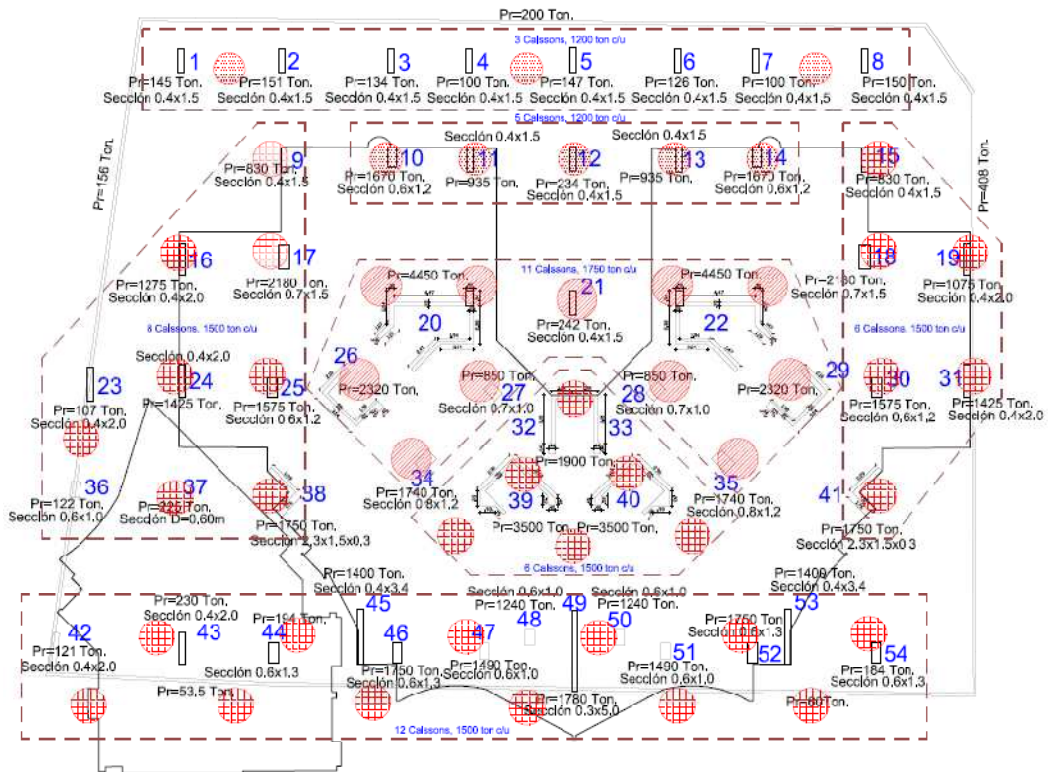
4.11.1 Estabilidad general del lote estudiado

El análisis de las características geológicas y geotécnicas del lote permitió determinar que no existen limitaciones o amenazas geotécnicas importantes que afecten la estabilidad del lote; sin embargo, se requiere diseñar un sistema de contención para el manejo de las excavaciones de los sótanos que garantice la estabilidad de los lotes, edificaciones y vías aledañas, y un sistema de cimentación profunda para soportar las cargas del proyecto.

4.11.2 Tipo de cimentación




Teniendo en cuenta la distribución y magnitud de las cargas del proyecto Majestic se recomienda cimentar el edificio mediante cimientos profundos tipo pila ó Caisson de acuerdo al siguiente esquema:

Figura 4-37 Cimentación recomendada teniendo en cuenta la distribución y magnitud de las cargas.



Fuente: Elaboración propia

Figura 4.37 Cimentación recomendada teniendo en cuenta la distribución y magnitud de las cargas (continuación - convenciones).

Convenciones	
	Pila D=2.0 Carga de trabajo de 1200 Ton.
	Pila D=2.2 Carga de trabajo de 1500 Ton.
	Pila D=2.5 Carga de trabajo de 1750 Ton.

Fuente: Elaboración propia

Tabla 4-39 Capacidad de soporte y profundidades de los caissons

Sondeo 1			
Diámetro (m)	Longitud (m)	Carga 0.025m (Ton)	Cap. Promedio
2	15	1000.8 a 1322	1161.6
	20	1356 a 1817	1586.4
2.2	15	1062 a 1473	1267.5
	20	1425 a 2007	1716
2.5	15	1172.5 a 1638	1405.25
	20	1561 a 2223	1891.75
Sondeo 2			
Diámetro (m)	Longitud (m)	Carga 0.025m (Ton)	Cap. Promedio
2	15	1161.6 a 1531	1346.4
	20	1579.2 a 1999	1789.2
2.2	15	1296 a 1671	1483.5
	20	1716 a 2181	1948.5
2.5	15	1410.5 a 1859	1634.5
	20	1911 a 2506	2208.5
Sondeo 3			
Diámetro (m)	Longitud (m)	Carga 0.025m (Ton)	Cap. Promedio
2	15	1113.6 a 1505	1309.2
	20	1428 a 2381	1904.4
2.2	15	1191 a 1587	1389
	20	1533 a 2469	2001
2.5	15	1281 a 1817	1548.75
	20	1697.5 a 2762	2229.5

Tabla 4.39 Capacidad de soporte y profundidades de los caissons (continuación)

Sondeo 4			
Diámetro (m)	Longitud (m)	Carga 0.025m (Ton)	Cap. Promedio
2	15	1171.2 a 1442	1306.8
	20	1560 a 1973	1766.4
2.2	15	1269 a 1611	1440
	20	1716 a 2172	1944
2.5	15	1407 a 1820	1613.5
	20	1893.5 a 2503	2198
Sondeo 5			
Diámetro (m)	Longitud (m)	Carga 0.025m (Ton)	Cap. Promedio
2	15	998.4 a 1308	1153.2
	20	1312.8 a 1675	1494
2.2	15	1065 a 1452	1258.5
	20	1380 a 1881	1630.5
2.5	15	1197 a 1631	1414
	20	1515.5 a 2125	1820
Sondeo 6			
Diámetro (m)	Longitud (m)	Carga 0.025m (Ton)	Cap. Promedio
2	15	1228.8 a 1524	1376.4
	20	1675.2 a 2023	1849.2
2.2	15	1344 a 1731	1537.5
	20	1806 a 2301	2053.5
2.5	15	1477 a 1939	1708
	20	1977.5 a 2615	2296

Fuente: Elaboración propia

4.11.3 Definición de las profundidades de apoyo de los caissons

Los análisis de capacidad de soporte y asentamientos de los Caisson se realizaron suponiendo una longitud de Caisson de 20 metros, cumpliendo con los factores de seguridad requeridos para garantizar la estabilidad y el buen comportamiento de la estructura.

4.11.4 Parámetros para el diseño de estructuras de contención

Para el diseño de las estructuras de contención se recomienda utilizar los parámetros de la siguiente tabla:

Tabla 4-40 Parámetros utilizados para el diseño de estructuras de contención

Suelo	Peso unitario KN/m ³	Fricción (°)	Ka	Kp
Abanico de Bucaramanga de origen aluvial (Qmb)	18.2	30	0.33	3.000
Depósito aluvial reciente (Qal)	18.0	30	0.33	3.000
Depósito coluvial (Qcol)	16.5	30	0.33	3.000
Suelos Residuales (SR)	19.0	40	0.21	4.599
Roca ígnea meteorizada (JRcg)	22.0	45	0.17	5.828
Roca metamórfica meteorizada, Neis de Bucaramanga	22.0	45	0.17	5.828

Fuente: Elaboración propia

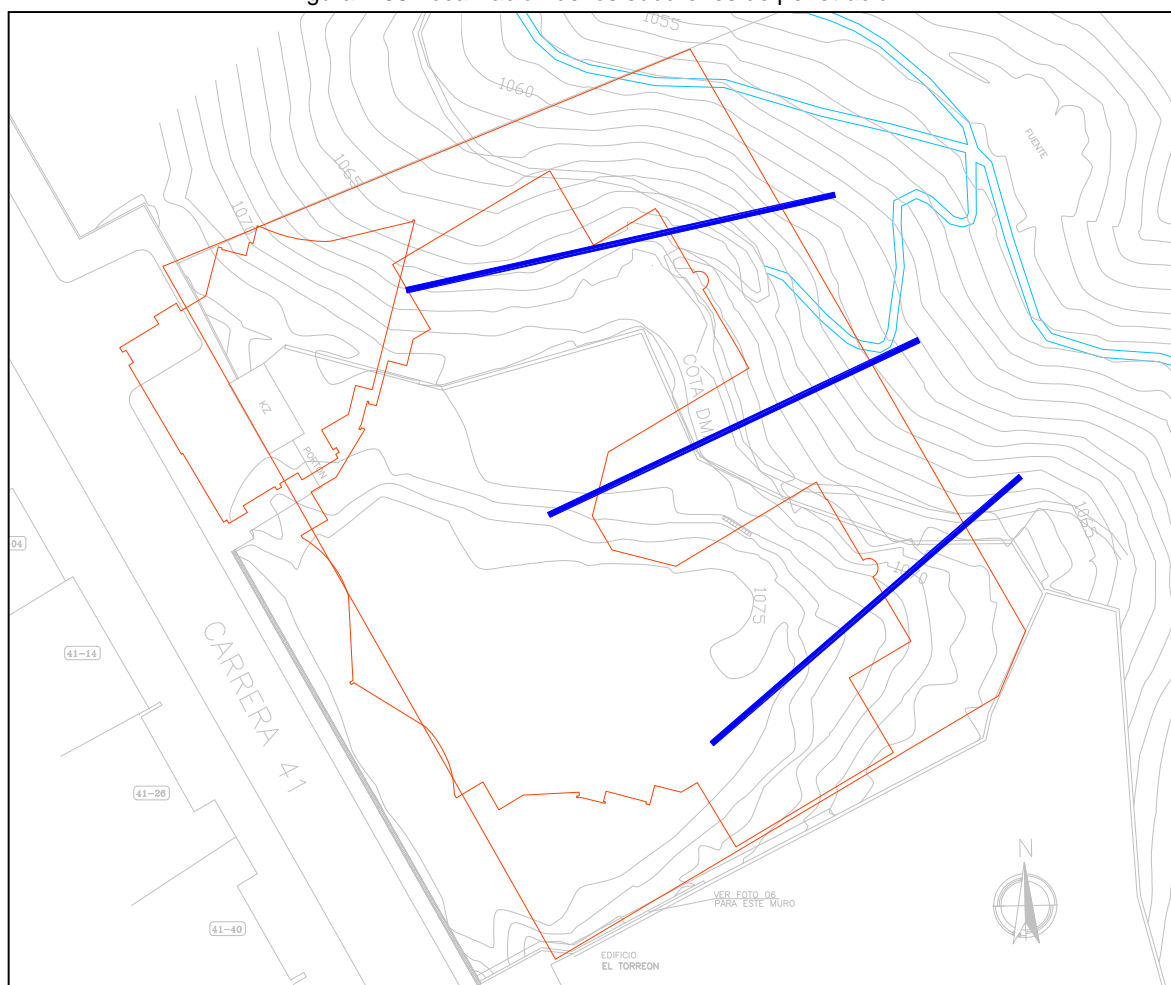
4.11.5 Perfil de suelo sismo-resistente

De acuerdo al NSR-10 (Tabla A.2.4-1) el tipo y perfil de suelo es: C

4.11.6 Recomendaciones para manejo del nivel freático

Para el manejo del nivel freático, se recomienda la construcción de un mínimo de tres subdrenes de penetración de 40 metros de longitud cada uno, localizados de acuerdo a la siguiente figura:

Figura 4-38 Localización de los subdrenes de penetración



Fuente: Elaboración propia

4.12 RECOMENDACIONES GEOTÉCNICAS PARA LA CONSTRUCCIÓN DEL PROYECTO

4.12.1 Procedimiento de excavación

Se recomienda utilizar el proceso de excavación descrito en el anexo A para la construcción de los sótanos del proyecto.

4.12.2 Procedimiento para la construcción de las pantallas

1. Excavar a una altura igual al nivel de la primera fila de anclajes y la altura de operación de los equipos.

2. Excavar longitudinalmente por módulos que permita la construcción de dos anclajes.
3. Colocar los cables de acero e inyectar la lechada de cemento para la primera línea de anclajes.
4. Construir los drenes de penetración.
5. Colocar las mallas de acero y aplicar el concreto lanzado.
6. Colocar los sellos y aplicar la carga de tensionamiento en la primera fila.
Se recomienda tensionar los anclajes en dos etapas:
7. En la primera etapa hasta el 50% de la carga de diseño, y en la segunda etapa el 50% restante después de haber realizado excavación y construcción de la pantalla de al menos 4.0 metros de profundidad; esta recomendación es muy importante para evitar que al colocar la carga de tensionamiento se produzcan deformaciones en los edificios vecinos. Excavar hasta el siguiente nivel de anclajes más la altura de operación del equipo de perforación.
8. Repetir los pasos anteriores hasta el nivel inferior de la excavación.

4.12.3 Procedimiento y características de los anclajes y drenes de penetración

Una vez se tiene localizado el punto de anclaje o del dren a perforar, se procede a ubicar la máquina perforadora en el sitio de trabajo:

1. Se coloca la perforadora y se gradúa la inclinación para el anclaje o dren a construirse. La perforadora deberá estar en la superficie suficientemente amplia (terraza) para que no se dificulte la perforación.
2. Comprobado el ángulo de perforación con un nivel magnético, se procede a iniciar la perforación para anclaje o dren utilizando el sistema o broca requerida.

3. Se inicia la perforación chequeando el proceso para que no se presenten desviaciones.
4. En el caso de presentarse derrumbes de las paredes de la perforación se procederá a inyectarse lechada de cemento y se perforará dejando el tiempo suficiente para que la lechada fragüe y pueda realizarse la perforación, esto para anclajes. Para drenes se utilizaría tubería de revestimiento.
5. Realizada la perforación hasta la profundidad establecida en los planos, se mide la profundidad de acuerdo con la longitud de las barras utilizadas.
6. Se procede a instalar el anclaje y/o dren. Una vez terminado este proceso para los anclajes, se inicia la inyección primaria del llenado del hueco con la lechada de cemento; para los drenes se procede a realizar el atraque de la tubería con arcilla procedente de la obra.
7. La inyección secundaria a la presión requerida para los anclajes, se hará al día siguiente de haber ejecutado la inyección primaria.

Los anclajes son de condición permanente activos, con capacidad de 30 toneladas; sin embargo, es importante aclarar que estos anclajes no serán tensados al 100% de su capacidad de diseño sino hasta una carga siempre inferior como consecuencia de la carga adicional que adquirirá estos anclajes por efecto el uso.

La armadura de los anclajes estará conformada, por 3 torones de acero de diámetro 5/8". Se emplearán torones desnudos, la protección de los cables contra la corrosión está garantizada por una triple protección proporcionada por:

- Zona libre
 - Grasa anticorrosiva
 - Manguera polietileno
 - Lechada de cemento (relleno posterior)

- Zona de bulbo
 - Lechada de cemento (espacio entre cables)
 - Cubierta de manguera corrugada
 - Lechada de cemento en el espacio anular (contacto con el terreno)

En la zona del bulbo se colocarán separadores distanciados aproximadamente cada metro. Por el interior de los cables se debe colocar una tubería de inyección de PVC de 1" de diámetro. Para separar la zona del bulbo de la zona libre, se colocarán un sello que garantice que la lechada inyectada no se devolverá entre los torones y la manguera de protección.

El sistema de apoyo (cabeza, placa de apoyo, tubo trompeta), consta de un tubo trompeta, el cual quedará embebido dentro del muro lanzado. Sobre el tubo se apoyará el bloque por donde pasaran cada uno de los torones. Los torones después de tensados no podrán regresar a su estado de relajación inicial, debido al uso de cuñas en cada uno de los orificios del bloque.

- Perforación

Los equipos deben tener una capacidad suficiente para perforar 24.0 metros de longitud y 0.10 metros de diámetro. De ser necesario, previo al retiro de las barras de perforación se realizará una inyección a través del tren de barras para dar estabilidad a las paredes de la perforación. Inmediatamente se introduce el conjunto de cables y tubería de inyección para iniciar el proceso de llenado. La lechada de llenado y presión tendrán una relación cemento-agua entre 1.5:1 y 2:1 en peso respectivamente.

- Inyección

La inyección de presión se realizará como mínimo a las 24 horas de equipado el anclaje, introduciendo una tubería de ¾ o ½" para adelantar las operaciones de

inyección en la zona de bulbo, manguito por manguito en forma ascendente. Una vez finalizada la inyección de todos los manguitos y luego de tres días, se colocarán las cabezas y cuñas.

- Tensionamiento

El tensionamiento total de los anclajes podrá realizarse pasados como mínimo 7 días después de la finalización de las inyecciones. Cuando se termine el tensado se cortarán los cables hasta dejar por lo menos 30 centímetros sobresaliendo las cuñas con el propósito de realizar posterior controles, retensionamiento o destensionamiento de los anclajes. En caso de falla del anclaje, se procederá a destensionar todos los cables y a revisar una reinyección del bulbo de anclaje, para luego repetir el proceso de tensado nuevamente en caso de ser posible.

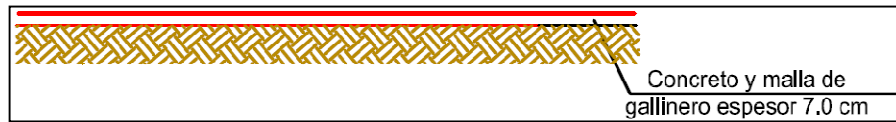
4.12.4 Procedimiento para el proceso de excavación de los caissons

Los caisson son un tipo de cimentación profunda que consiste en la fundida de anillos de concreto reforzado a medida que se va realizando la excavación manualmente. Estos elementos se construyen para soportar grandes cargas. El personal debe contar con equipos de protección y seguridad industrial para todo el proceso constructivo. A continuación se presenta un procedimiento para la construcción de los caissons o pilas de la cimentación:

1. Realizar la excavación hasta el nivel localizado debajo de la placa de cimentación.
2. Fundir la capa de concreto de 7.0 centímetros de espesor y la malla de gallinero para la conformación del piso de trabajo.

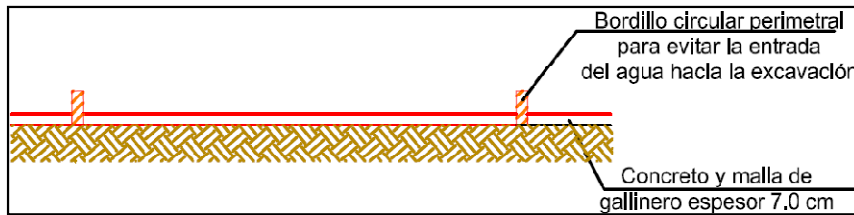
Figura 4-39 Procedimiento para el proceso de excavación de los caissons

Figura 4.31 a) Procedimiento para la excavación de los caissons conformación del piso de trabajo



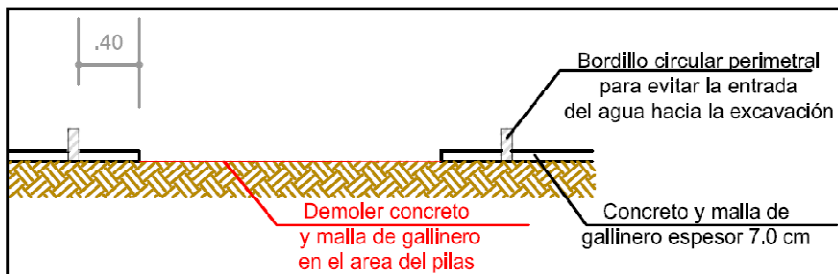
3. Construir los bordillos circulares perimetrales a los caissons proyectados para el manejo de aguas de escorrentía.

Figura 4.31 b) Construcción de bordillos para aguas de escorrentía



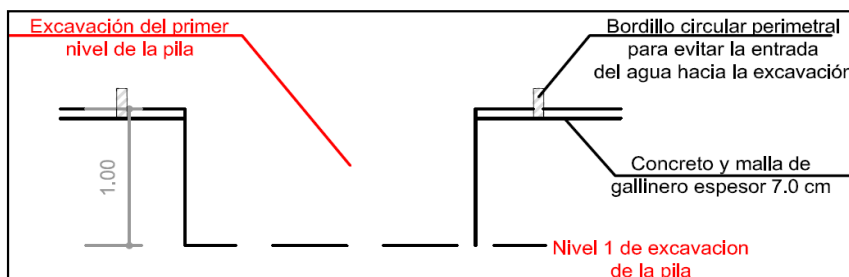
4. Demoler el concreto y malla de gallinero del Caisson a excavar.

Figura 4.31 c) Demolición del piso de trabajo en la ubicación del caisson a excavar



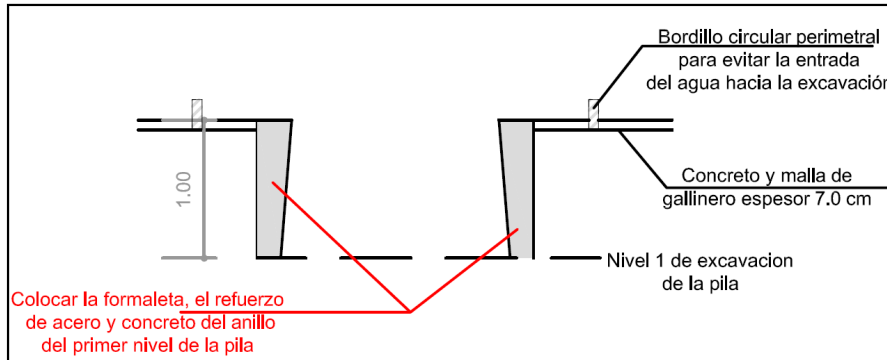
5. Realizar la excavación manual correspondiente al primer nivel de la pila.

Figura 4.31 d) Excavación manual al primer nivel de la pila



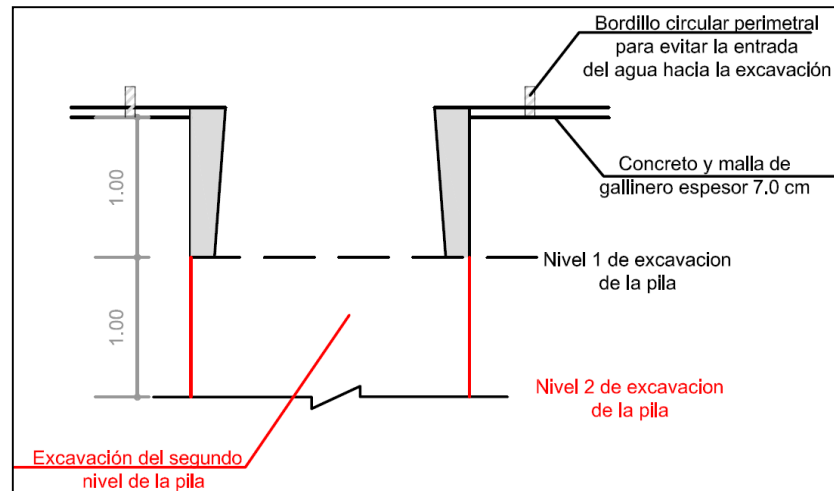
6. Colocar la formaleta, el refuerzo y concreto del anillo del primer nivel de la pila. La forma del anillo es en forma de cuña de acuerdo como se indica en el esquema.

Figura 4.31 e) Formaleta, refuerzo y concreto del anillo del primer nivel de la pila



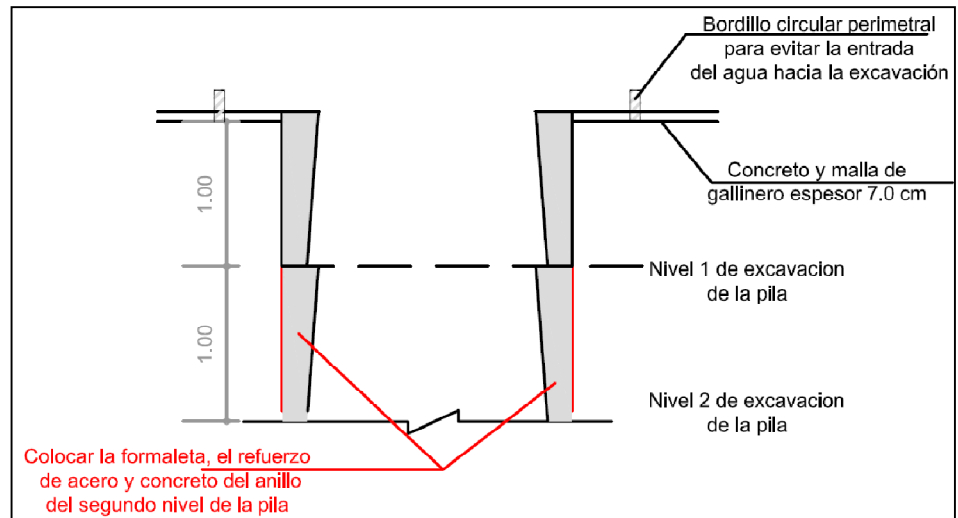
7. Realizar la excavación del segundo nivel de la pila.

Figura 4.31 f) Excavación del segundo nivel de la pila



8. Colocar la formaleta, el refuerzo y concreto del anillo del segundo nivel de la pila. La forma del anillo es en forma de cuña de acuerdo como se indica en el esquema.

Figura 4.31 g) Formaleta, refuerzo y concreto del anillo del segundo nivel de la pila



Fuente: Elaboración propia

9. Se repiten los pasos del 5 al 8 hasta llegar al nivel inferior de las pilas de acuerdo al diseño.

- Excavación en roca

Se requiere la utilización de martillos neumáticos debido a la presencia de bloques de roca de gran tamaño. No es viable la utilización de explosivos para la demolición de las rocas por encontrarse el proyecto junto a algunas edificaciones; adicionalmente parte del lote está conformado sobre un coluvión apoyado sobre una ladera de pendiente fuerte y en contacto con niveles de agua subterránea que bajo la acción de detonaciones se puede generar inestabilidad del depósito coluvial.

La tolerancia máxima permitida de verticalidad no debe exceder más del 2% de su longitud (40 centímetros para el caso de pilas de 20 metros). Se deben tener en cuenta las consideraciones del numeral H.8.4.2.1 del título H de la norma NSR-2010 en cuanto a la construcción de pilas en el sitio.

- Sistema de ventilación

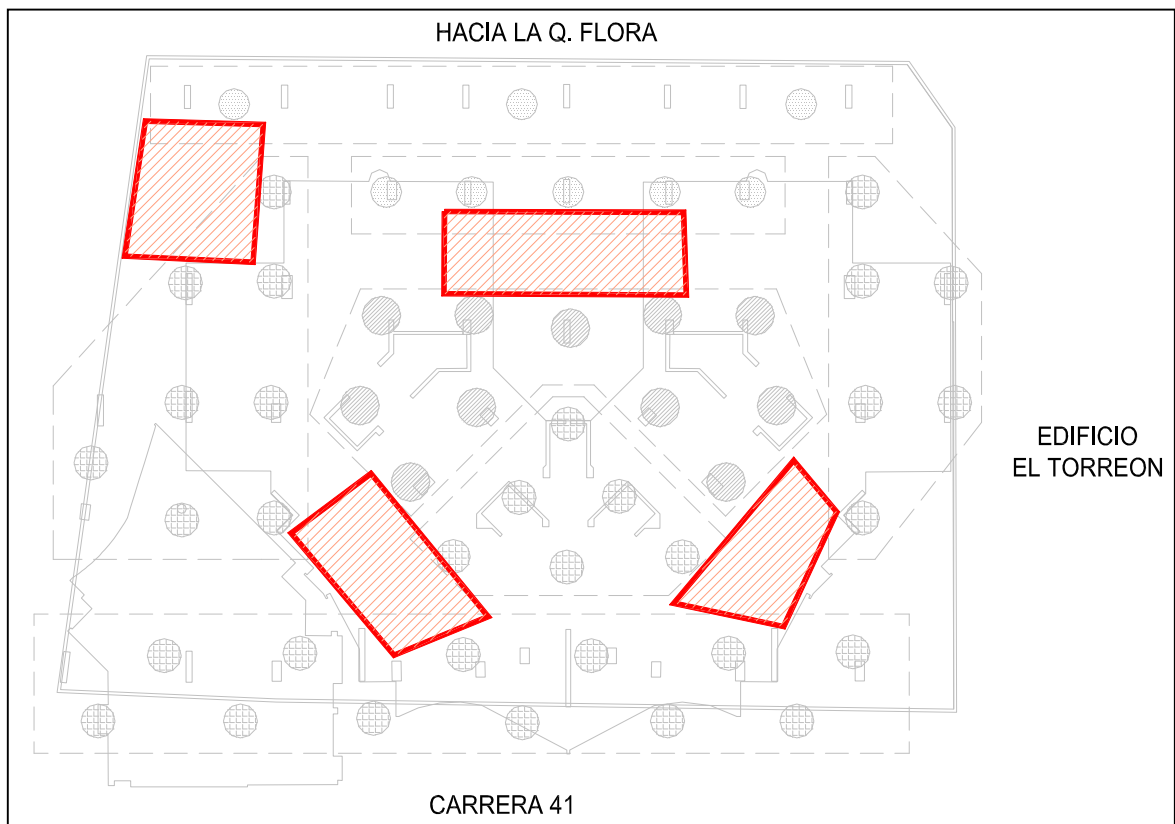
Debido a que las pilas o caisson propuestos son de 20 metros de longitud, es necesario definir un sistema de ventilación eficiente en las excavaciones. Para pilas de longitudes superiores a 10.0 metros se deben proyectar diámetros mayores a 1.0 metro, de tal manera que permitan condiciones adecuadas de ventilación.

- Colocación del refuerzo
 - Preparar la armadura de la corona y verificar las dimensiones interiores y exteriores.
 - Colocar el encofrado de la corona sobre la superficie nivelada alrededor de la armadura, y asegurarse que el refuerzo tenga el recubrimiento mínimo.
 - Dejar el acero de refuerzo en la parte superior de la corona, para el empalme con el primer anillo.
 - Para asegurar que la junta entre los anillos y la corona sea la mejor posible, las barras de refuerzo longitudinales deben extenderse sobre el nivel de vaciado a una longitud equivalente a 30 diámetros del refuerzo o 30 cm.
 - Colocar el refuerzo longitudinal y anular del anillo, y efectuar los empalmes necesarios con el tramo anterior. Encofrar el tramo y verificar la verticalidad y alineamiento con el ramo anterior.
- Extracción de los sobrantes de las excavaciones de las pilas

La extracción de los sobrantes de excavación de los caisson, se recomienda realizarla utilizando una pluma o torre grúa metálica con capacidad de extraer material hasta una profundidad de 20.0 metros en un diámetro de 2.0 metros, correspondientes a las dimensiones de los elementos de cimentación profunda. Los materiales de la excavación manual deben primero removerse en el centro para asegurar que lo excavado se deposite en el centro.

4.12.5 Cimentación de la pluma para la construcción de los cimientos

Figura 4-40 Posible localización de la torre grúa para la construcción de los cimientos



Fuente: Elaboración propia

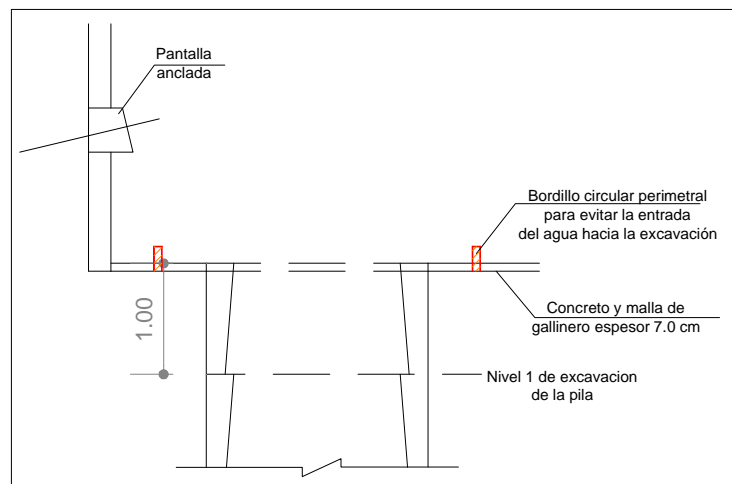
Se sugiere la colocación de una pluma durante la construcción de la cimentación, apoyada sobre pilas o concreto armado ó elementos de concreto ciclópeo. La sección y profundidad de estos apoyos dependerán del peso y área de contacto de la pluma y se deberá localizar donde no afecte la estabilidad de los caisson de

la cimentación del edificio. En el esquema adjunto se plantean algunos sitios de posible localización de la torre grúa durante la construcción de los cimientos.

4.12.6 Manejo de las aguas de escorrentía

Para el control de las aguas de escorrentía se recomienda construir bordillos en mampostería alrededor de las excavaciones de las pilas ó caisson. Los bordillos tienen como función principal, evitar dificultades en la construcción en los elementos de cimentación profunda. El bordillo debe tener una altura mínima de 15 centímetros por encima del nivel de trabajo, colocado previamente a la aplicación de la capa de concreto de 7 centímetros con malla de gallinero y previo al inicio de la construcción de las pilas. Se recomienda utilizar ladrillo temosa.

Figura 4-41 Esquema para el manejo de las aguas de escorrentía



Fuente: Elaboración propia

4.12.7 Piso de trabajo al nivel de sub-cimentación

Una vez se haya llegado al nivel básico de excavaciones por debajo de la placa de cimentación se recomienda colocar una capa de concreto pobre de mínimo 7 centímetros de espesor con un refuerzo de malla de gallinero en toda el área excavada. A medida que se vaya requiriendo la excavación de los caisson se puede proceder a demoler el pavimento para las siluetas de los caisson.

4.13 RECOMENDACIONES GEOTÉCNICAS PARA LA PROTECCIÓN DE EDIFICACIONES Y PREDIOS VECINOS

4.13.1 Obras de contención de excavaciones

- Excavación junto al edificio El Torreón y a la Carrera 41

El análisis de las características geotécnicas muestra que se requiere construir una pantalla anclada pre-tensionada como sistema de contención para evitar problemas en el edificio Torreón y en la Carrera 41.

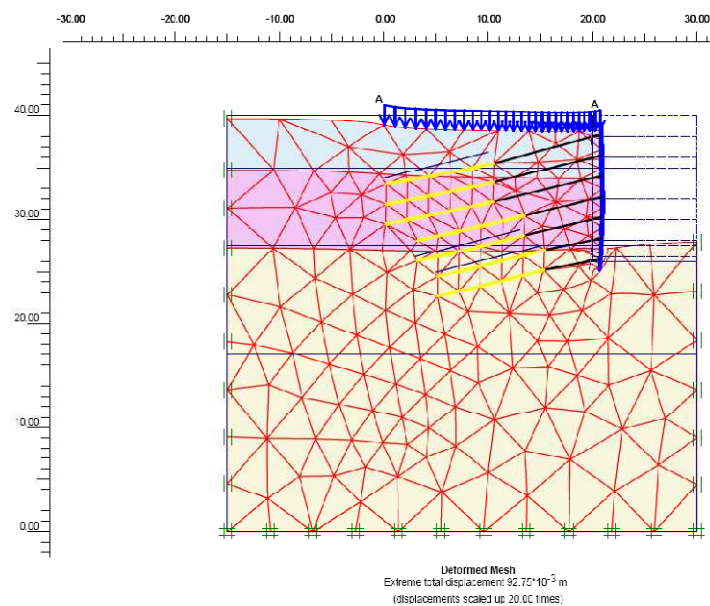
- Excavación junto al lote norte.

En el lote norte se recomienda construir un talud con una inclinación 1.0H:1.0V.

4.13.2 Análisis de las deformaciones de la estructura de contención de los taludes de las excavaciones junto al edificio El Torreón

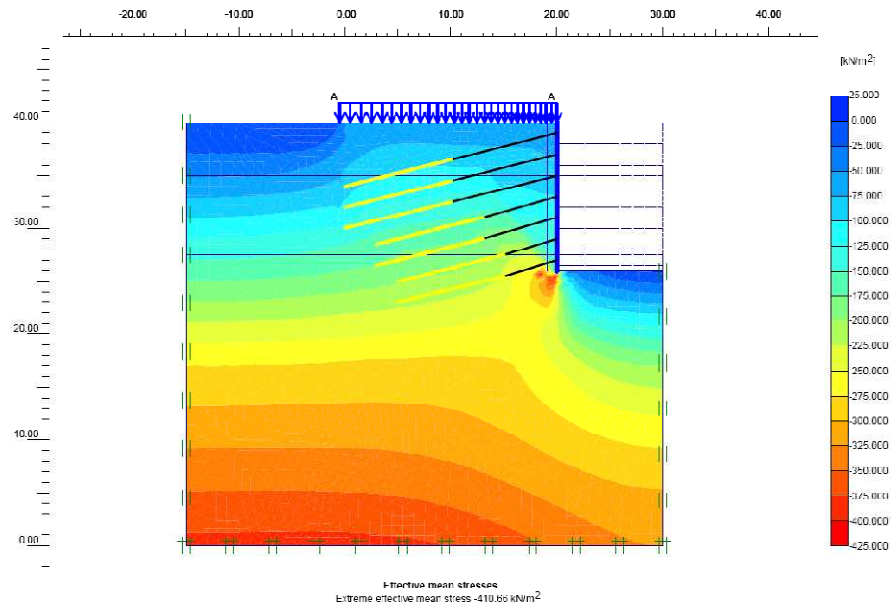
Para el cálculo de las deformaciones de la pantalla se utilizó un modelo de elementos finitos mediante el software Plaxis 8.1.

Figura 4-42 Malla deformada del modelo de la pantalla de El Torreón



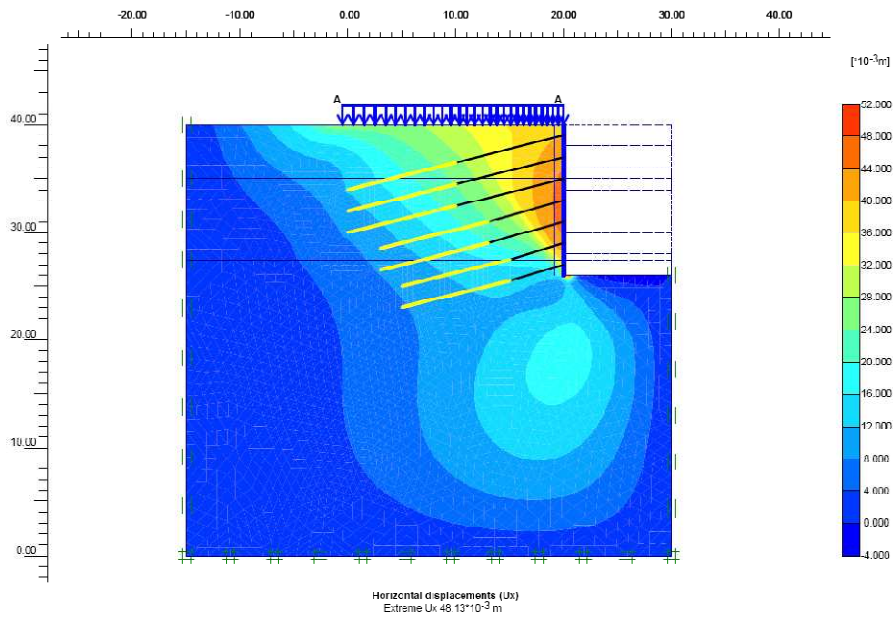
Fuente: Elaboración propia

Figura 4-43 Diagrama de esfuerzos efectivos



Fuente: Elaboración propia

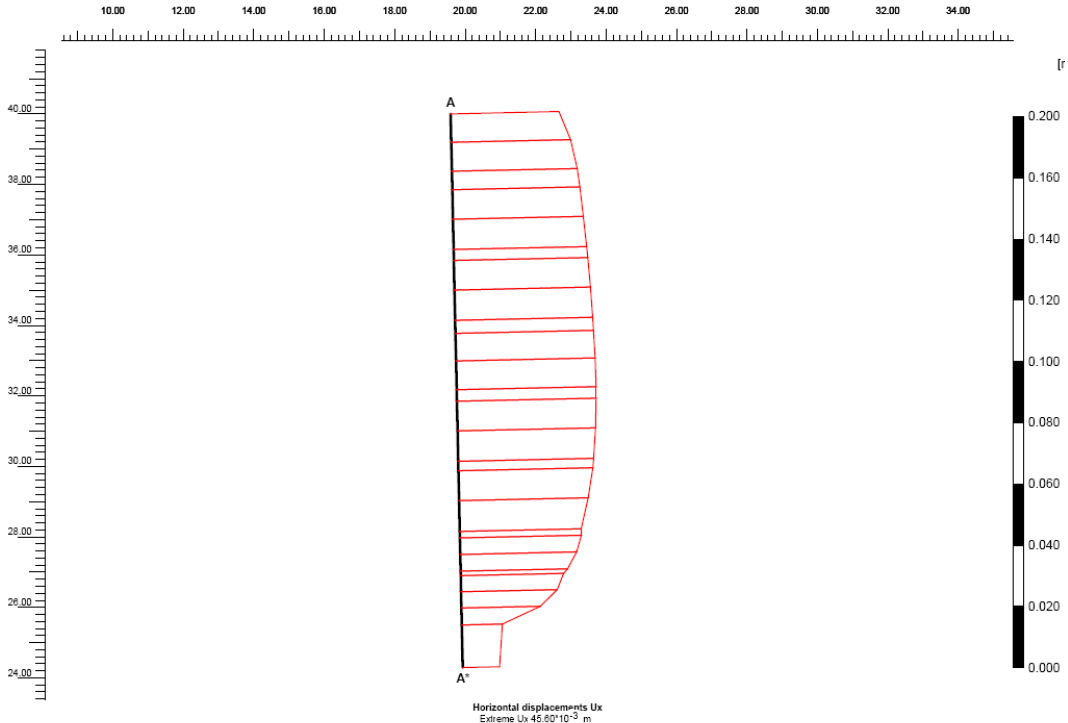
Figura 4-44 Diagrama de deformaciones horizontales



Fuente: Elaboración propia

El análisis indica que se puede presentar una deformación teórica de aproximadamente 4.8 centímetros; por tal razón, se pueden presentar algunas fisuras de pequeña magnitud que deben ser controladas estrictamente mediante un sistema de monitoreo permanente.

Figura 4-45 Perfil de desplazamientos horizontales



Fuente: Elaboración propia

5. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

1. La identificación de las formaciones y de los estratos de las formaciones es fundamental en el diseño de la cimentación, dependiendo gran parte del éxito del trabajo en la caracterización detallada de las propiedades del subsuelo.
2. La implementación de la NSR-10 conlleva una mayor exigencia en los requerimientos por cumplir, aumentando el número de sondeos y la profundidad dependiendo de las particularidades del proyecto.
3. Los elementos finitos permiten hallar aproximaciones muy cercanas a la realidad, al utilizarse como una herramienta computacional hace posible encontrar resultados cada vez más exactos.
4. El sistema de elementos finitos en 3D permite modelar las estructuras de cimentación de manera confiable ya que en el proceso se tienen en cuenta las características del suelo tales como el módulo de elasticidad, la cohesión y el ángulo de fricción.
5. El manejo del programa de elementos finitos es sencillo, tiene una interfase agradable y fácil de comprender, tal vez el único inconveniente es que necesita muchos recursos de sistema especialmente en el modelamiento de grupos de pilas ya que en algunas ocasiones no fue posible ejecutar el programa para más de 10 pilas.
6. Los parámetros de diseño de la cimentación y de las estructuras de contención de las excavaciones del proyecto Majestic se obtuvieron a partir de los ensayos de laboratorio, de la interacción y modelamiento en diferentes paquetes de software y de la experiencia en los suelos de Bucaramanga. Sin embargo existe incertidumbre de la confiabilidad de precisión de los parámetros del suelo.
7. La dificultad para determinar el módulo de elasticidad radica en la correlación entre éste y el ensayo de penetración estándar, las expresiones

que se utilizan para calcular el módulo son más empíricas que científicas y esto se debe en parte a la complejidad y diversidad de materiales que componen el suelo.

8. De acuerdo al análisis, el sistema de cimentación se diseñó con un buen control de los asentamientos. Acorde a la experiencia en otros proyectos, es de esperarse que los asentamientos teóricos calculados por el método de elementos finitos sean mayores a los asentamientos reales que pueda sufrir la estructura.
9. La precisión de los cálculos fue muy buena, las modelaciones en elementos finitos se hicieron refinando las mallas lo más densamente permitido por el programa Plaxis 3D Foundation, los parámetros obtenidos de la exploración geológica del subsuelo se procesaron en paquetes de software específicos y se utilizaron tanto en las modelaciones de las pilas como en las modelaciones de las excavaciones y sus estructuras de contención.
10. La exploración geológica comprendió tanto la geología regional como la local del proyecto, teniendo en cuenta factores complejos como las fallas geológicas que pasan por el lote, el manejo de los niveles freáticos y la caracterización de los diferentes tipos de estratos de suelo que convergen en el lote.
11. Se recomienda medir los asentamientos durante la construcción del proyecto para compararlo con proyectos teóricos y refinarlos con futuros proyectos.
12. Se recomienda recolectar la información de los parámetros que se utilizan en Bucaramanga para alimentar los programas de elementos finitos.
13. Se recomienda dictar seminarios de capacitación en la implementación y aplicación del nuevo código sismorresistente NSR-10.

6. BIBLIOGRAFÍA

ASOCIACIÓN COLOMBIANA DE INGENIERÍA SÍSMICA. *Reglamento colombiano de construcción sismo resistente NSR-10*. Bogotá, 2010.

BOWLES, Joseph E. *Foundation Analysis and design*. 5ta edición, USA: McGraw-Hill, 1997.

CABALLERO, Carina R. *Evaluación numérico experimental del comportamiento bajo carga axial de pilotes*. Argentina: Universidad Nacional de Córdoba, 2007.

CORNFORTH, Derek H. *Landslides in practice*. USA: Wiley, 2005.

DAS, Braja M. *Principios de ingeniería de cimentaciones*. 4ta edición, México: Thomson Learning, 2001.

DAY, Robert W. *Foundation Engineering Handbook*. New York: McGraw-Hill, 2006.

GONZALEZ DE VALLEJO, Luis I. *Ingeniería geológica*. Madrid: Prentice-Hall, 2002.

HATANAKA, M. y UCHIDA, A. "Empirical correlation between penetration resistance and effective friction of sandy soil". *Soils and Foundations*, Vol. 36 (4), 1-9, Japanese Geotechnical Society, 1996.

INGEOMINAS. *Zonificación sismogeotécnica indicativa del área metropolitana de Bucaramanga*. Bogotá, 2001.

INGEOMINAS. *Zonificación de amenaza por movimientos en masa de algunas laderas de los municipios de Bucaramanga, Floridablanca, Girón y Piedecuesta*. Bogotá, 2007.

JAMIOLKOWSKI, M. et. al., "New correlations of penetration tests for design practice" *Penetration testing*, Rotterdam: Balkema, 1988.

NAVAL FACILITIES ENGINEERING COMMAND. *“Design Manual 7.02”*. Foundations and earth structures, 1996.

PLAXIS 3D FOUNDATION. *General information*. Países Bajos: PLAXIS bv, 2007.

PLAXIS 3D FOUNDATION. *Tutorial manual*. Países Bajos: PLAXIS bv, 2007.

PLAXIS 3D FOUNDATION. *Validation manual*. Países Bajos: PLAXIS bv, 2007.

RAO, Singiresu S. *The finite element method in engineering*. 4ta edición, Miami: Elsevier Science & Technology Books, 2004.

RICO RODRIGUEZ, Alfonso y DEL CASTILLO Hermilo. *La ingeniería de suelos en las vías terrestres*. México: Limusa, 2005.

SPAGNOLI, Giovanni. *“An Empirical Correlation Between Different Dynamic Penetrometers”*. Bremen, Alemania: Marine Geotechnics, EJEE Vol. 13, pp12, 2006.

SUAREZ Díaz, Jaime. *Los terremotos de Haití y Chile 2010, una perspectiva*. <http://www.erosion.com.co>, 2010

TAN, Y. et. al., *“Subsurface investigation and interpretation of test results for foundation design in soft clay”*. Malasia: Seminar on ground improvement-soft clay, 1991.

VESIC, A. S. *“Design of pile Foundations”* Washington: Synthesis of Highway practice No. 42 Transportation Research Board, 1977.

ANEXO A: ESQUEMAS DEL MANEJO DE LAS EXCAVACIONES

Figura A.1 Paso 1: La excavación se realizará dejando un aislamiento temporal de 10m que se removerá a medida que se construya la pantalla.

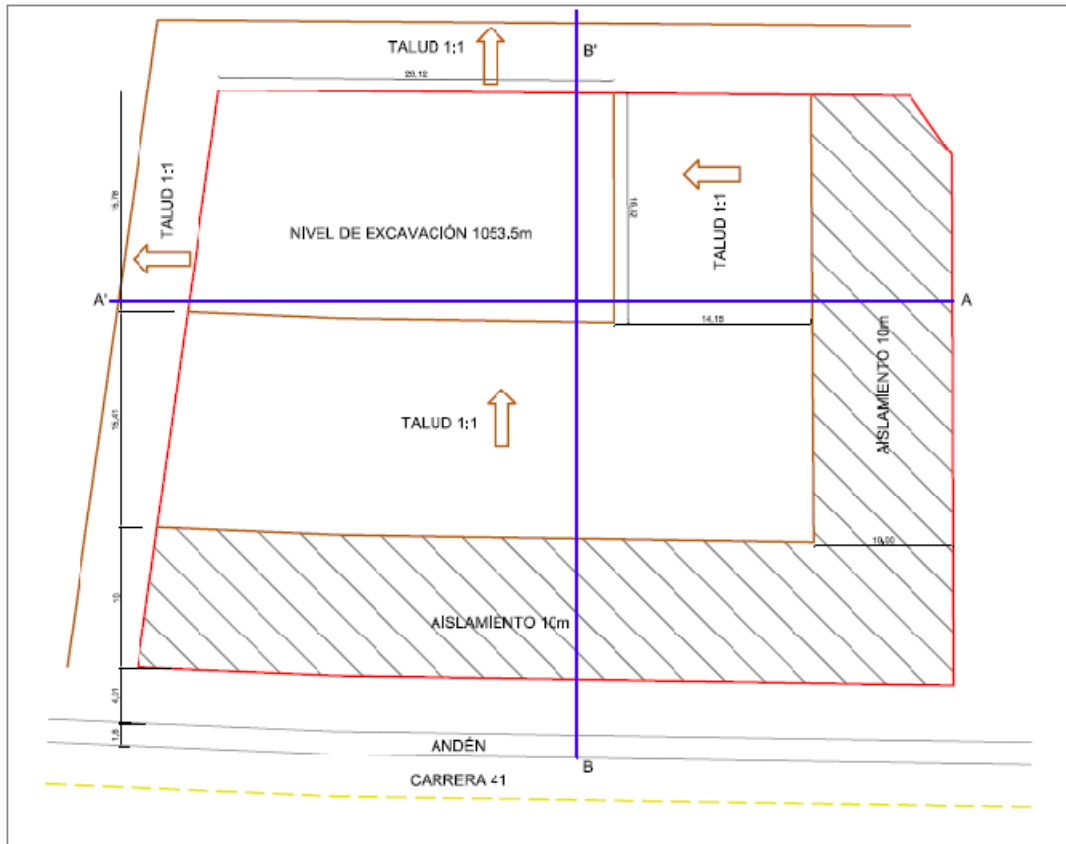


Figura A.2 Paso 1.1: Detalle del corte longitudinal y transversal del lote, se observan las características de la excavación antes de comenzar la construcción de la pantalla.

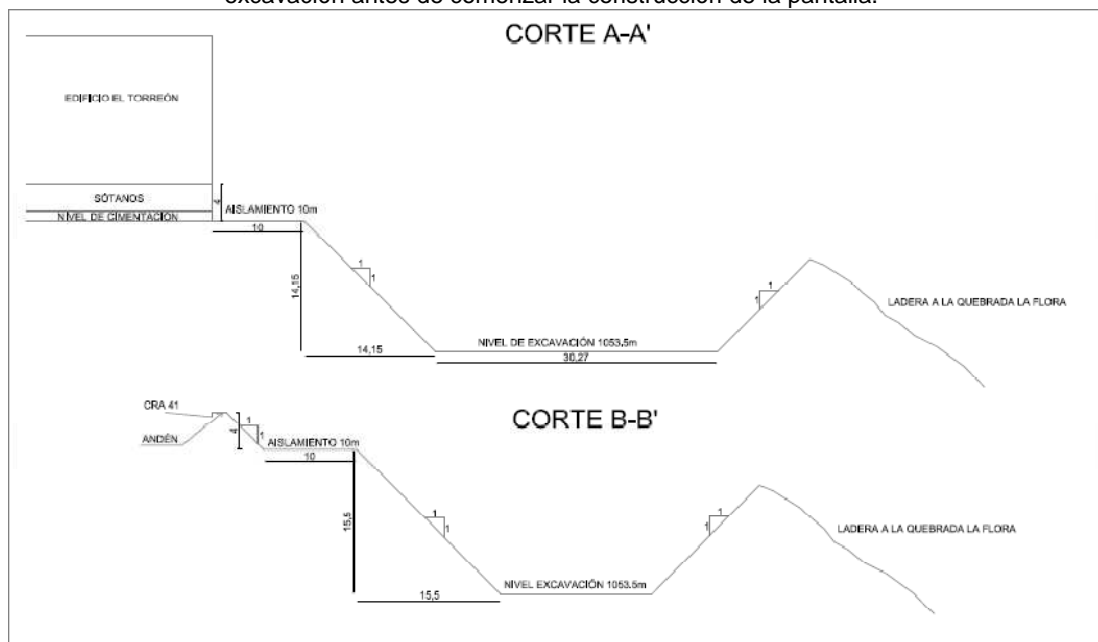


Figura A.3 Paso 2: Se procede a excavar por módulos de 6x10m para construir el primer tramo de pantalla e instalar la primera fila de anclajes. En el nivel de cimentación, en simultaneo, se construyen los caissons.

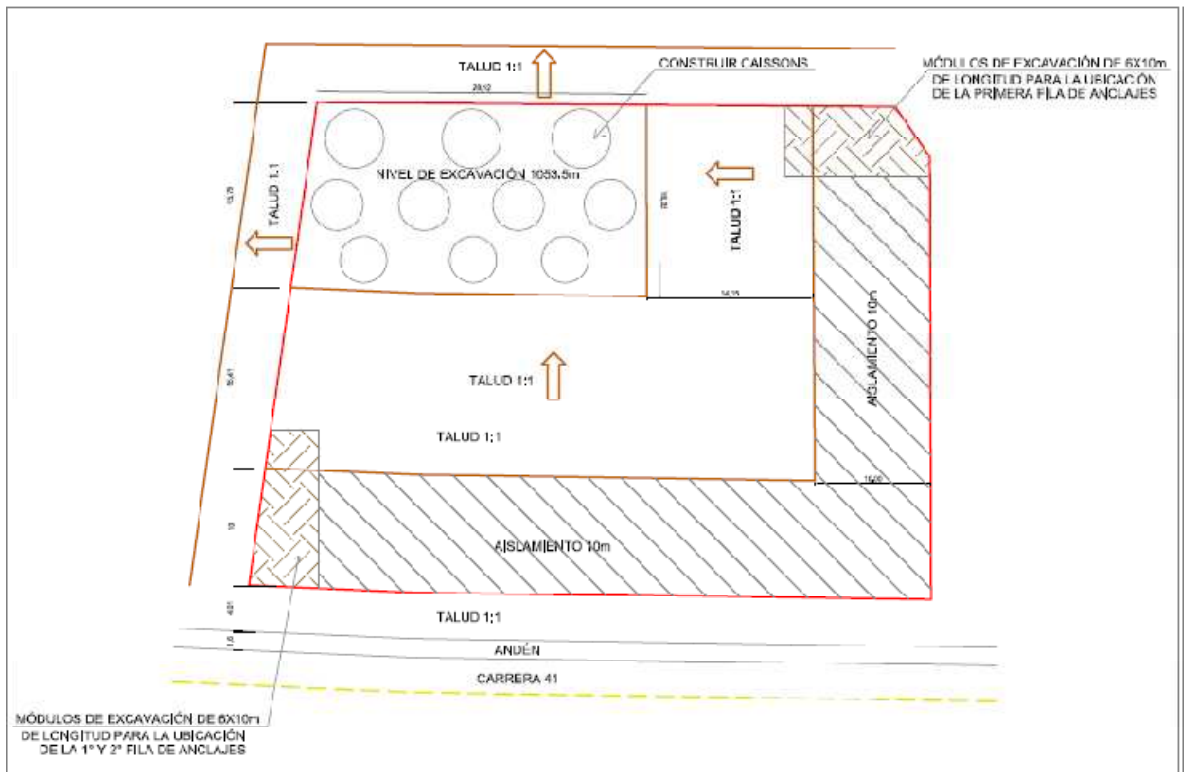


Figura A.4 Paso 2.1: Se remueve la capa de suelo hasta una profundidad H en la cual va a estar ubicada la primera fila de anclajes y en el nivel de excavación se construyen los caissons.

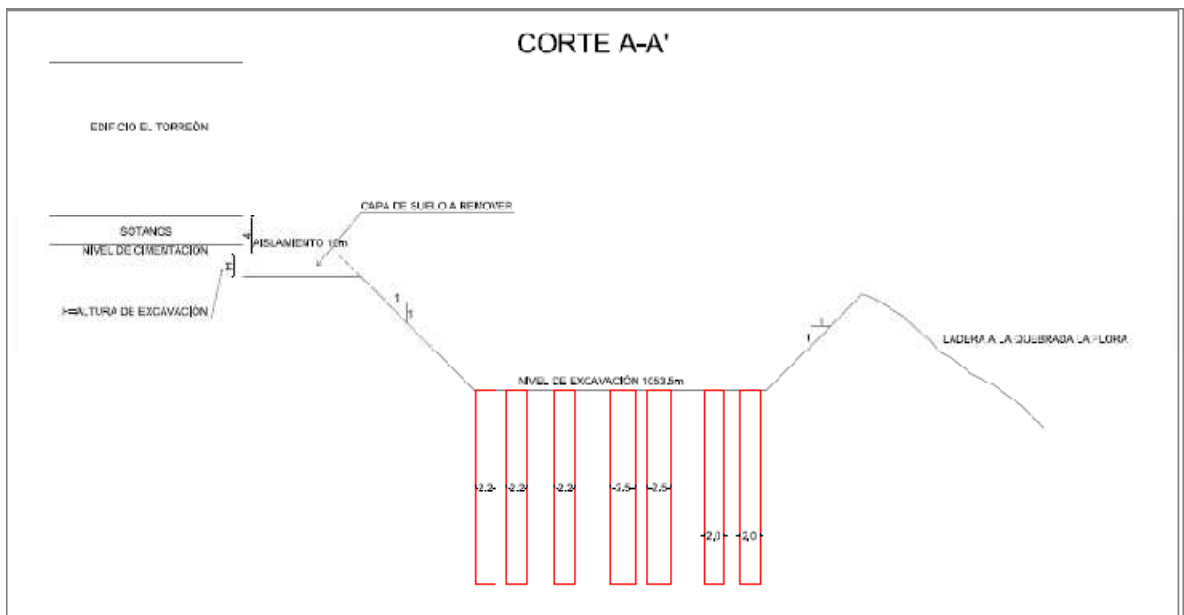


Figura A.5 Paso 2.1: Se remueve la capa de suelo hasta una profundidad H en la cual va a estar ubicada la primera fila de anclajes y en el nivel de excavación se construyen los caissons.

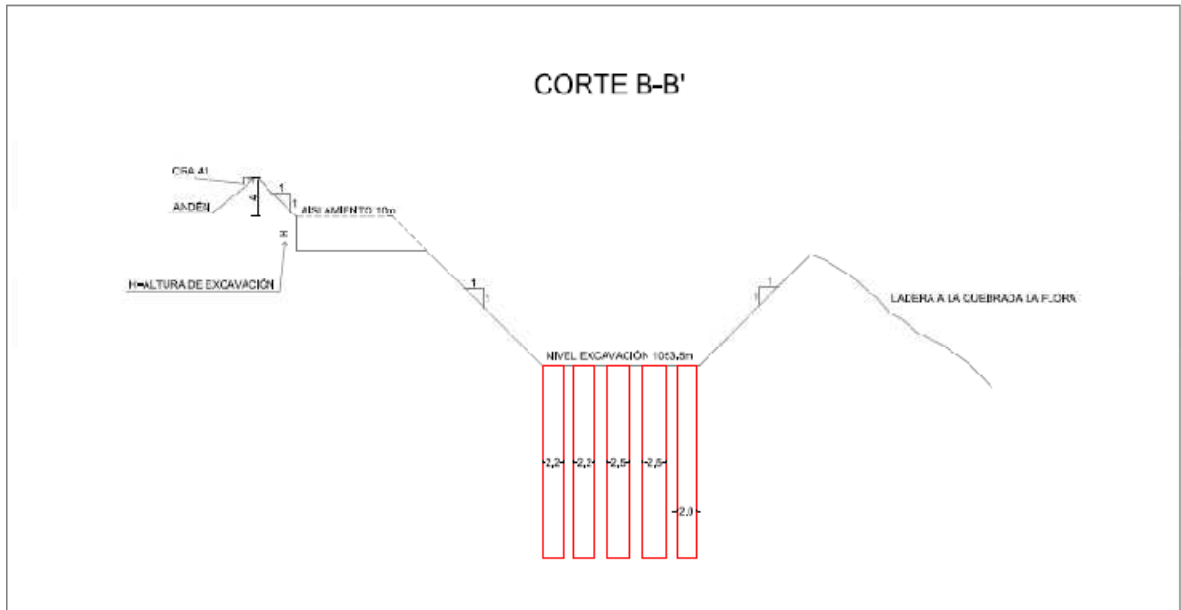


Figura A.6 Paso 2.2: Después de removida la capa de suelo se repiten los pasos (2, 2.1, 2.2) hasta completar la primera línea de anclajes correspondiente al primer tramo de pantalla.

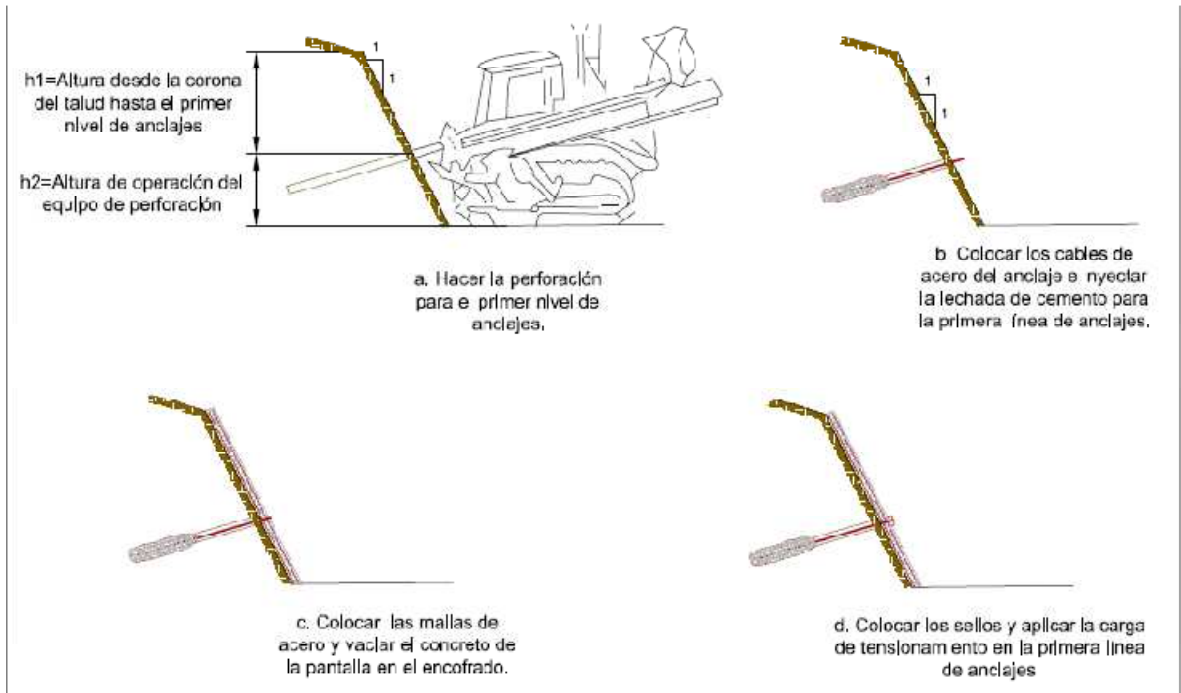


Figura A.7 Paso 2.3: Luego de excavar, instalar el anclaje y fundir el tramo de pantalla, se continúa con el segundo módulo hasta completar el primer nivel de excavación.

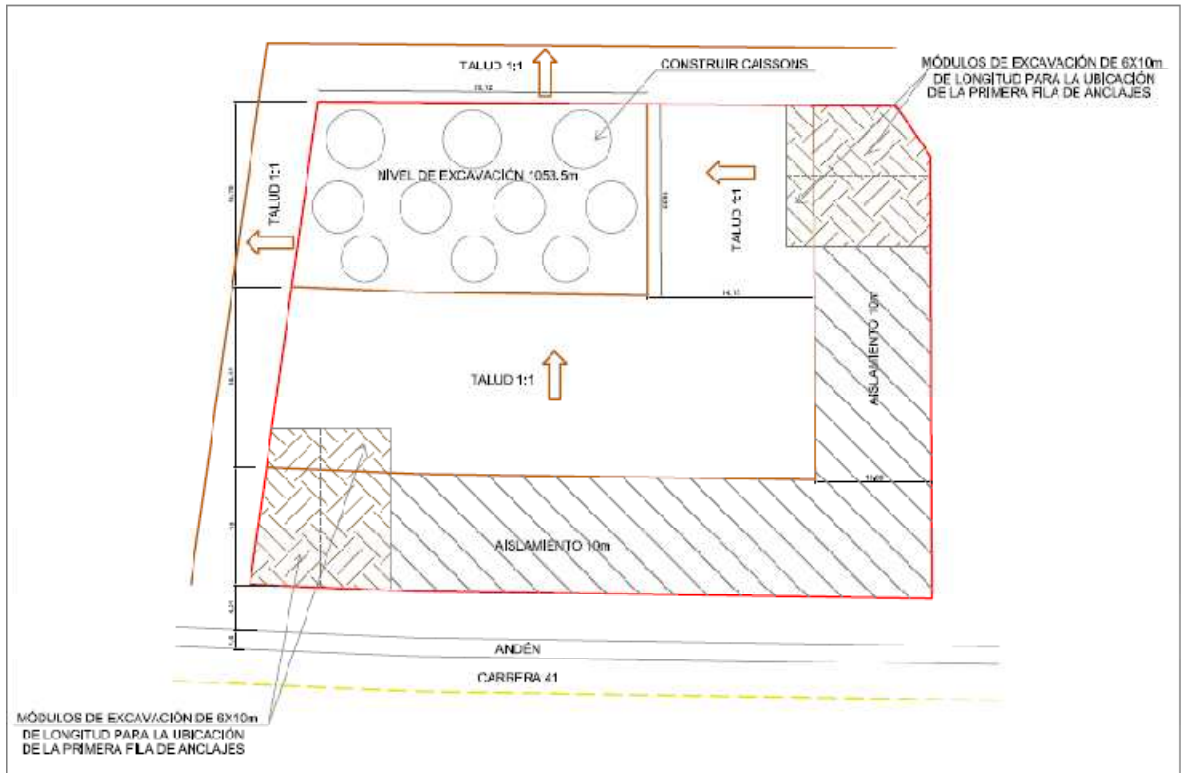


Figura A.8 Paso 2.4: Primera fila de anclajes terminada y tensionada.

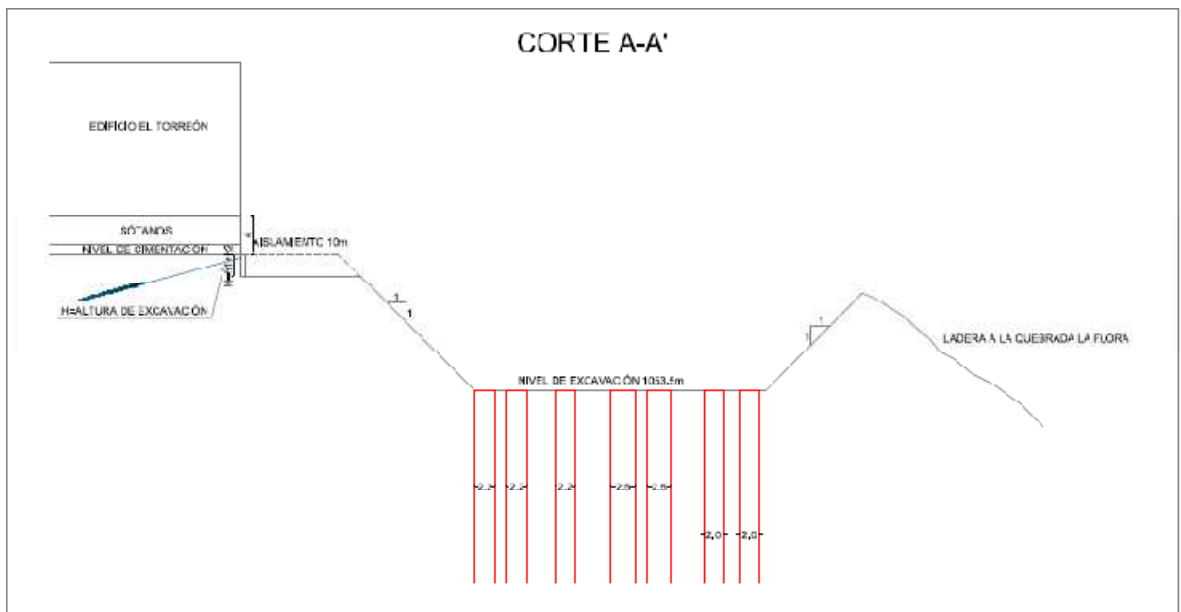


Figura A.9 Paso 2.4: Primera fila de anclajes terminada y tensionada.

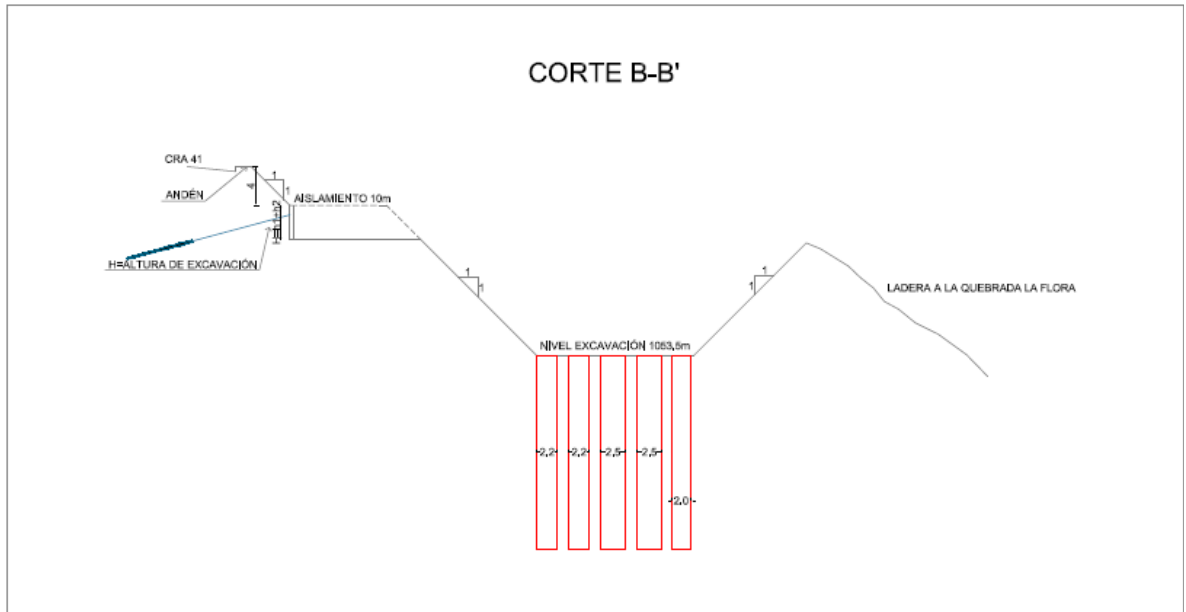


Figura A.10 Paso 2.5: Detalle del primer nivel de excavación correspondiente a la primera fila de anclajes que ha sido instalada en el perímetro de las pantallas empezando desde dos frentes diferentes.

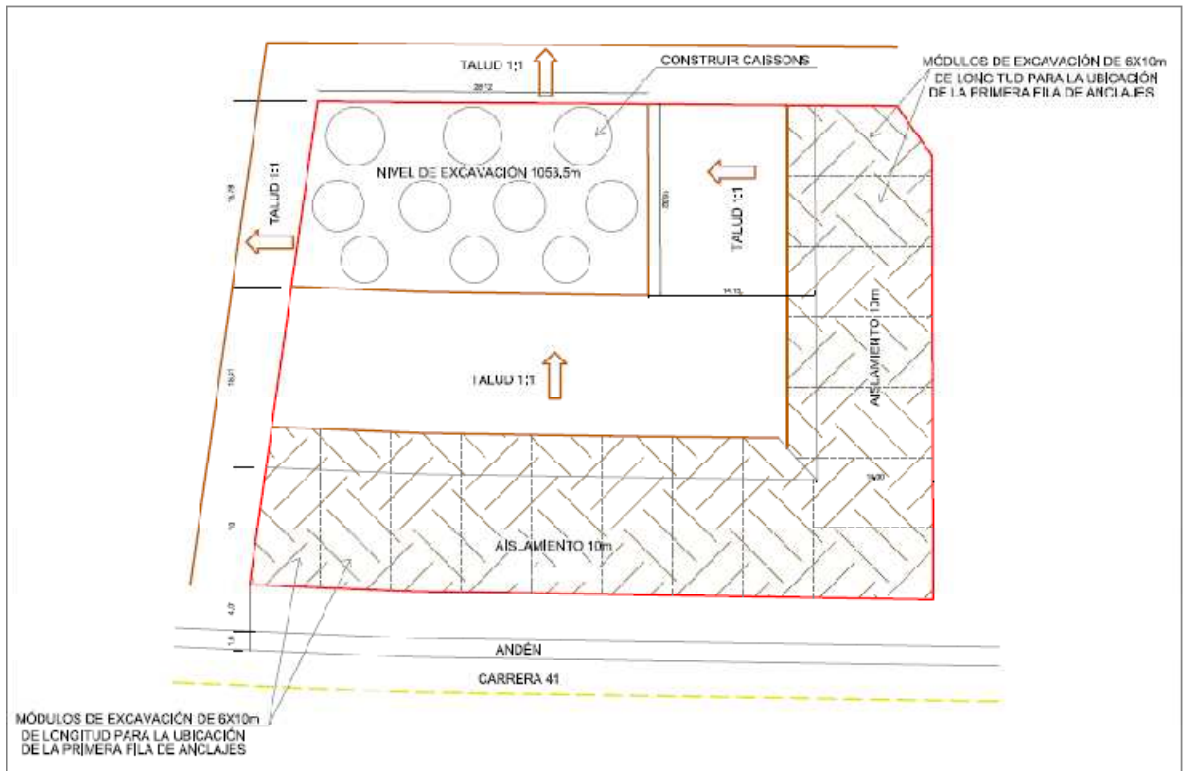


Figura A.11 Paso 2.6: Después de terminar la primera fila de anclajes, excavar h2 para la construcción del segundo nivel de anclajes; h2 corresponde a la altura de operación del equipo de perforación.

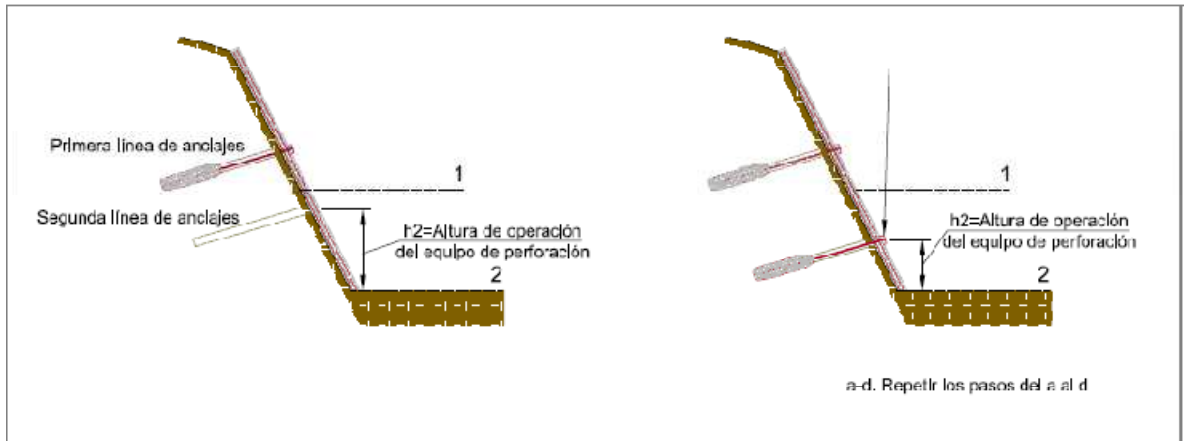


Figura A.12 Paso 2.7: Segunda fila de anclajes lista después de repetir los pasos 2.2 y 2.6

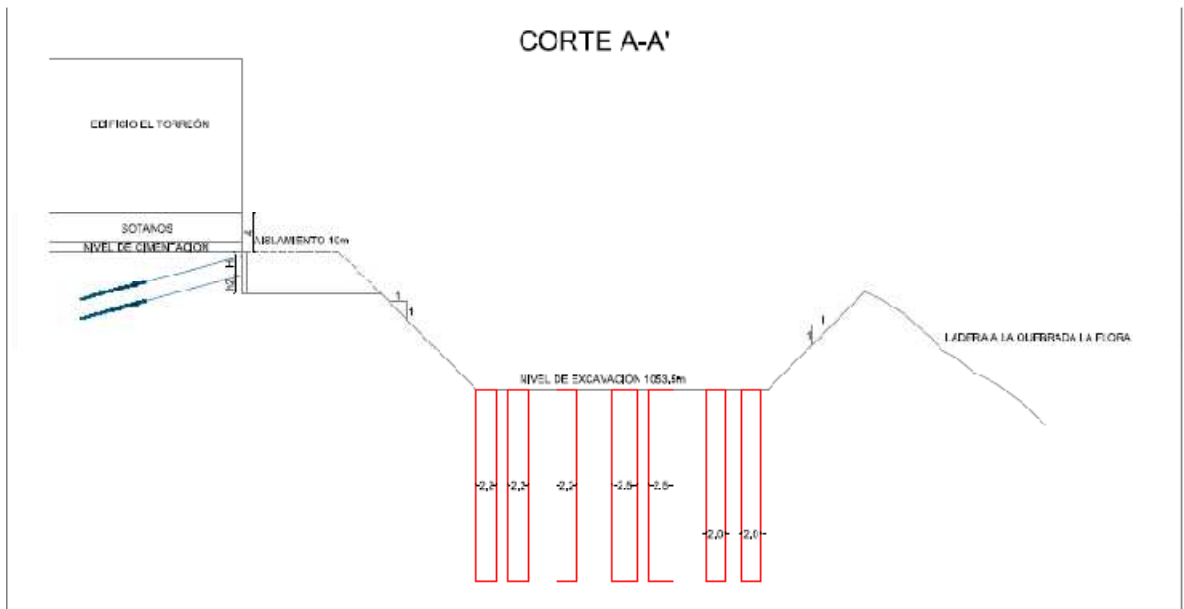


Figura A.13 Paso 2.7: Segunda fila de anclajes lista después de repetir los pasos 2.2 y 2.6

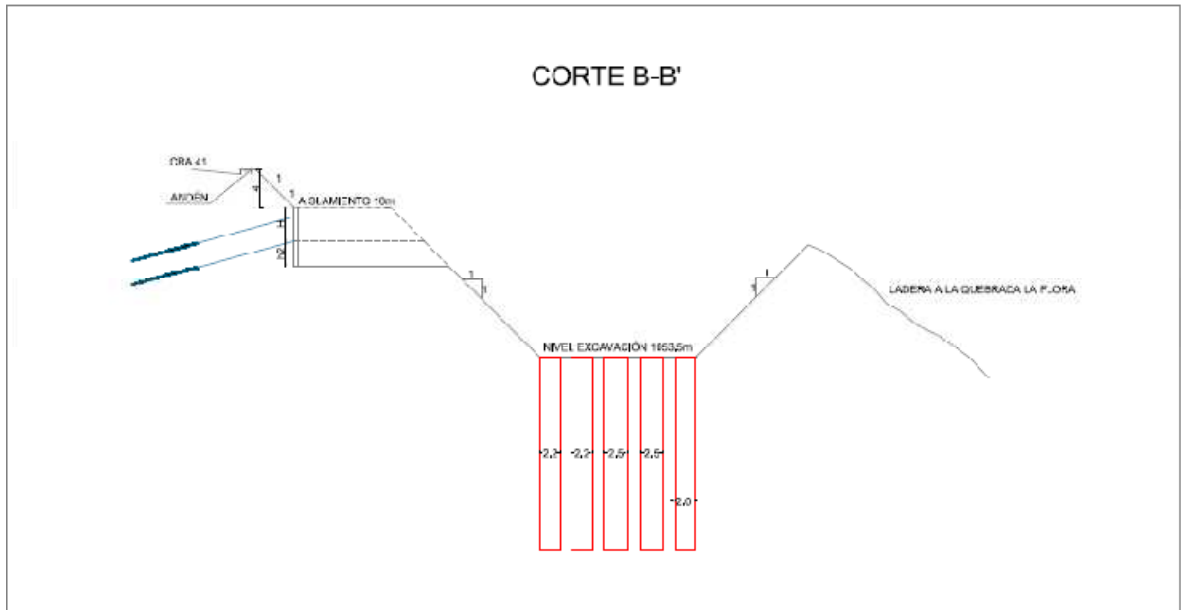


Figura A.14 Paso 2.8: Segundo nivel de excavaciones terminado (se repiten los pasos 2.2 y 2.6 para la excavación correspondiente).

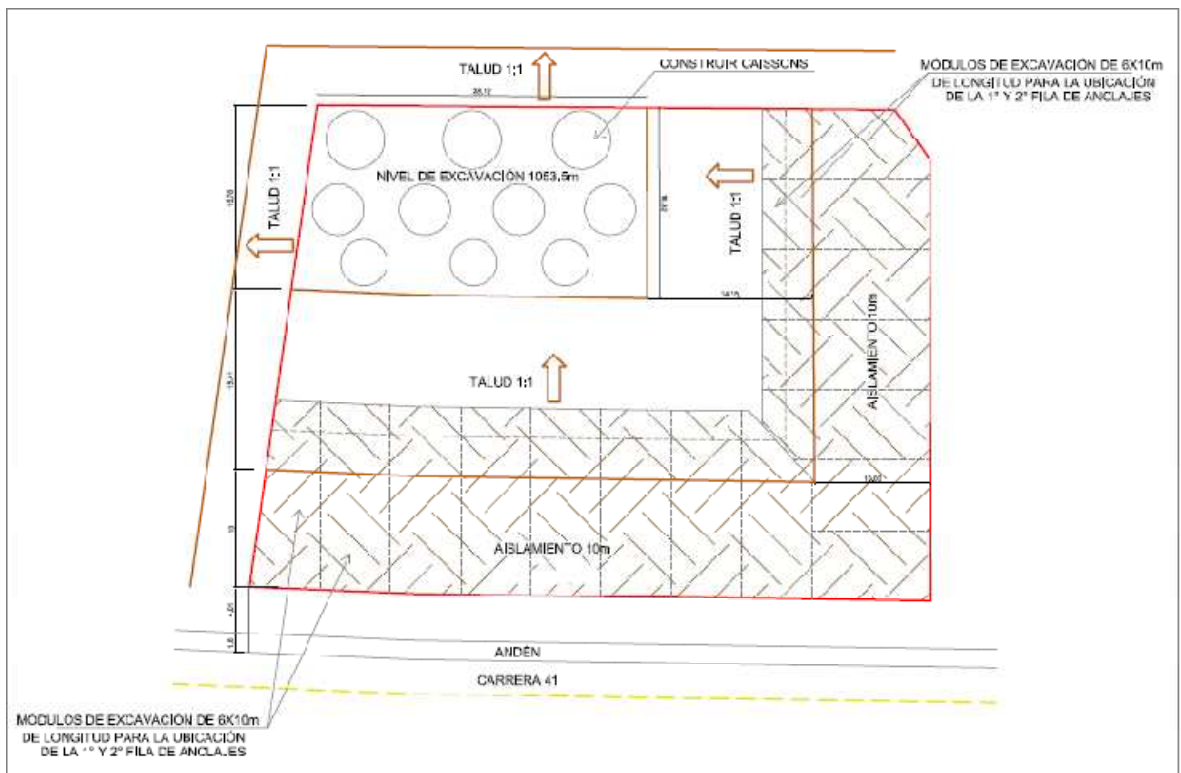


Figura A.15 Paso 2.9: Se repiten los pasos 2.2 y 2.6 para la instalación de cada una de las filas de anclajes, se llega hasta el nivel de excavación, terminando así la construcción de la pantalla.

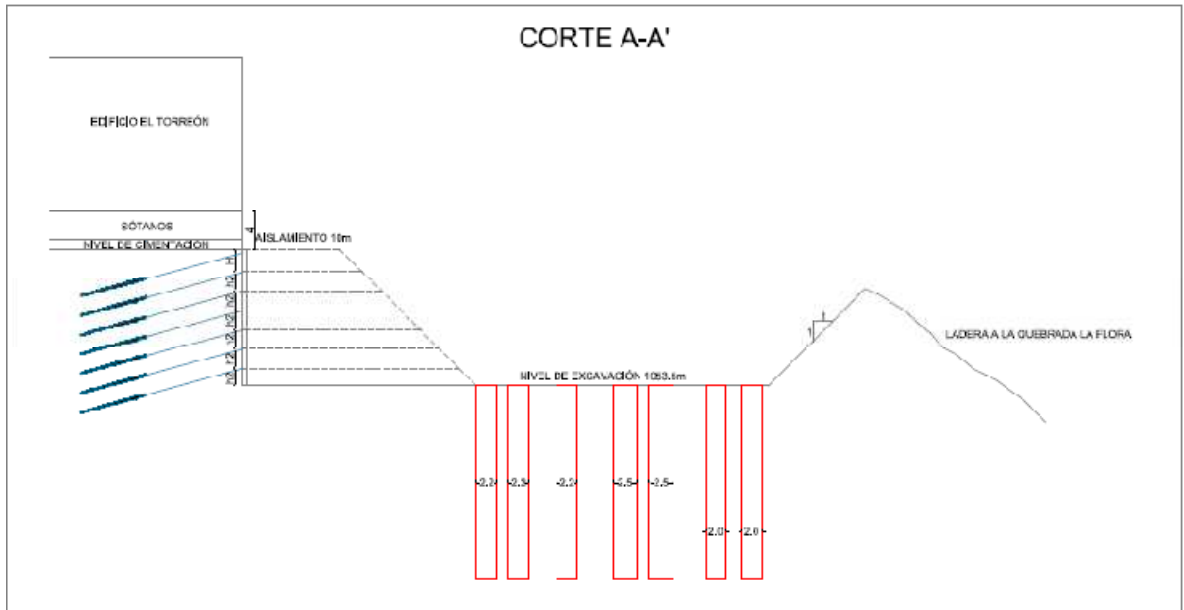


Figura A.16 Paso 2.9: Se repiten los pasos 2.2 y 2.6 para la instalación de cada una de las filas de anclajes, se llega hasta el nivel de excavación, terminando así la construcción de la pantalla.

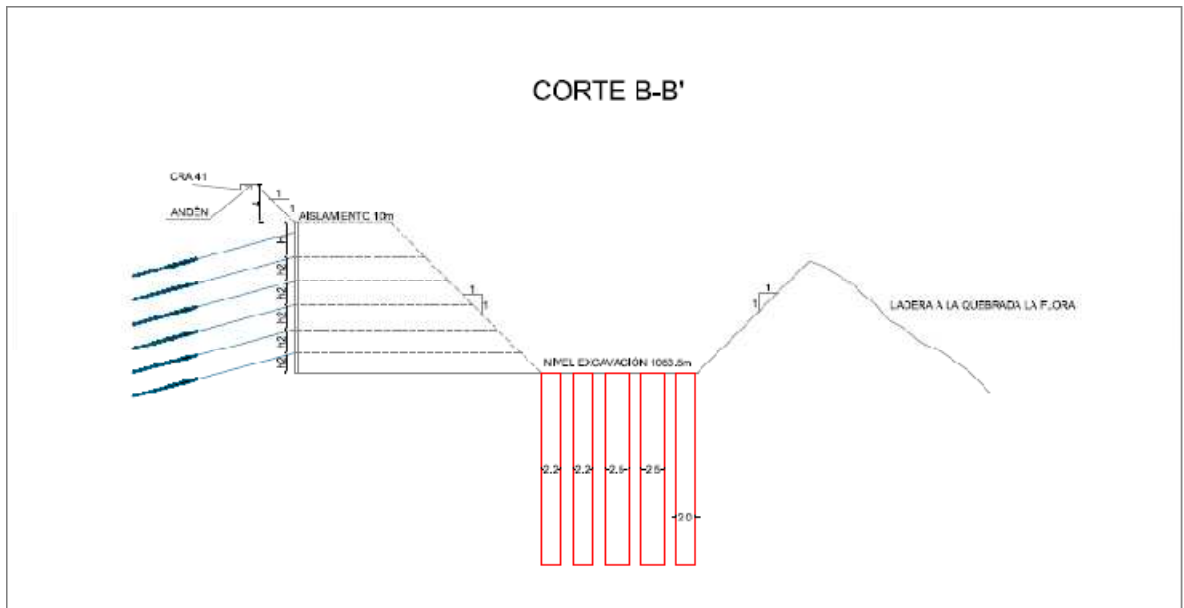
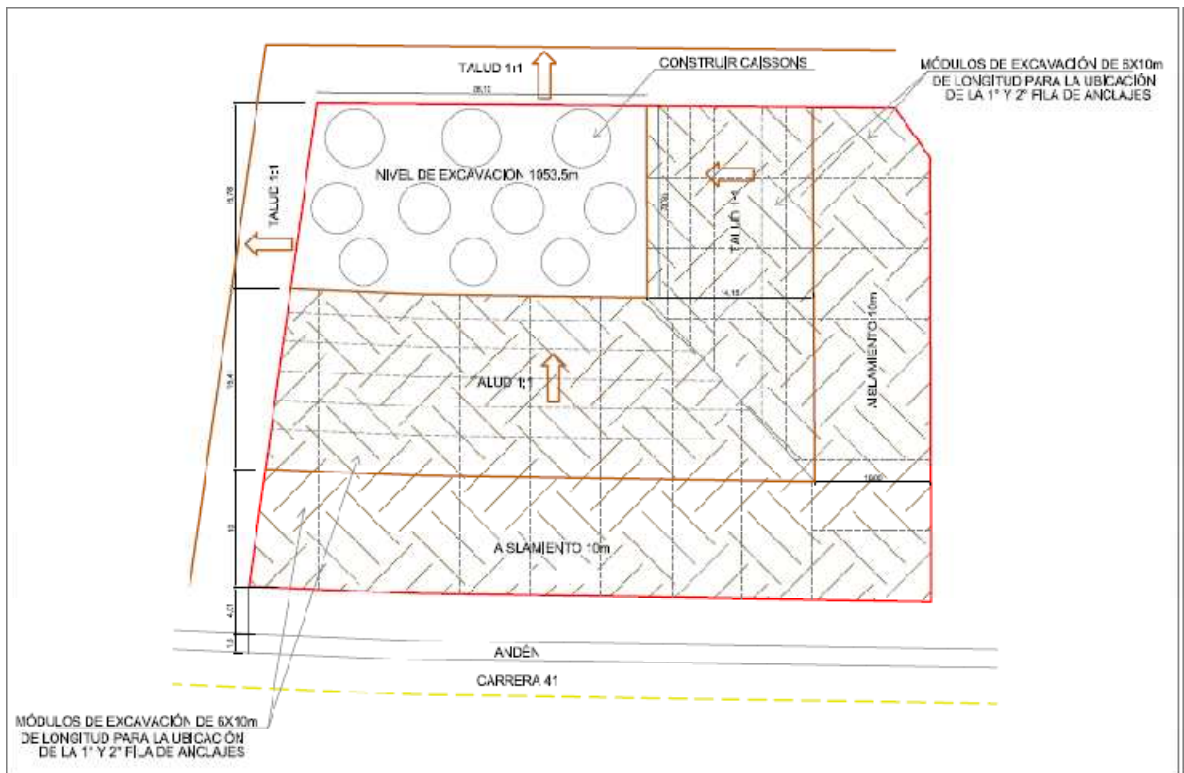


Figura A.17 Paso 2.10: Excavaciones terminadas, llegando hasta el nivel de cimentación del proyecto donde se pueden continuar con la instalación de todos los caissons. (Se repiten los pasos 2.2 y 2.6 para la excavación correspondiente).



**ANEXO B: ESTABILIDADES DE LAS
ESTRUCTURAS DE CONTENCIÓN DE
EXCAVACIONES Y LADERAS**

Figura B.1 Análisis estático de la excavación con pantalla anclada junto al edificio “El Torreón”

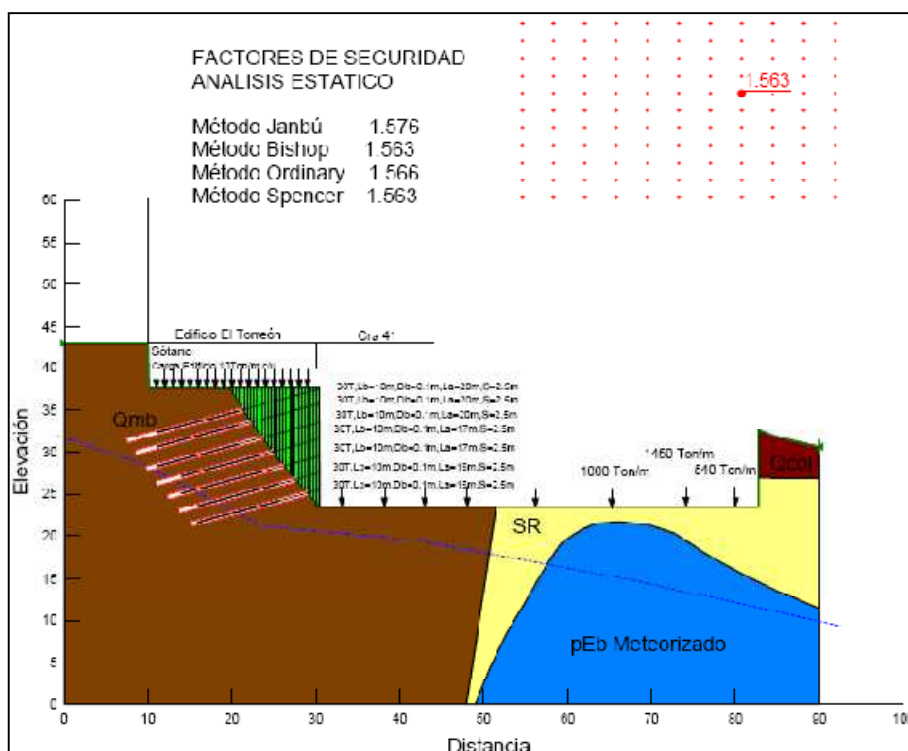


Figura B.2 Análisis dinámico de la excavación con pantalla anclada junto al edificio “El Torreón”

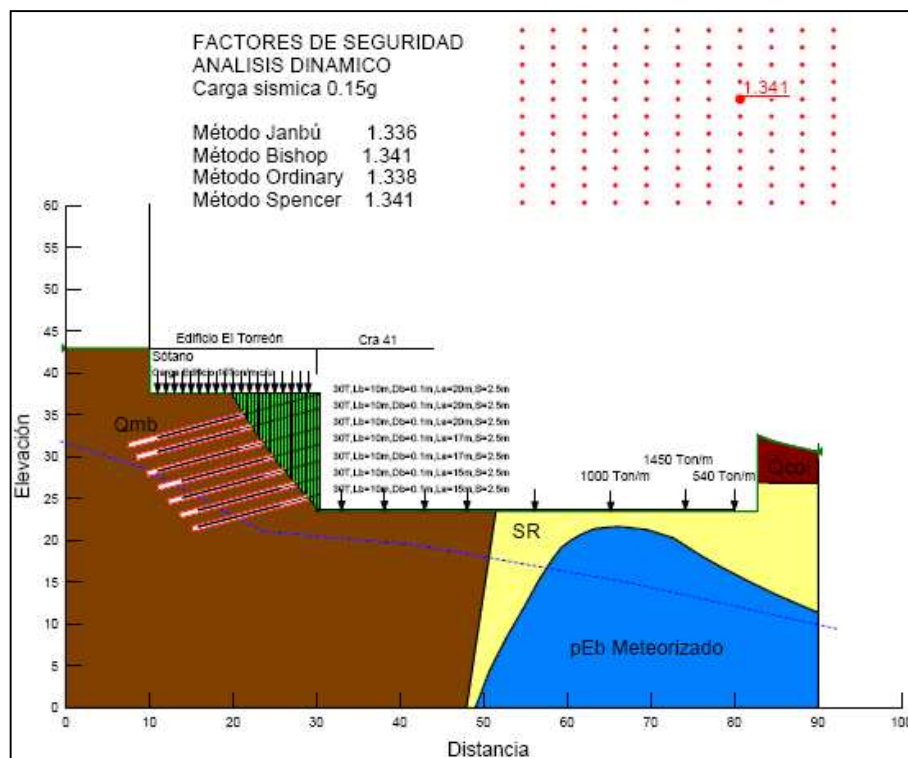


Figura B.3 Análisis estático de la excavación con pantalla anclada junto a la Carrera 41.

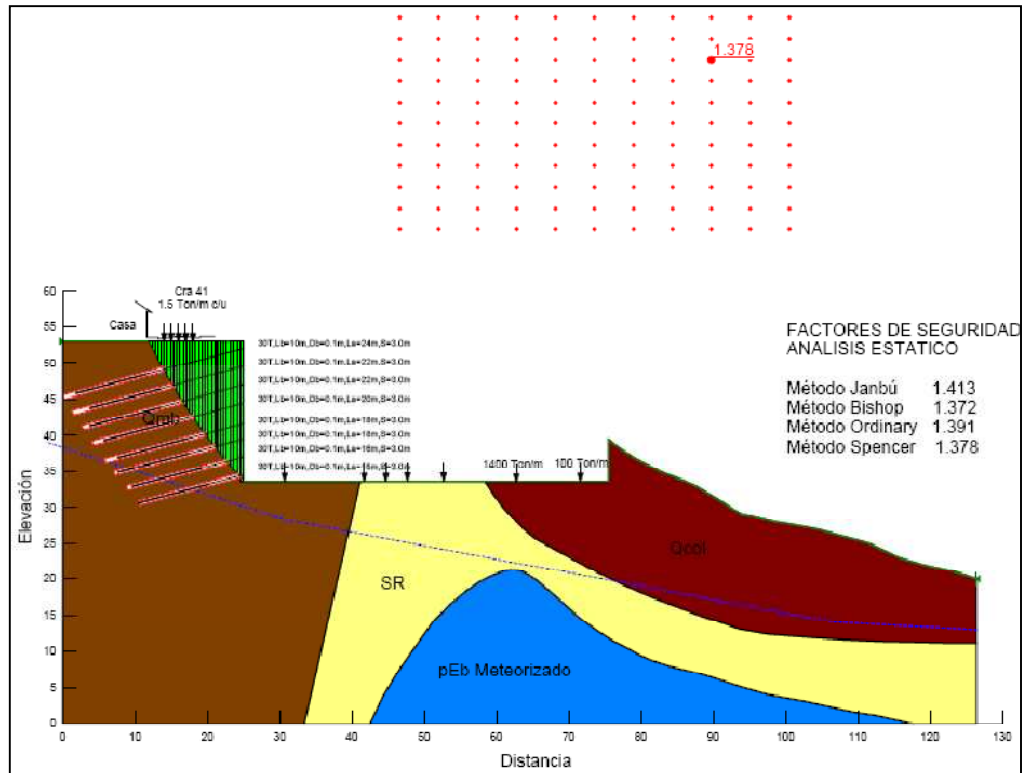


Figura B.4 Análisis dinámico de la excavación con pantalla anclada junto a la Carrera 41

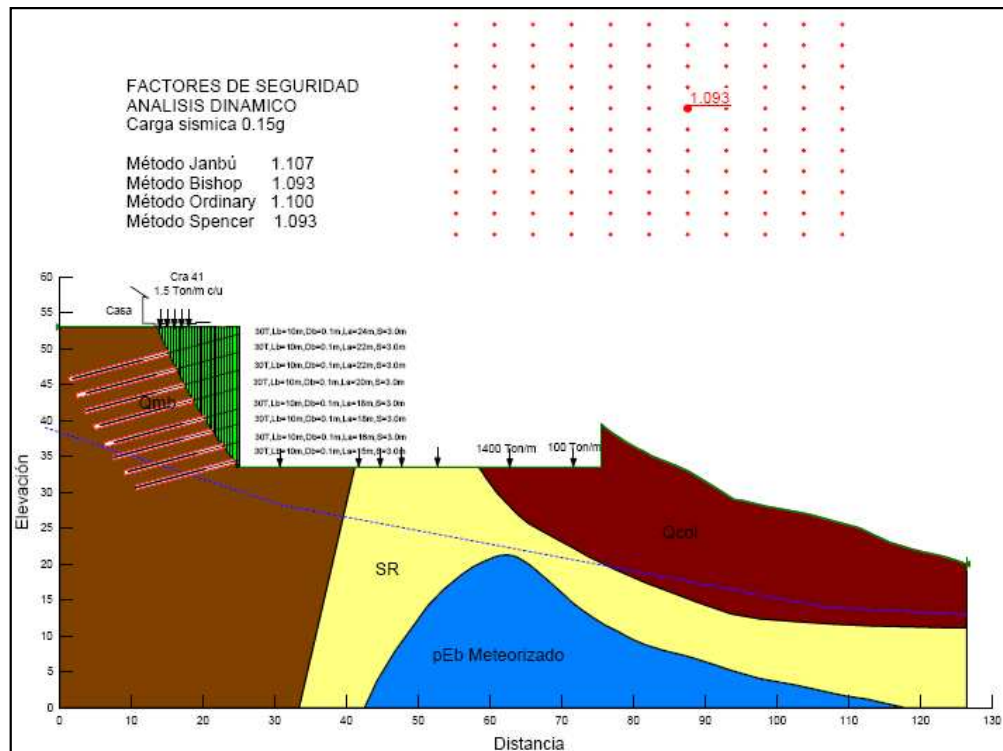


Figura B.5 Análisis estático de la excavación con pantalla anclada adyacente al edificio “El Torreón”

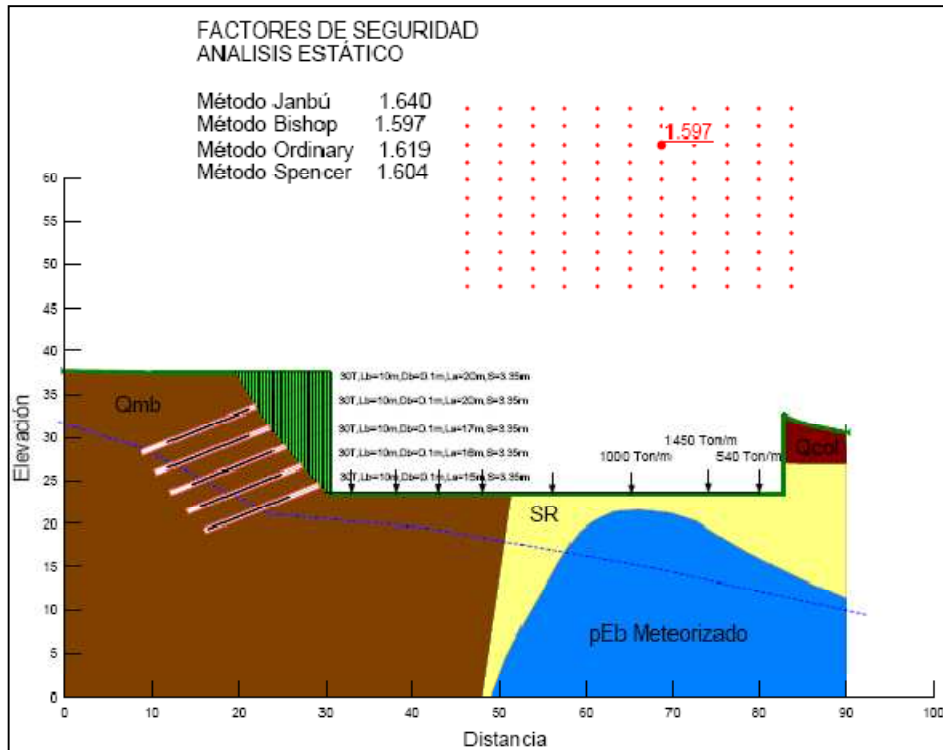


Figura B.6 Análisis dinámico de la excavación con pantalla anclada adyacente al edificio “El Torreón”

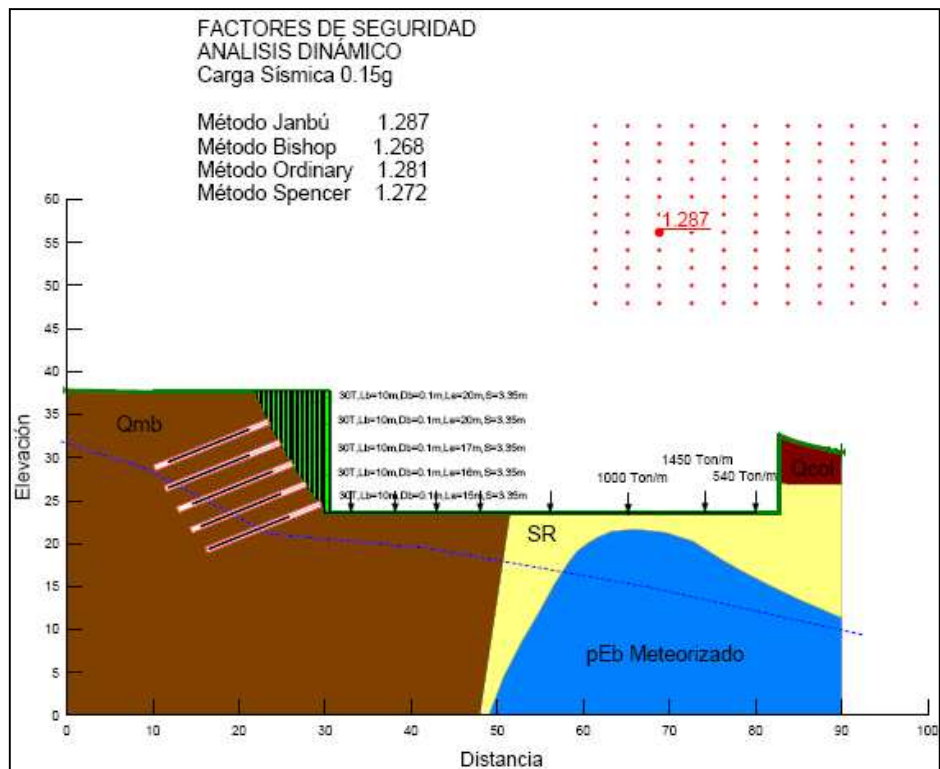


Figura B.7 Análisis dinámico de la excavación junto a la Carrera 41

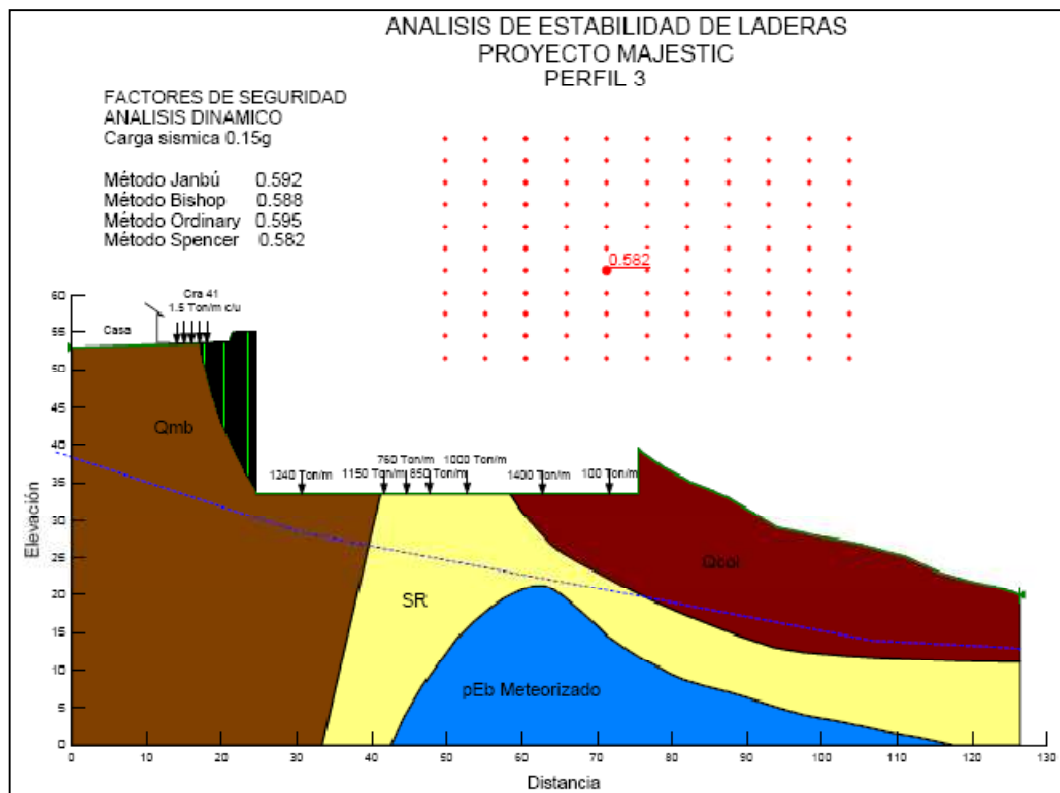
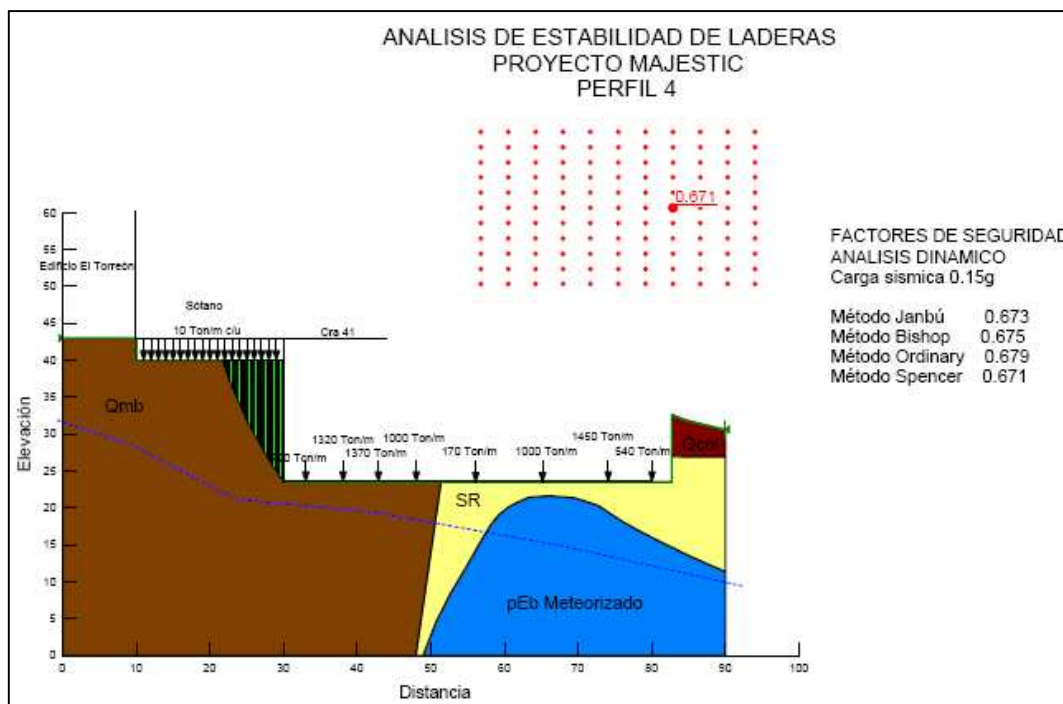


Figura B.8 Análisis dinámico de la excavación junto al edificio “El Torreón”



ANEXO C: ANÁLISIS DE ASENTAMIENTOS DE LAS PILAS UTILIZANDO ELEMENTOS FINITOS

Figura C.1 Curva de asentamientos vs. %carga (S1, L=20.0m, D=2.0m)

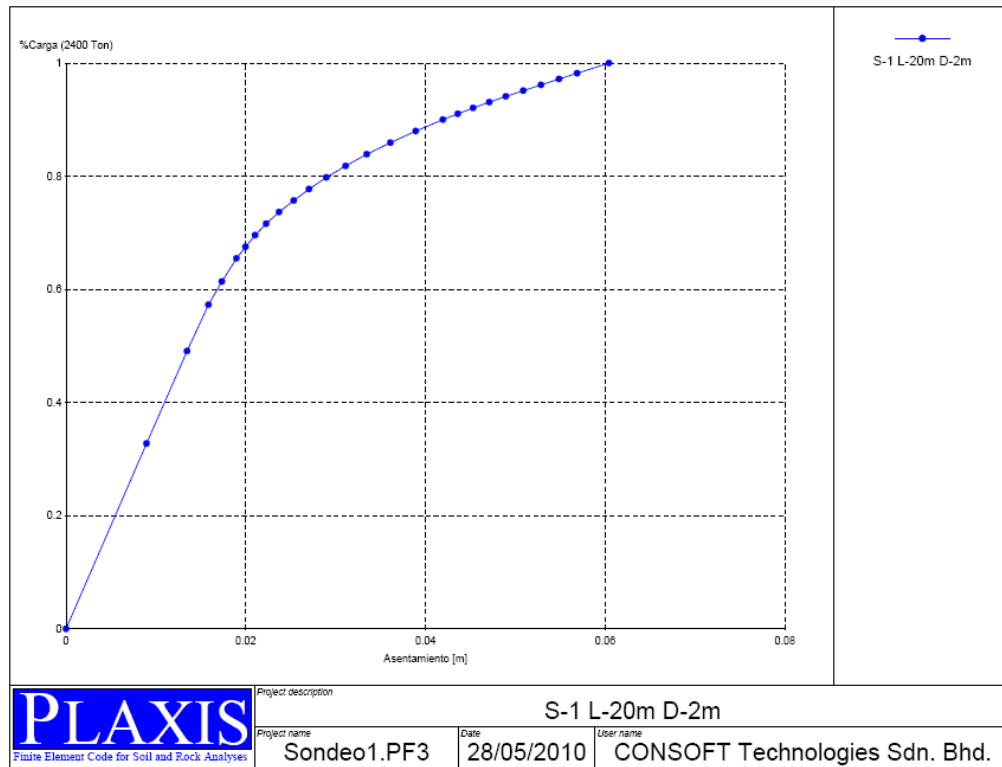


Figura C.2 Curva de asentamientos vs. %carga (S1, L=20.0m, D=2.2m)

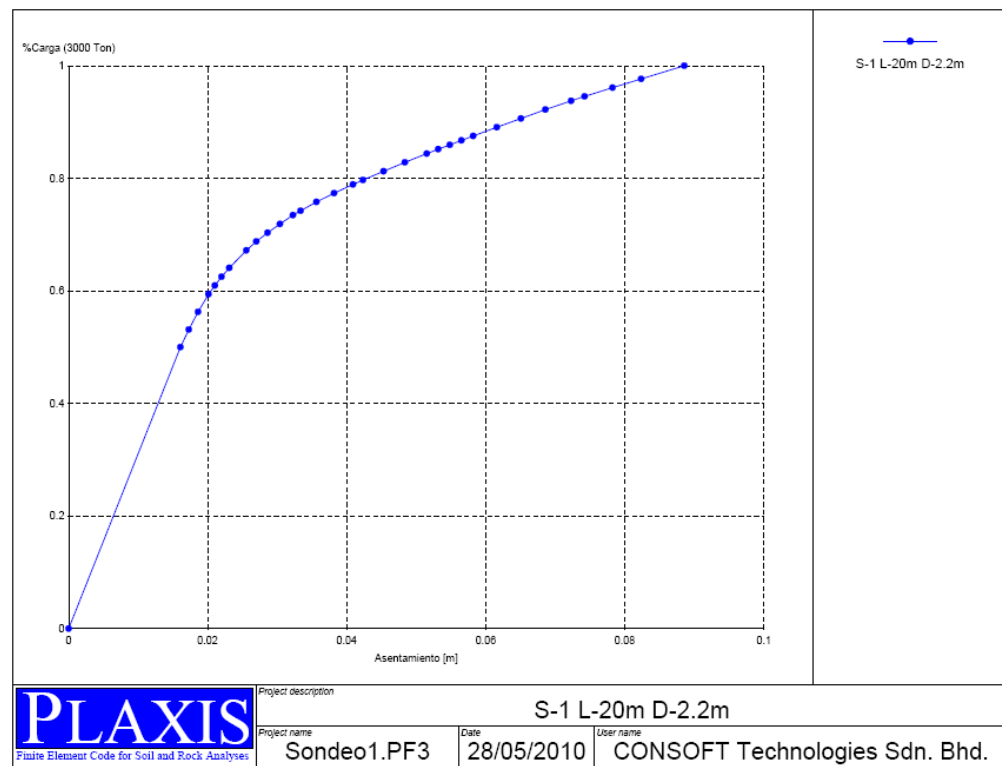


Figura C.3 Curva de asentamientos vs. %carga (S1, L=20.0m, D=2.5m)

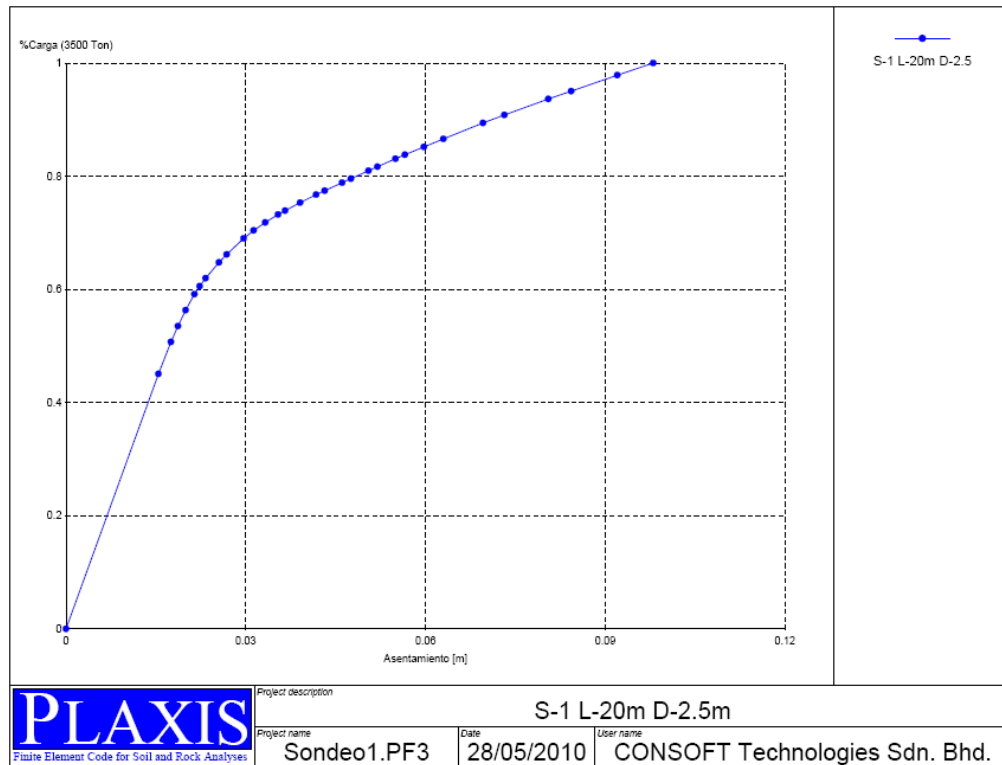


Figura C.4 Curva de asentamientos vs. %carga (S2, L=20.0m, D=2.0m)

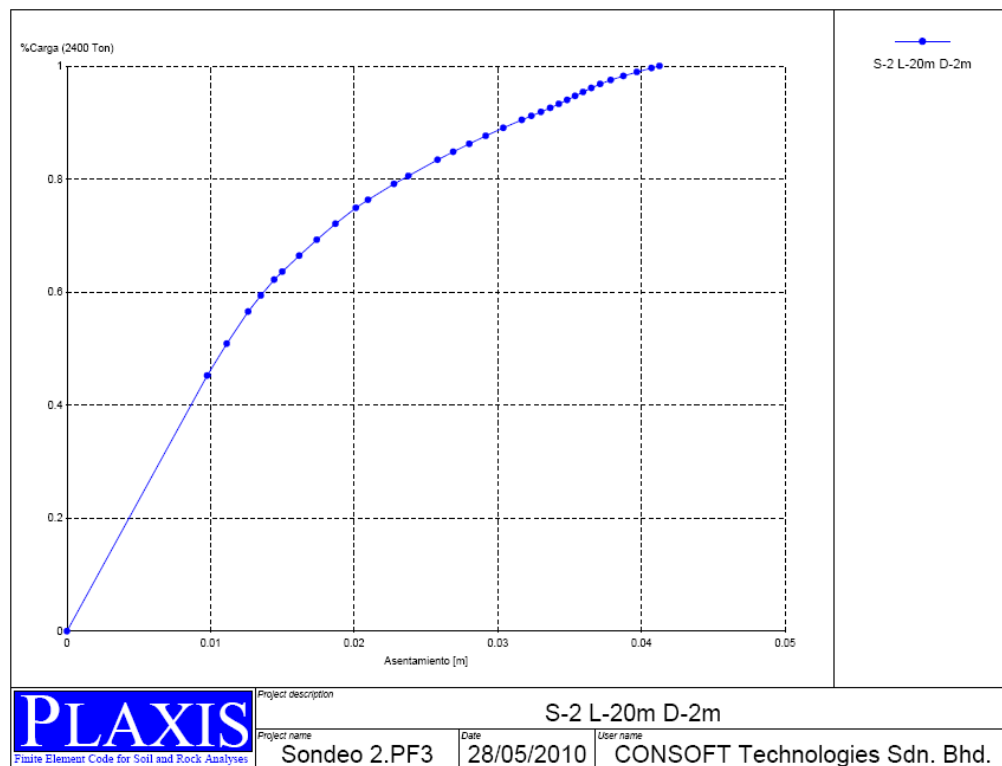


Figura C.5 Curva de asentamientos vs. %carga (S2, L=20.0m, D=2.2m)

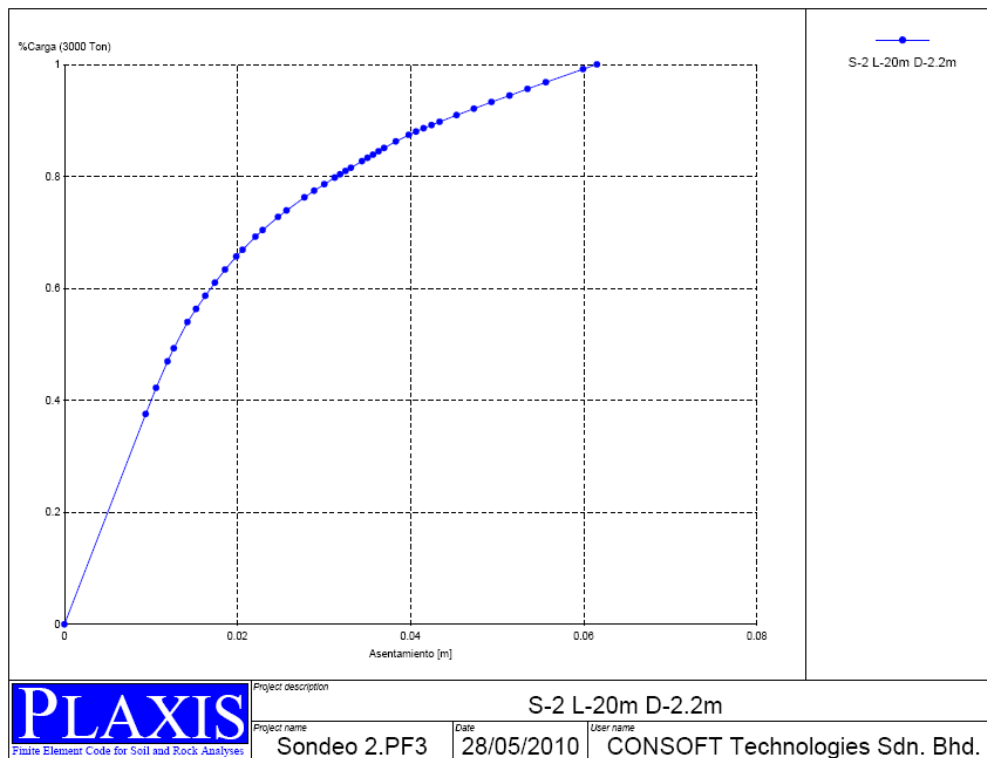


Figura C.6 Curva de asentamientos vs. %carga (S2, L=20.0m, D=2.5m)

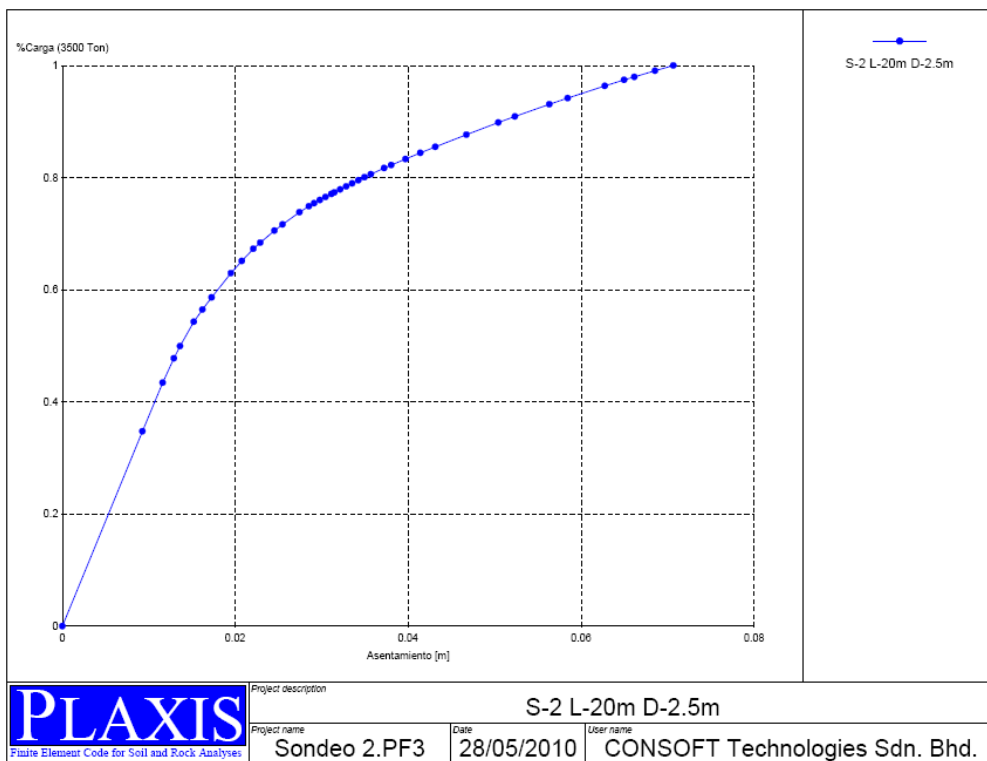


Figura C.7 Curva de asentamientos vs. %carga (S3, L=20.0m, D=2.0m)

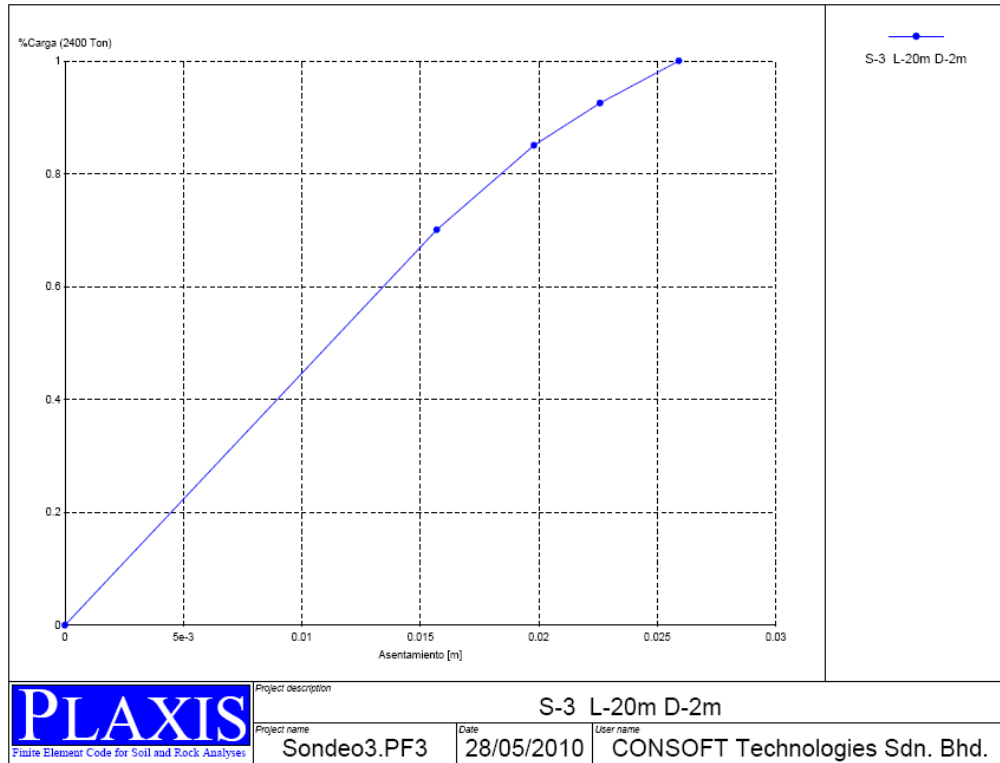


Figura C.8 Curva de asentamientos vs. %carga (S3, L=20.0m, D=2.2m)

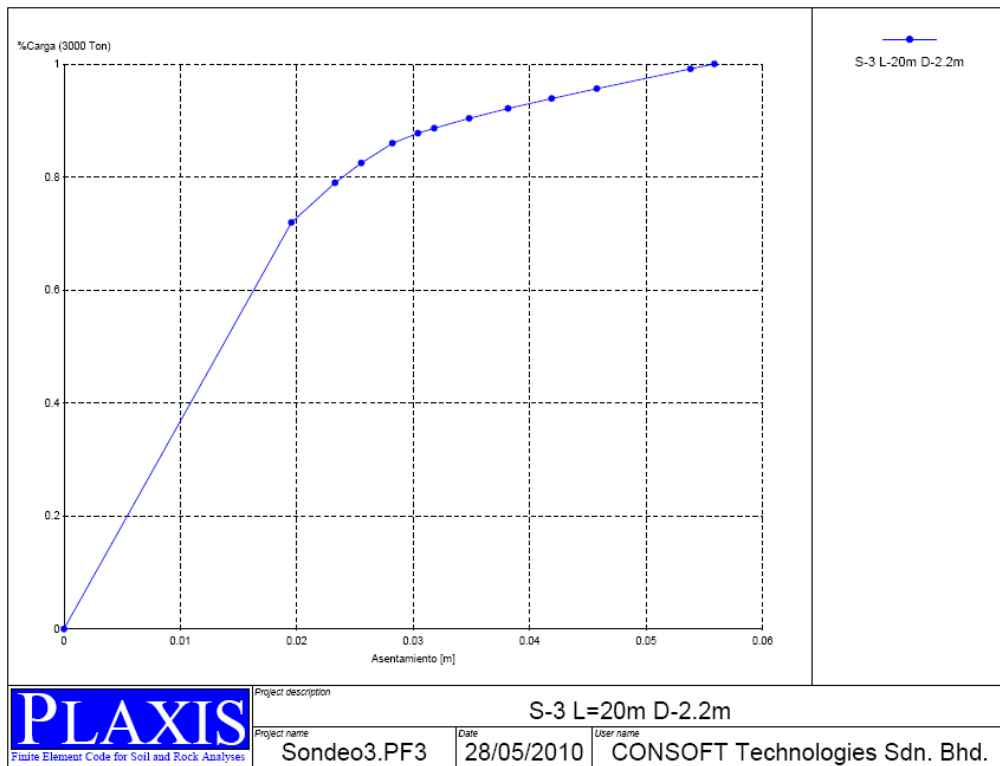


Figura C.9 Curva de asentamientos vs. %carga (S3, L=20.0m, D=2.5m)

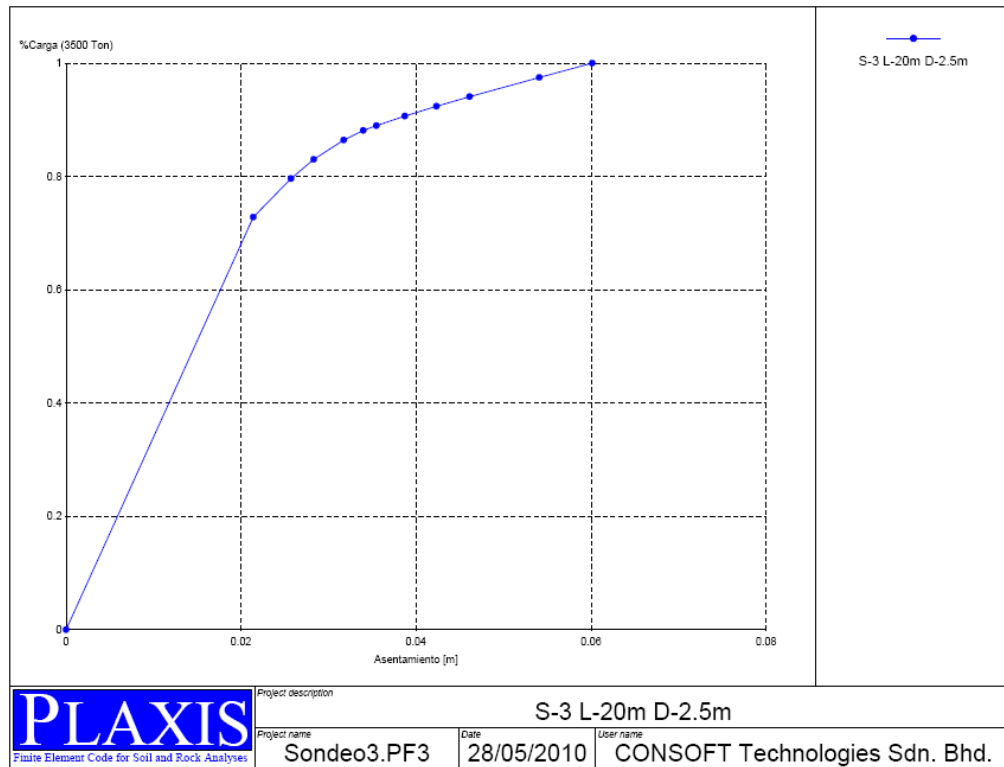


Figura C.10 Curva de asentamientos vs. %carga (S4, L=20.0m, D=2.0m)

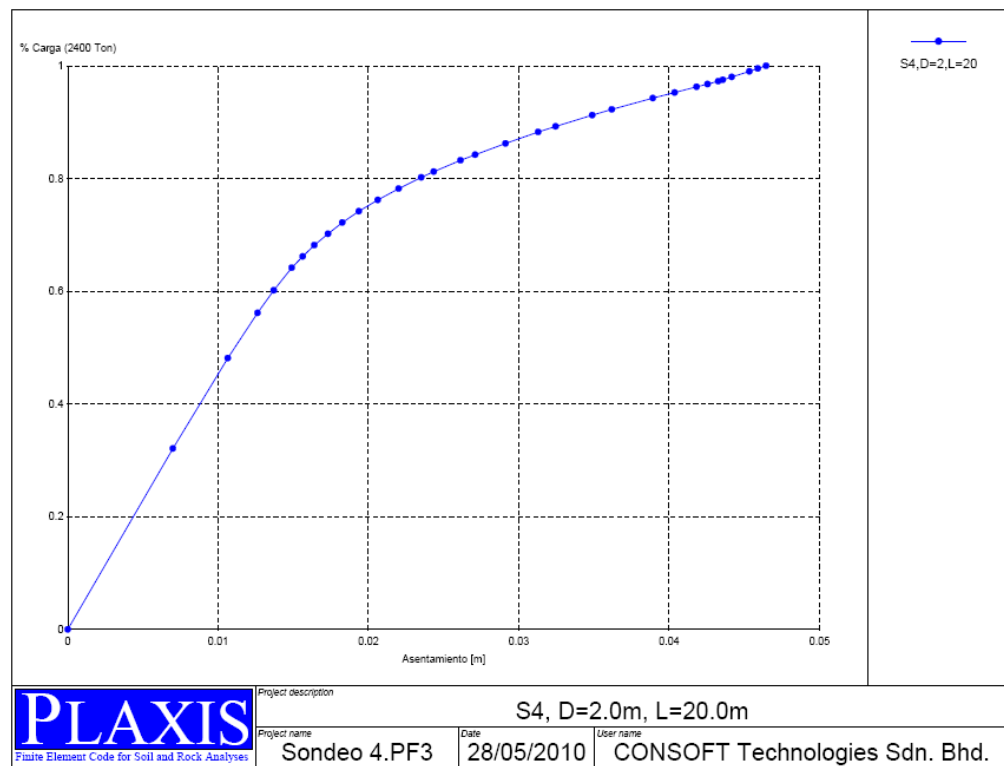


Figura C.11 Curva de asentamientos vs. %carga (S4, L=20.0m, D=2.2m)

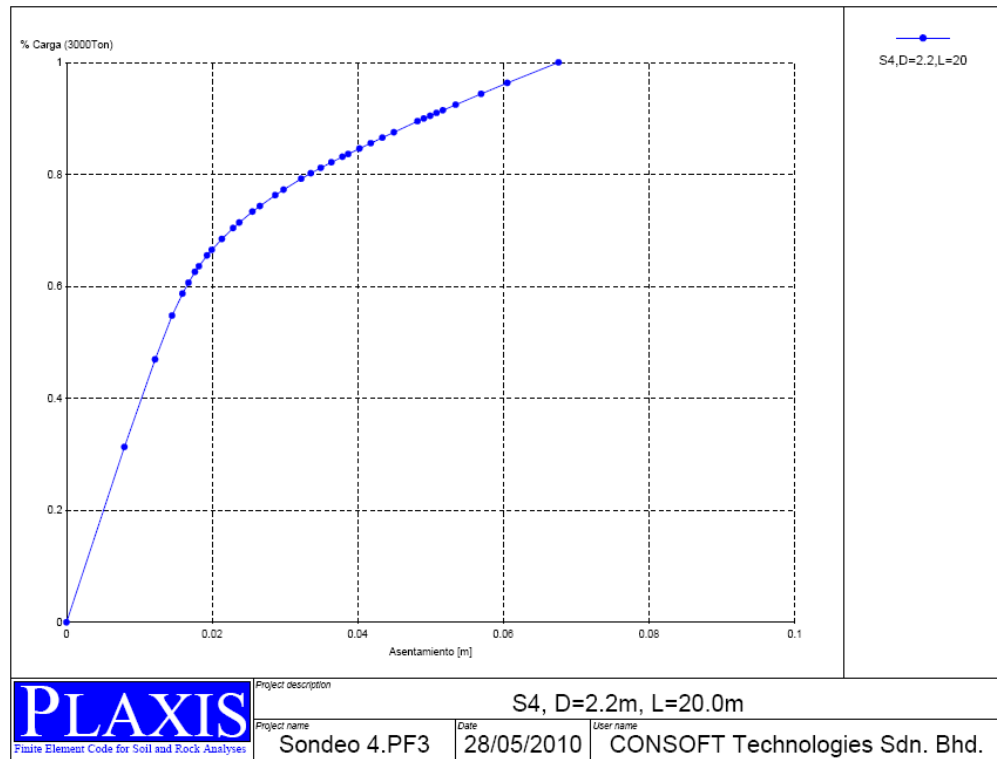


Figura C.12 Curva de asentamientos vs. %carga (S4, L=20.0m, D=2.5m)

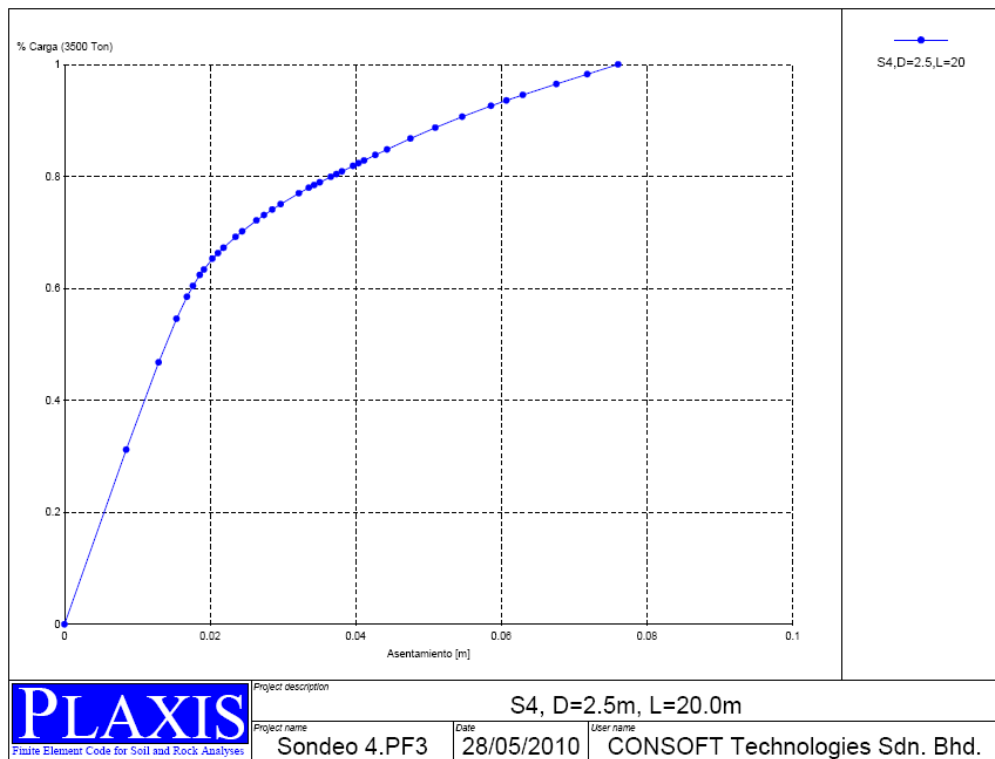


Figura C.13 Curva de asentamientos vs. %carga (S5, L=20.0m, D=2.0m)

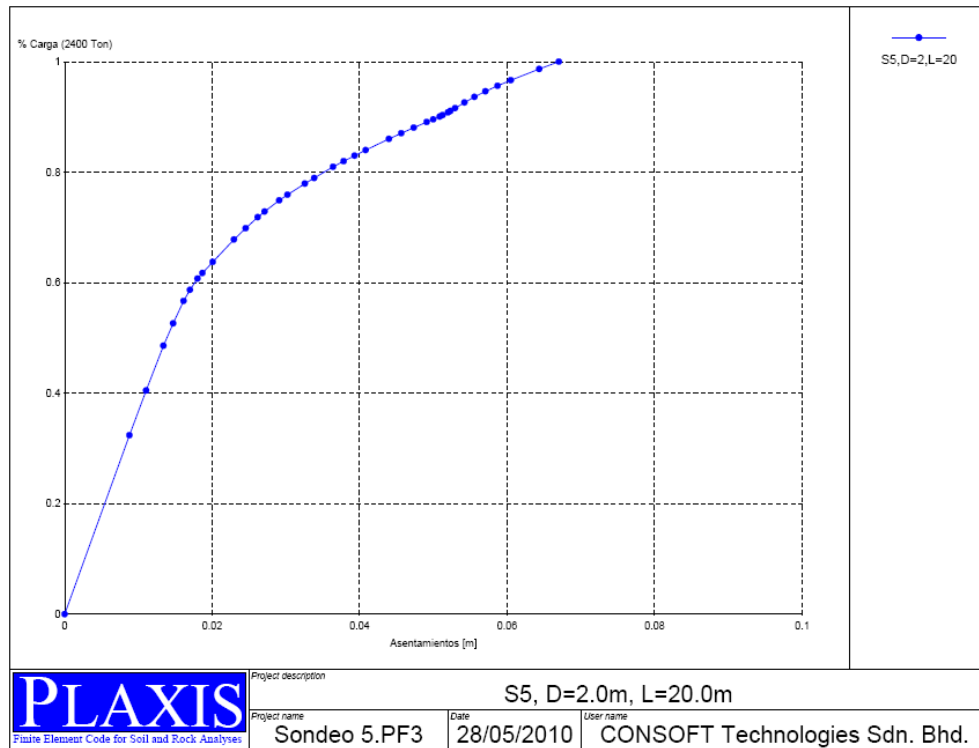


Figura C.14 Curva de asentamientos vs. %carga (S5, L=20.0m, D=2.2m)

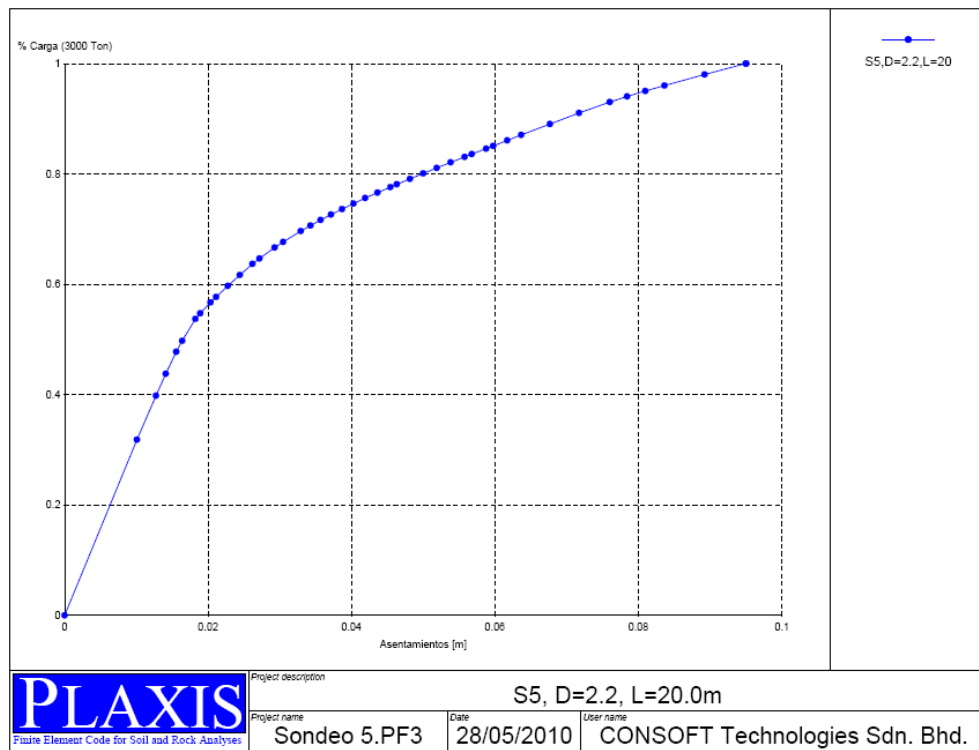


Figura C.15 Curva de asentamientos vs. %carga (S5, L=20.0m, D=2.5m)

