

ESPECIFICACIONES DE INFRAESTRUCTURA



UNIVERSIDAD
Popular del Cesar
Seccional Aguachica



CONTENIDO

	Pág.
Informe de construcción del primer módulo de aulas	3
Estudio de suelos para la ampliación del campus de la Universidad Popular del Cesar- sede Aguachica	9

CONSTRUCCIÓN DEL PRIMER MÓDULO DE AULAS EN LA UNIVERSIDAD POPULAR DEL CESAR, SEDE AGUACHICA, DEPARTAMENTO DEL CESAR

Figura 1. Proyección de infraestructura UPCSA

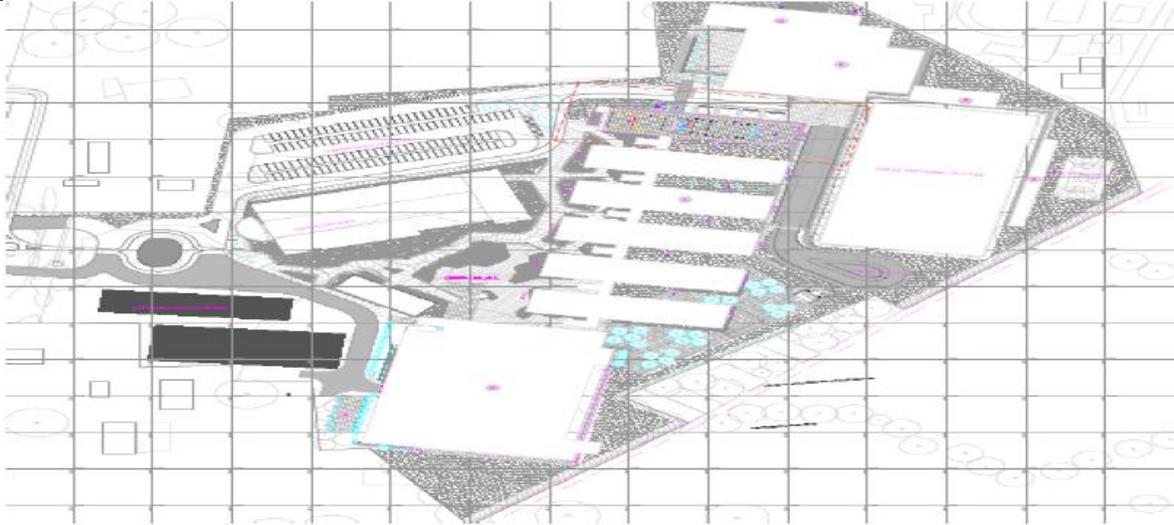


Figura 2. Plano primer piso aulario

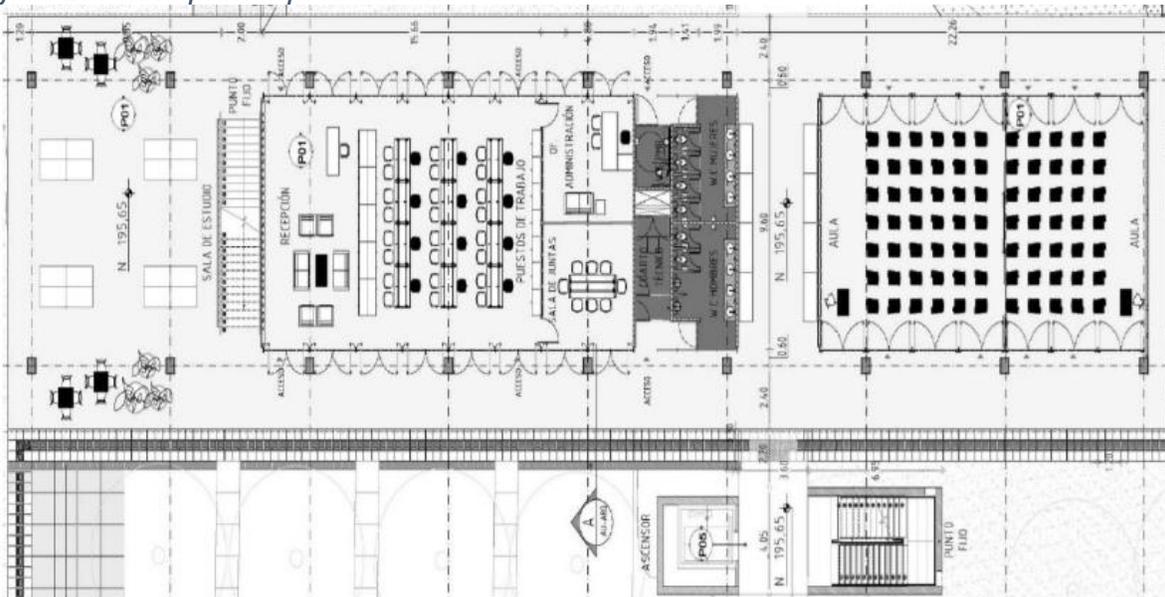
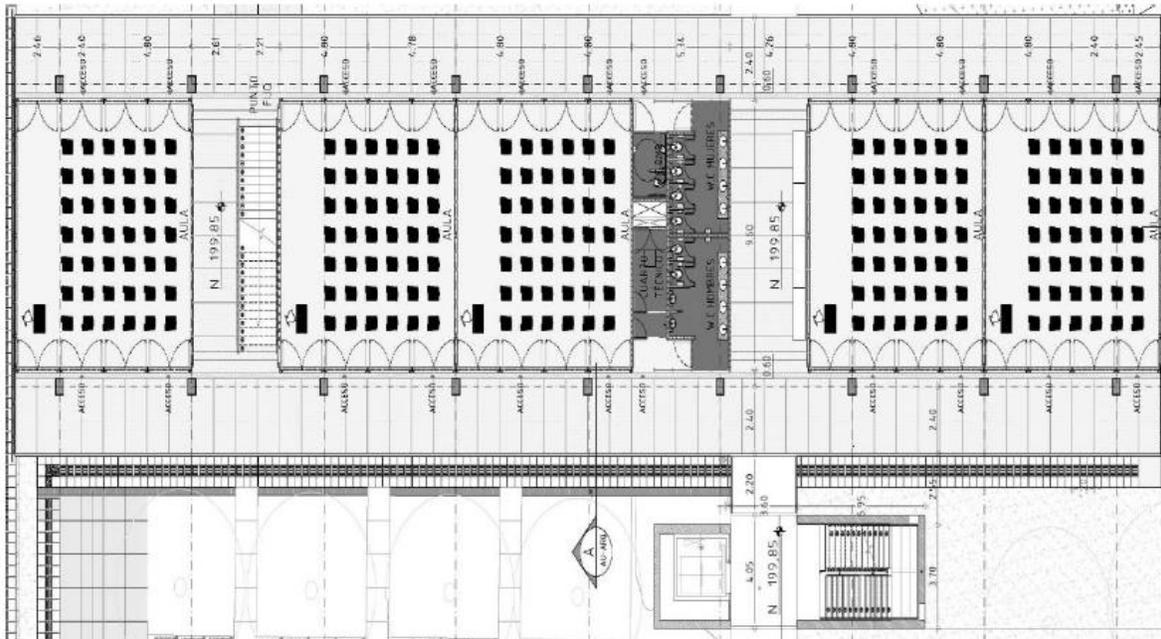


Figura 3. Plano segundo y tercer piso aulario



DISTRIBUCIÓN DE ESPACIOS FÍSICOS

PRIMER PISO

- Un aula para capacidad de 35 estudiantes
- Un aula para capacidad de 42 estudiantes
- 3 baños (Hombre, Mujeres, y Personas con Movilidad Reducida)
- Un cuarto Técnico
- Un cuarto de Aseo
- Dos Oficinas
- Una sala de star
- Una Sala de juntas
- Dos salas de estudios

SEGUNDO Y TERCER PISO

- Cinco aulas para capacidad de 42 estudiantes
- 3 Baños (Hombre, Mujeres, y Personas con Movilidad Reducida)
- Un cuarto Técnico
- Un cuarto de Aseo
- Zona de circulación

DISTRIBUCIÓN DE BAÑOS

BAÑO MUJERES	
CUATRO (4)	SANITARIOS
CUATRO (4)	LAVAMANOS
DOS (2)	DISPENSADORES DE JABÓN
UN (1)	SECADOR DE MANOS

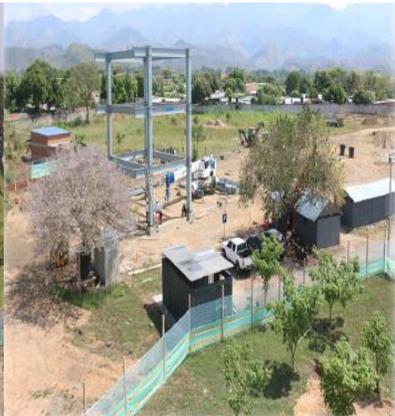
BAÑO HOMBRES	
DOS (2)	ORINALES
DOS (2)	SANITARIOS
CUATRO (4)	LAVAMANOS
DOS (2)	DISPENSADORES DE JABÓN
UN (1)	SECADOR DE MANOS

BAÑO PERSONAS CON MOVILIDAD REDUCIDA	
UN (1)	SANITARIOS
UN (1)	LAVAMANOS
UN (1)	DISPENSADORES DE JABÓN
UN (1)	SECADOR DE MANOS

DOTACIÓN DE INFRAESTRUCTURA

- PARQUEADERO BICICLETAS
- BASURERO CIRCULAR
- BANCA RECTANGULAR
- SMART TV 85"
- SILLAS ESPECTADORES CON APOYO BRAZO
- SILLAS FUNCIONARIOS
- MESAS RECTANGULAR CENTRO DE SALA
- MESA CUADRADA EXTERIOR
- MUEBLES
- ARCHIVADORES
- JARDINERAS
- TABLERO
- ASCENSOR

ETAPA DE CONSTRUCCIÓN





AULARIO TERMINADO







“ESTUDIO DE SUELOS PARA LA AMPLIACIÓN DEL CAMPUS DE LA UNIVERSIDAD POPULAR DEL CESAR-
SEDE AGUACHICA”

MEMORANDO TÉCNICO No.3 – GRUPO DE GEOTECNIA
INFORME GEOTECNICO

UNIVERSIDAD NACIONAL DE COLOMBIA
FACULTAD DE INGENIERÍA
GRUPO DE INVESTIGACIÓN EN SUELOS RESIDUALES Y PARCIALMENTE SATURADOS

2016

Grupo de trabajo

Director del proyecto.

Prof. Julio Esteban Colmenares Montañez, Ing. Civil, MG, MSc, DIC, PhD

Coordinador General

Ing. Livaniel Viveros Rosero, MSc.

Caracterización y diseños geotécnicos.

Ing. Luis José Parra Gómez

Ing. Daniel Alfonso Camargo Gonzales

Ing. Carlos Román Reina Leal

Estudio Geofísico.

Ing. Leonardo Quiñones Díaz

Geología.

Isabel Cristina Gómez Gutiérrez. PhD

Personal de laboratorio.

Laboratorio de suelos, IEI. Universidad Nacional de Colombia.

Ing. Angélica Marcela Orjuela Garzón

Aux. Juan Pablo Arévalo Rivera

Aux. Edgar Santiago Vargas Sepúlveda

Aux. Cesar Santiago Ramírez Rodríguez

Aux. Jhon Alexander Arteaga Caviedes

Laboratorista. Germán Andrés Peña León

Revisó

Prof. Julio Esteban Colmenares Montañez

Ing. Civil, MG, MSc, DIC, PhD.

C.C. 79.365.032

Mat. Prof: 25202-34402 CND

Caracterización y diseños geotécnicos.

Ing. Livaniel Viveros Rosero, MI-Geotecnia
C.C. 79.657.126
Mat. Prof: 25202-087052 CND

Ing. Daniel Alfonso Camargo González
C.C. 1.073.157.148
Mat. Prof: 25202-235611 CND

Ing. Luis José Parra Gómez
C.C. 1.032.450.826
Mat. Prof: 25202-303128 CND

Ing. Carlos Román Reina Leal
C.C. 1.032.445.165
Mat. Prof: 25202-301843 CND

Estudio Geofísico.

Ing. Leonardo Quiñones
C.C. 1.022.371.445
Mat. Prof: 25202-292575 CND

CONTENIDO

1	INTRODUCCIÓN.....	7
1.1	Objetivo.....	7
1.2	Alcance.....	7
2	GENERALIDADES DEL PROYECTO	8
2.1	Localización del área de estudio	8
2.2	Características del proyecto.....	8
2.2.1	Aula magna.	9
2.2.2	Aulario.....	11
2.2.3	Pabellón deportivo piscina y gimnasio.....	12
2.2.4	Características según NSR-10.....	12
3	INFORMACIÓN secundaria.....	14
3.1	Estudio de suelos, Coliseo UPC, Aguachica.....	14
3.1.1	Exploración geotécnica y ensayos de laboratorio.	14
3.1.2	Modelo geotécnico y diseños.	15
3.1.3	Características sísmicas.....	15
4	GEOMORFOLOGÍA Y GEOLOGÍA.....	16
4.1	Geomorfología	16
4.2	Geología	16
4.2.1	Geología local.....	16
4.2.2	Geología estructural.....	16
5	EXPLORACIÓN DEL SUBSUELO	18
5.1	Requerimientos mínimos según NSR -10.....	18
5.2	Exploración indirecta.	19
5.2.1	Estudios geofísicos.	19
5.2.2	Plan de exploración geofísica.....	19
5.2.3	Resultados.....	20
5.2.4	Determinación del tipo de perfil de suelo.	23
5.3	Conclusiones Estudio de Geofísica.....	25
5.4	Plan de exploración directa.	26
5.4.1	Metodología y localización	26
5.4.2	Resultados.....	28
5.5	Pruebas de campo.....	32
5.5.1	Densidad en campo.....	32

5.6	Pruebas de laboratorio	32
6	MODELO GEOTÉCNICO	33
6.1	Perfil estratigráfico.....	33
6.2	Propiedades físicas y mecánicas adoptadas.	34
6.3	Nivel freático.....	35
6.4	Evaluación del tipo de perfil del suelo para efectos locales.	35
7	ANÁLISIS DE CIMENTACIÓN.	37
7.1	Cimentación profunda mediante pilotes individuales.....	37
7.1.1	Capacidad de pilotes a compresión	37
7.1.2	Capacidad de pilotes a tracción	38
7.1.3	Asentamientos esperados para pilotes individuales.	43
7.1.4	Ábacos de diseño.	43
7.1.5	Capacidad lateral de pilas individuales.	53
7.2	Sistema placa-pilote.....	56
7.3	Cimentación superficial.....	56
7.3.1	Asentamientos de zapatas.	56
7.3.2	Capacidad portante de zapatas.	57
7.3.3	Resistencia al levantamiento de zapatas.	60
7.3.4	Coeficiente de reacción vertical para zapatas (Resortes de Winkler).	61
7.4	Muro de contención perimetral.....	61
7.5	Estabilidad de taludes temporales.....	62
7.6	Placas de contrapiso.	65
7.6.1	Metodología.....	65
7.6.2	Estructura recomendada	66
8	OBSERVACIONES FINALES	68
8.1	Tipo y nivel de cimentación.	68
8.2	Construcción de pilotes.....	68
8.3	Recomendaciones constructivas para placas de contrapiso.	69
8.3.1	Características geométricas de la losas de concreto hidráulico	69
8.3.2	Juntas	69
8.3.3	Sello de juntas	70
8.3.4	Materiales de construcción de la estructura de diseñada	70
8.3.5	Recomendaciones generales	70
9	LIMITACIONES	71
10	BIBLIOGRAFÍA.....	72

Lista de Figuras

Figura 1. Localización de la zona de construcción del proyecto. Tomada de Google Inc (Editada).	8
Figura 2. Distribución en planta y zonificación del proyecto.....	9
Figura 3. Esquemas en planta y perfil del Aula Magna.....	10
Figura 4. Esquemas en planta y perfil para el aulario y biblioteca.	11
Figura 5. Esquemas en planta y perfil del pabellón deportivo, el gimnasio y la piscina.....	12
Figura 6. Extracto del capítulo A.2.5.1 de la norma sismo-resistente colombiana Fuente: (CAPRCS, 2010)	13
Figura 7. Tabla A.2.5-1 de la norma sismo-resistente colombiana Fuente: (CAPRCS, 2010)	13
Figura 8. Tabla H.3.1-1 de la norma sismo-resistente colombiana Fuente: (CAPRCS, 2010)	13
Figura 9. Estratificación y muestreo del estudio Fuente: (Facultad de Ingeniería y Arquitectura, 2014)	14
Figura 10. Modelo geotécnico adoptado en el estudio Fuente: (Facultad de Ingeniería y Arquitectura, 2014).....	15
Figura 11. Mapa Geológico de Aguachica.....	17
Figura 12. Tabla H.3.2-1 de la norma sismo-resistente colombiana Fuente: (CAPRCS, 2010)	18
Figura 13. Extracto del numeral H.3.2.5 sub índice “d” de la norma sismo-resistente colombiana Fuente: (CAPRCS, 2010)	18
Figura 14. Ubicación de las líneas de geofísica en la zona del proyecto.	19
Figura 15. Perfil de velocidades para la línea sísmica 1 obtenida mediante la técnica de tomografía asumiendo aumento de la velocidad en profundidad.....	20
Figura 16. Perfil de velocidades para la línea sísmica 2 obtenida mediante la técnica de tomografía asumiendo aumento de la velocidad en profundidad.....	20
Figura 17. Curva de dispersión calculada para los datos obtenidos en la línea MASW-1.	21
Figura 18. Modelos de velocidad y densidad propuestos para la línea MASW-1.....	21
Figura 19. Curva de dispersión calculada para los datos obtenidos en la línea MASW-2.	22
Figura 20. Modelos de velocidad y densidad propuestos para la línea MASW-2.....	22
Figura 21. Comparación de perfiles de velocidad de onda S obtenidos en la zona de estudio	23
Figura 22. Estratigrafía sísmica a partir de correlación de series para la zona de estudios.	24
Figura 23. Comparación de los modelos de velocidad obtenidos en la línea MASW 1 y la línea LSR-1.	25
Figura 24. Comparación de los modelos de velocidad obtenidos en la línea MASW 2 y la línea LSR-2.	25
Figura 25. Exploración del terreno, apertura de trincheras.	26
Figura 26. Exploración del terreno, perforaciones mecánicas.	27
Figura 27. Ubicación de la exploración directa en el terreno.....	28
Figura 28. Resumen de resultados de trincheras parte I.	29
Figura 29. Resumen de resultados de trincheras parte II.	30
Figura 30. Resumen de resultados de exploración, perforaciones mecánicas.....	31
Figura 31. Tabla A.2.4-1 de la norma sismo resistente colombiana Fuente: (CAPRCS, 2010).....	35
Figura 32. Extracto del apéndice A-4 de la norma sismo resistente colombiana Fuente: (CAPRCS, 2010)	36
Figura 33. Tabla A.2.4-3 de la norma sismo resistente colombiana Fuente: (CAPRCS, 2010).....	36
Figura 34. Tabla A.2.4-4 de la norma sismo resistente colombiana Fuente: (CAPRCS, 2010).....	36

Figura 35. Capacidad de carga admisible de los pilotes individuales.	40
Figura 36. Capacidad a tracción de pilotes individuales.	42
Figura 37. Abaco de diseño para pilas a 15 metros de profundidad.	43
Figura 38. Abaco de diseño para pilotes a 20 metros de profundidad.....	44
Figura 39. Abaco de diseño para pilotes a 25 metros de profundidad.....	44
Figura 40. Asentamientos esperados en m para pilotes de diámetro 0.8 m.....	45
Figura 41. Asentamientos esperados en m para pilotes de diámetro de 0.9 m.....	46
Figura 42. Asentamientos esperados en m para pilotes de diámetro de 1.0 m.....	47
Figura 43. Asentamientos esperados en m para pilotes de diámetro de 1.1 m.....	48
Figura 44. Asentamientos esperados en m para pilotes de diámetro de 1.2 m.....	49
Figura 45. Asentamientos esperados en m para pilotes de diámetro de 1.3 m.....	50
Figura 46. Asentamientos esperados en m para pilotes de diámetro de 1.4 m.....	51
Figura 47. Asentamientos esperados en m para pilotes de diámetro de 1.5 m.....	52
Figura 48. Carga lateral última admisible en kN para un factor de excentricidad de 0,0.....	54
Figura 49. Carga lateral última admisible en kN para un factor de excentricidad de 1,0.....	55
Figura 50. Carga lateral última admisible en kN para un factor de excentricidad de 2,0.....	56
Figura 51. Carga máxima admisible por asentamientos en función de la longitud (L) y el ancho de la zapata (B) para un asentamiento critico de 5cm.	58
Figura 52. Carga máxima admisible por asentamientos en función de la longitud (L) y el ancho de la zapata (B) para un asentamiento critico de 7cm.	58
Figura 53. Capacidad portante por asentamientos en función de la longitud (L) y el ancho de la zapata (B) para un asentamiento critico de 5cm.....	59
Figura 54. Capacidad portante por asentamientos en función de la longitud (L) y el ancho de la zapata (B) para un asentamiento critico de 7cm.	59
Figura 55. Capacidad admisible por extracción de zapatas en función de la longitud (L) y el ancho de la zapata (B) para una profundidad de cimentación, de 1,9 m bajo el nivel natural del terreno.....	60
Figura 56. Capacidad admisible por extracción de zapatas en función de la longitud (L) y el ancho de la zapata (B) para una profundidad de cimentación, de 2,4 m bajo el nivel natural del terreno.....	60
Figura 57. Coeficientes de reacción vertical para zapatas rectangulares a 1.5 m de profundidad.	61
Figura 58. Diagrama de presiones laterales contra muros en voladizo.....	62
Figura 59. Análisis Estático de excavación. Vertical. Sin sobrecarga.	63
Figura 60. Análisis Estático de excavación. 0,5H;1V. Sin sobrecarga.....	64
Figura 61. Análisis Estático de excavación. Vertical. Sin sobrecarga.	64
Figura 62. Análisis Estático de excavación. 0,5H;1V. Sin sobrecarga.....	65
Figura 63. Esquema de las estructuras	67

Lista de Tablas

Tabla 1. Características generales de las edificaciones del proyecto.	8
Tabla 2. Resumen de propiedades del subsuelo Fuente: (Facultad de Ingeniería y Arquitectura, 2014)	15
Tabla 3. Determinación del tipo de perfil de suelo por velocidad de onda de corte.	24
Tabla 4. Coordenadas planas de ubicación de los trabajos de exploración.	27
Tabla 5. Resumen de resultados de densidades en campo.	32
Tabla 6. Resumen de ensayos de laboratorio.....	32
Tabla 7. Modelo geotécnico para la zona 1 del proyecto.....	33

Tabla 8. Modelo geotécnico para la zona 2 del proyecto.....	33
Tabla 9. Modelo geotécnico para la zona 3 del proyecto.....	33
Tabla 10. Materiales encontrados en la zona de estudio.....	34
Tabla 11. Resumen de las propiedades físicas de los materiales adoptadas.....	34
Tabla 12. Resumen de las propiedades mecánicas de los materiales adoptadas.....	34
Tabla 13. Capacidad admisible de pilotes según diámetro y profundidad. (Pilotes individuales).....	39
Tabla 14. Capacidad a tracción de pilotes según diámetro y profundidad. (Pilotes individuales).....	41
Tabla 15. Asentamientos esperados en m para pilotes de diámetro 0.8 m.....	45
Tabla 16. Asentamientos esperados en m para pilotes de diámetro 0.9 m.....	46
Tabla 17. Asentamientos esperados en m para pilotes de diámetro 1.0 m.....	47
Tabla 18. Asentamientos esperados en m para pilotes de diámetro 1.1 m.....	48
Tabla 19. Asentamientos esperados en m para pilotes de diámetro 1.2 m.....	49
Tabla 20. Asentamientos esperados en m para pilotes de diámetro 1.3 m.....	50
Tabla 21. Asentamientos esperados en m para pilotes de diámetro 1.4 m.....	51
Tabla 22. Asentamientos esperados en m para pilotes de diámetro 1.5 m.....	52
Tabla 23. Carga lateral última admisible en kN para un factor de excentricidad de 0,0 parte I.....	53
Tabla 24. Carga lateral última admisible en kN para un factor de excentricidad de 0,0 parte II.....	53
Tabla 25. Carga lateral última admisible en kN para un factor de excentricidad de 1,0 parte I.....	54
Tabla 26. Carga lateral última admisible en kN para un factor de excentricidad de 1,0 parte II.....	54
Tabla 27. Carga lateral última admisible en kN para un factor de excentricidad de 2,0 parte I.....	55
Tabla 28. Carga lateral última admisible en kN para un factor de excentricidad de 2,0 parte II.....	55
Tabla 29. Resumen análisis de estabilidad de taludes.....	65
Tabla 30. Estructura recomendada para placas de contrapiso.....	67

1 INTRODUCCIÓN

El presente informe geotécnico fue realizado para la ampliación del campus de la Universidad Popular del Cesar, seccional Aguachica, en el lote propiedad de la universidad localizado en el casco urbano de dicho municipio. Se presentan los avances tanto en exploración geotécnica como en definición del modelo geológico-geotécnico para el proyecto, además de cálculos y ábacos de diseño para las estructuras de cimentación.

1.1 Objetivo

Dar a conocer el avance del estudio de geotecnia correspondiente a la ampliación del campus de la Universidad Popular del Cesar, seccional Aguachica, con el fin de que las diferentes especialidades involucradas en el proyecto apliquen la información preliminar sobre las características físico-mecánicas del subsuelo y la recomendación de cimentación.

1.2 Alcance

Este memorando técnico abarca los siguientes resultados:

- Generalidades del proyecto.
- Recopilación de información secundaria.
- Características geológicas.
- Resultados de la exploración del subsuelo.
- Modelo geotécnico.
- Análisis de cimentación (capacidad portante y asentamientos de zapatas y pilas).
- Recomendaciones constructivas preliminares.
- Observaciones finales.

2 GENERALIDADES DEL PROYECTO

2.1 Localización del área de estudio

El proyecto se desarrolla dentro del casco urbano del municipio de Aguachica en el departamento del Cesar, Colombia, en el lote de la Universidad Popular del Cesar con dirección KR 40 vía al mar. El área de estudio se encuentra centrado en las coordenadas geográficas N 8.315256, E -73.594829 y entre las coordenadas planas N 1'411.000 y 1'411.500 y E 1'052.900 y 1'053.400, con una altura aproximada de 190 metros sobre el nivel del mar. La extensión del estudio es de 7.77 Ha y presenta un clima tropical con temperaturas medias de aproximadamente 28°C y precipitación media anual de 1835 mm.

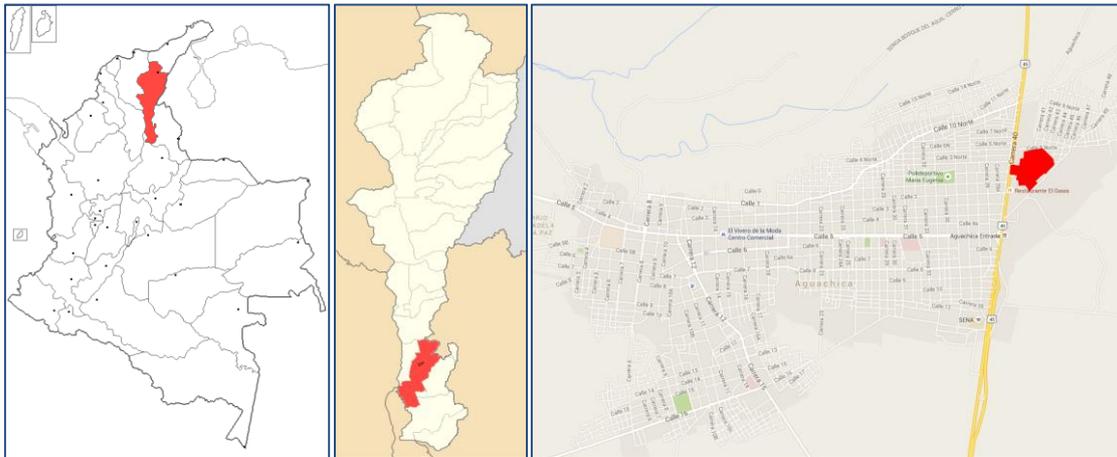


Figura 1. Localización de la zona de construcción del proyecto. Tomada de Google Inc (Editada).

2.2 Características del proyecto.

El proyecto arquitectónico a ser implantado consiste en siete edificaciones de diferentes usos, áreas y alturas, según se resume en la Tabla 1.

Edificio	Área (m ²)	Altura (m)	No de pisos
Aula Magna	3800	8,0	2
Edificio de servicios generales	360	3,5	1
Aulario y biblioteca	6950	17,0	5
Pabellón deportivo	2030	3,0	2
Gimnasio	760	3,0	1
Edificio de servicios de piscina y piscina	520	3,0	1
Graderías	165	3,0	1

Tabla 1. Características generales de las edificaciones del proyecto.

Estas edificaciones se distribuyen a través del lote de la universidad, según se muestra en la Figura 2. Para propósitos prácticos del estudio, se agruparán las estructuras en tres grupos funcionales:

- Grupo 1: Compuesto por el aula magna y el edificio de servicios generales.
- Grupo 2: Compuesto por la biblioteca y el aulario en la zona central del lote.

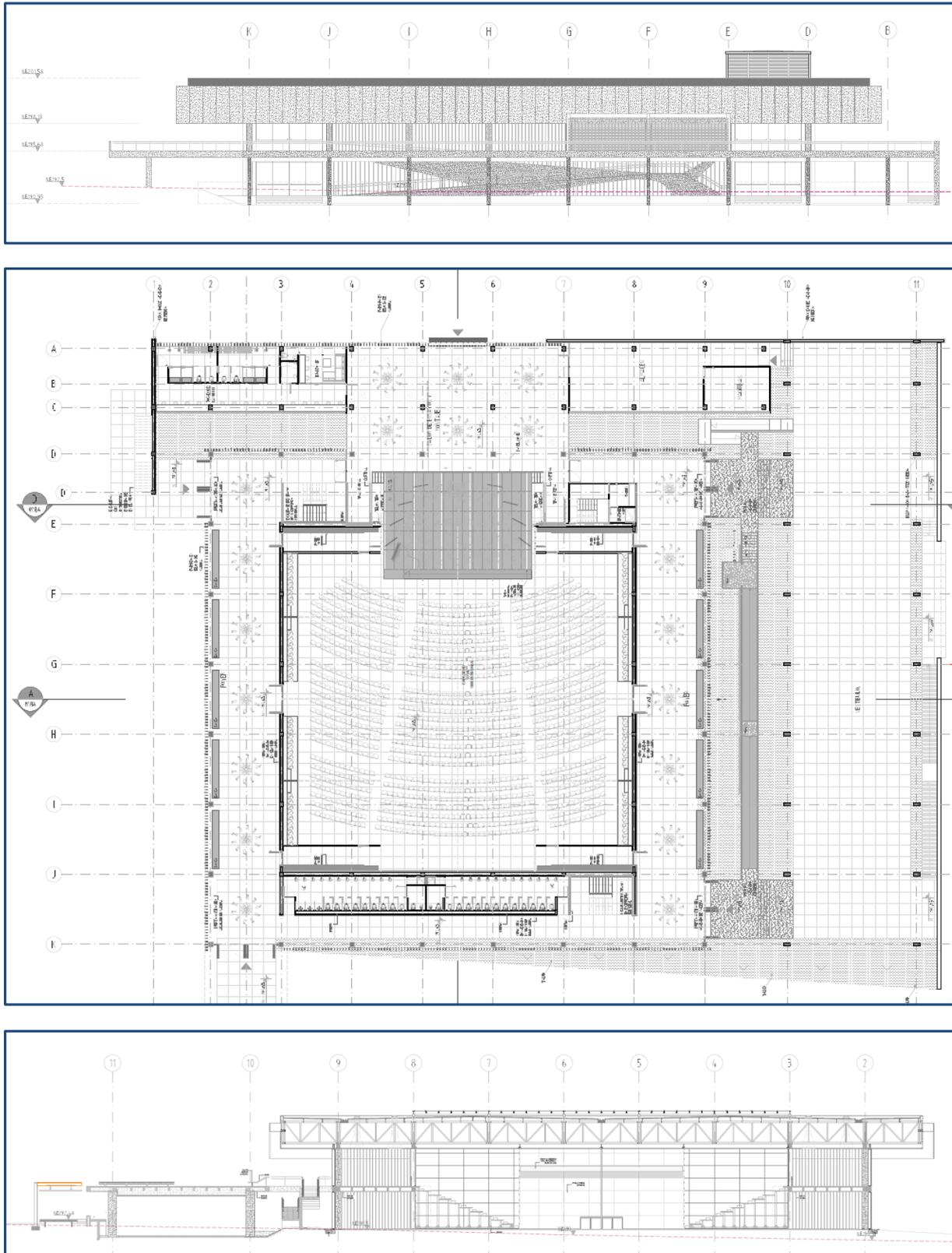


Figura 3. Esquemas en planta y perfil del Aula Magna.

2.2.2 Aulario.

El aulario y la biblioteca se encuentran concentrados dentro de una sola estructura general, con 5 niveles de altura. La estructura se caracteriza por una edificación de dos pisos de altura que discurre con orientación norte-sur, sobre la cual (conservando una altura libre) se apoyan cuatro módulos de aulas de dos pisos de altura y dos apoyos en los extremos que se ubican en dirección este-oeste.

Lo apoyos principales de la estructura se proyectan en concreto, soportando estructura metálica en los entrepisos de grandes luces. Las características generales en planta y perfil del edificio se observan en la Figura 4.

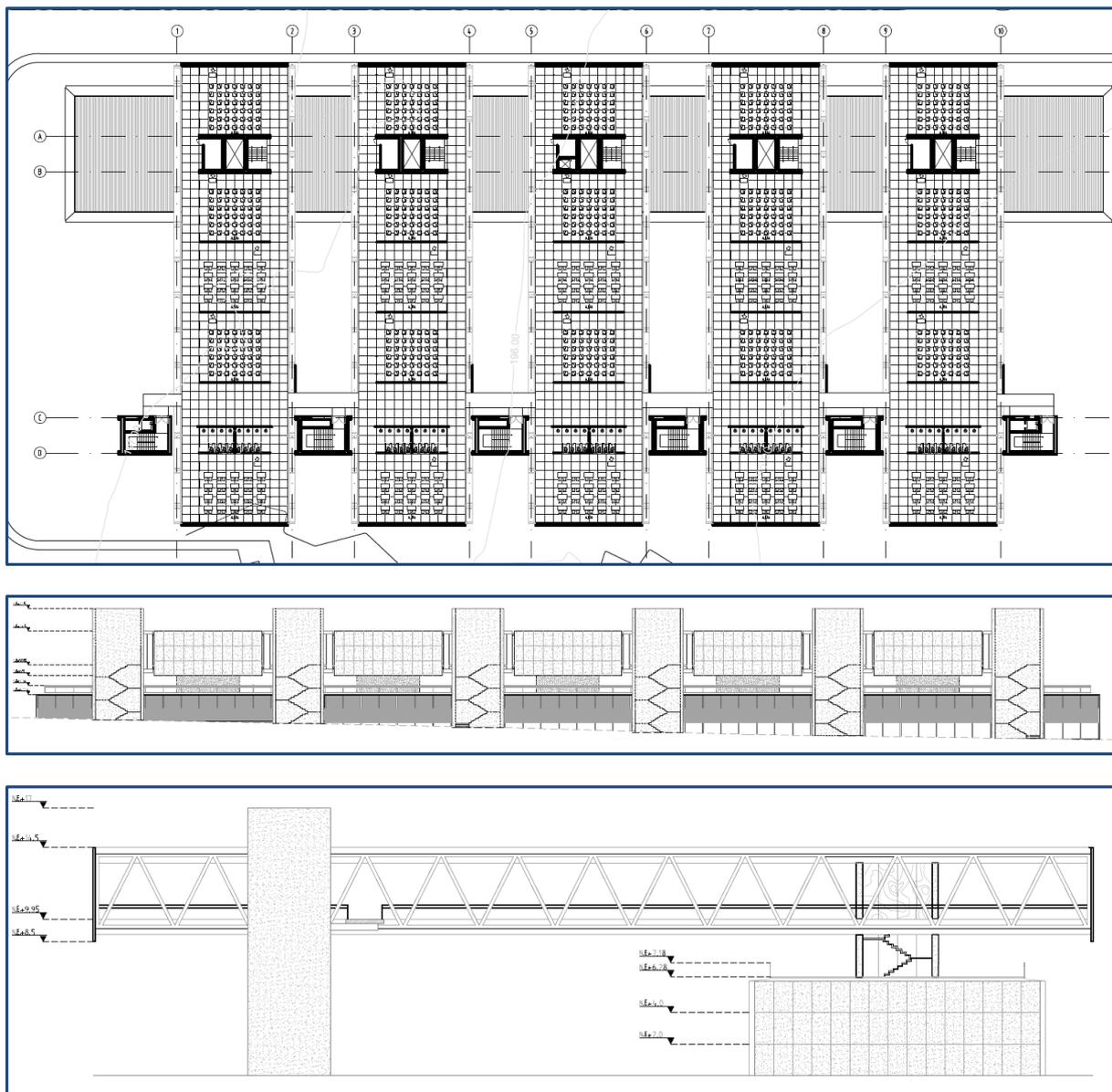


Figura 4. Esquemas en planta y perfil para el aulario y biblioteca.

2.2.3 Pabellón deportivo piscina y gimnasio.

La zona deportiva de la universidad consiste en una cubierta metálica, de proporciones similares a la del Aula Magna, acompañada de cubiertas metálicas menores para el gimnasio y una edificación de baja complejidad y altura para la zona de camerinos del área de piscinas. La distribución en planta y corte de las edificaciones puede consultarse en la Figura 5.

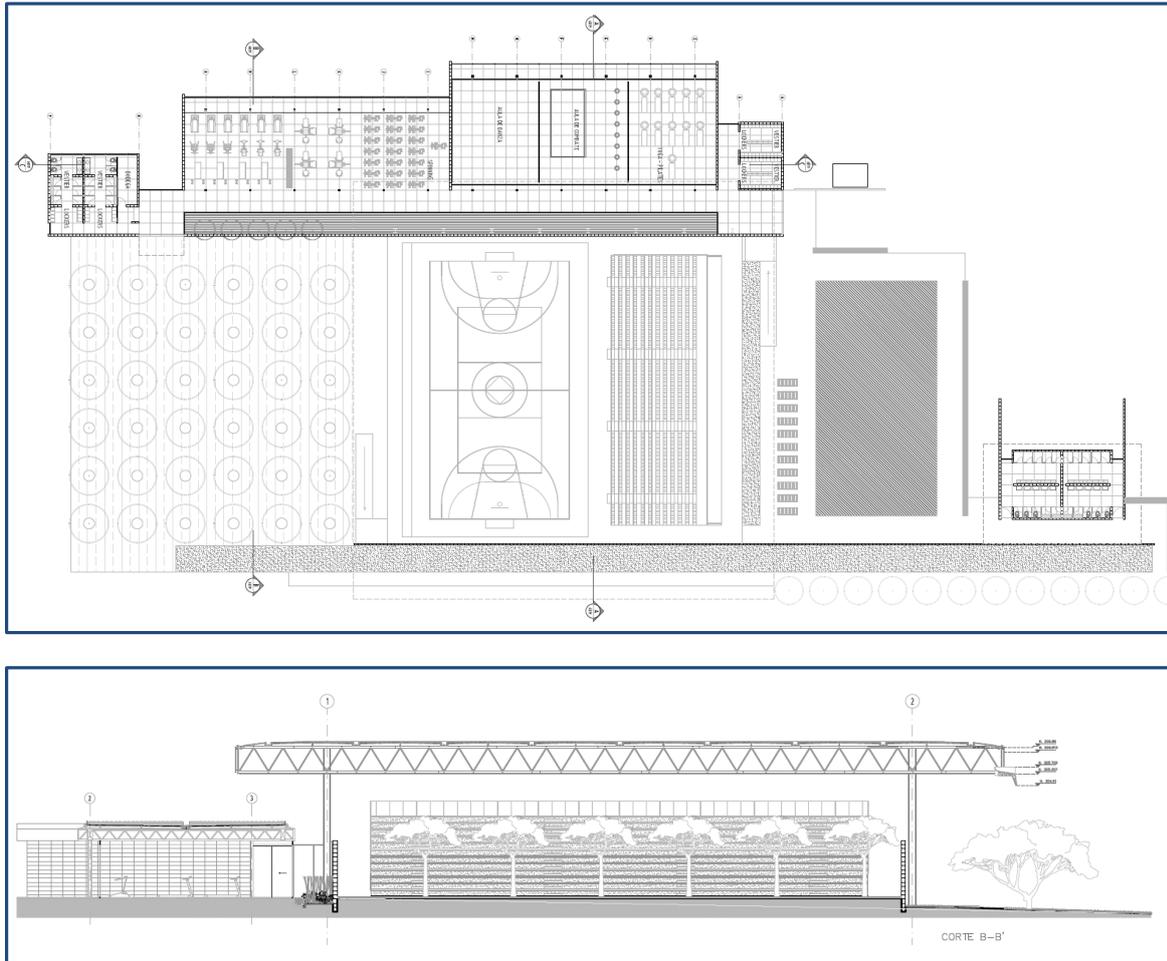


Figura 5. Esquemas en planta y perfil del pabellón deportivo, el gimnasio y la piscina.

2.2.4 Características según NSR-10

Obedeciendo al uso educativo y universitario de las instalaciones, el nivel de importancia de la edificación puede definirse según el numeral A.2.5.1 de la norma sismo resistente colombiana (CAPRCS, 2010).

A.2.5.1.2 — Grupo III — Edificaciones de atención a la comunidad — Este grupo comprende aquellas edificaciones, y sus accesos, que son indispensables después de un temblor para atender la emergencia y preservar la salud y la seguridad de las personas, exceptuando las incluidas en el grupo IV. Este grupo debe incluir:

- (a) Estaciones de bomberos, defensa civil, policía, cuarteles de las fuerzas armadas, y sedes de las oficinas de prevención y atención de desastres,
- (b) Garajes de vehículos de emergencia,
- (c) Estructuras y equipos de centros de atención de emergencias,
- (d) Guarderías, escuelas, colegios, universidades y otros centros de enseñanza,**
- (e) Aquellas del grupo II para las que el propietario desee contar con seguridad adicional, y
- (f) Aquellas otras que la administración municipal, distrital, departamental o nacional designe como tales.

Figura 6. Extracto del capítulo A.2.5.1 de la norma sismo-resistente colombiana Fuente: (CAPRCS, 2010)

Lo que clasifica el proyecto en el grupo estructural número tres (III). A partir del mismo reglamento, el coeficiente de importancia para las edificaciones se define según la tabla A.2.5-1 con un valor de 1.25.

Tabla A.2.5-1
Valores del coeficiente de importancia, I

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

Figura 7. Tabla A.2.5-1 de la norma sismo-resistente colombiana Fuente: (CAPRCS, 2010)

Adicionalmente, según las especificaciones de altura del proyecto, las edificaciones pueden clasificarse según la tabla H.3.1-1 de la norma.

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

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

Figura 8. Tabla H.3.1-1 de la norma sismo-resistente colombiana Fuente: (CAPRCS, 2010)

Según el número de niveles todas las estructuras en la zona 1 y 3 del proyecto se clasifican dentro de la categoría Baja. No obstante, para el análisis del bloque estructural de la zona 2 del proyecto, es necesario tener en cuenta su característica particular de apoyos y exigencias de servicio. Una valoración preliminar de las cargas en la estructura arrojó que, debido a la presencia de solo dos apoyos, éstas pueden superar los 8000 KN clasificando a la edificación como especial.

3 INFORMACIÓN SECUNDARIA.

A partir de una recopilación de la información secundaria asociada a estudios anteriores en la zona, se encontró un estudio de suelos anterior, el cual se resume a continuación.

3.1 Estudio de suelos, Coliseo UPC, Aguachica.

Se realizó una revisión del documento “ES-RC-COLICEO-UPC.pdf” con título “ESTUDIO DE SUELOS Y RECOMENDACIONES DE CIMENTACIÓN PARA LA CONSTRUCCIÓN DE UN COLISEO EN LA UNIVERSIDAD POPULAR DEL CESAR EN EL MUNICIPIO DE AGUACHICA-CESAR” (Facultad de Ingeniería y Arquitectura, 2014) realizado por la dirección de investigación y extensión de la facultad de ingeniería y arquitectura de la Universidad Nacional de Colombia, sede Medellín en abril de 2014. Dicho informe se realizó con miras a la construcción de una placa en concreto con graderías, baños, oficinas y camerinos construidos en pórticos estructurales y una cubierta en estructura metálica que conformarán el coliseo de la Universidad Popular del Cesar (seccional Aguachica).

3.1.1 Exploración geotécnica y ensayos de laboratorio.

La campaña de exploración realizada en ese momento adelanto 2 perforaciones mecánicas de 8 metros de profundidad y 2 apiques manuales de 1 metro de profundidad. De esta exploración se extrajeron muestras alteradas e inalteradas, con la ejecución de ensayos en campo tipo SPT. Adicionalmente en el laboratorio se realizaron ensayos de contenido de agua natural, límites de Atterberg, granulometría, peso unitario y corte directo. A continuación, en la Figura 9 se presenta un resumen de las perforaciones realizadas y en la Tabla 2 los resultados de laboratorio extraídos directamente del estudio (Facultad de Ingeniería y Arquitectura, 2014).

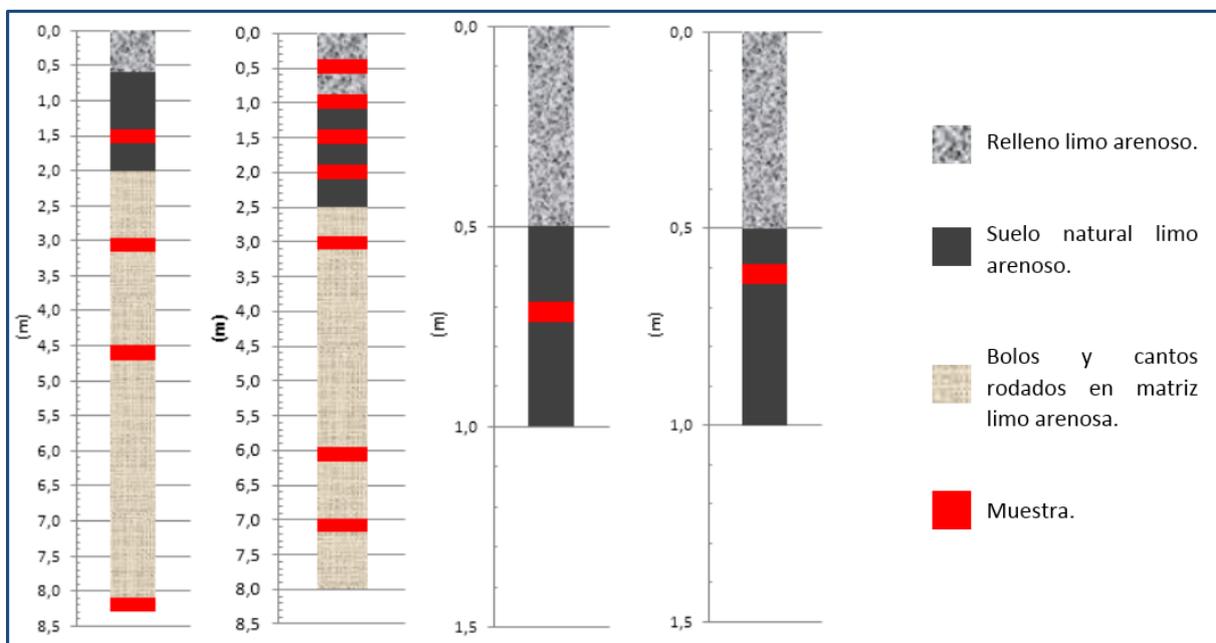


Figura 9. Estratificación y muestreo del estudio Fuente: (Facultad de Ingeniería y Arquitectura, 2014)

SONDEO	MUESTRA	PROF m	Peso Unitario Seco KN/m ³	Peso Unitario Húmedo KN/m ³	Humedad Natural W %	Límite Líquido W _{LL} %	Límite Plástico W _{LP} %	Índice de Plasticidad IP %	Cohesión (C) Kpa	Ángulo de fricción (φ) °	Clasificación S.U.C.S.
1	1	1,50	15,11	18,53					29,69	34	
2	1	0,50	14,23	16,82					60,59	34	
	4	2,00	15,72	18,46					50,95	26	
	5	3,00	15,74	18,70					40,20	27	
	6	6,00	15,37	18,49	20,30	43,70	25,50	18,20	3,39	16	SC
3	1	0,70	15,45	18,35	18,90	40,30	32,70	7,60	30,74	32	SM
4	1	0,60	14,23	16,82					60,59	25	

Tabla 2. Resumen de propiedades del subsuelo Fuente: (Facultad de Ingeniería y Arquitectura, 2014)

Los ensayos son en mayor medida de caracterización física y los ensayos de corte se concentran hacia la superficie.

3.1.2 Modelo geotécnico y diseños.

El modelo geotécnico utilizado para los cálculos, así como las propiedades mecánicas establecidas, se presentan a continuación en la Figura 10.

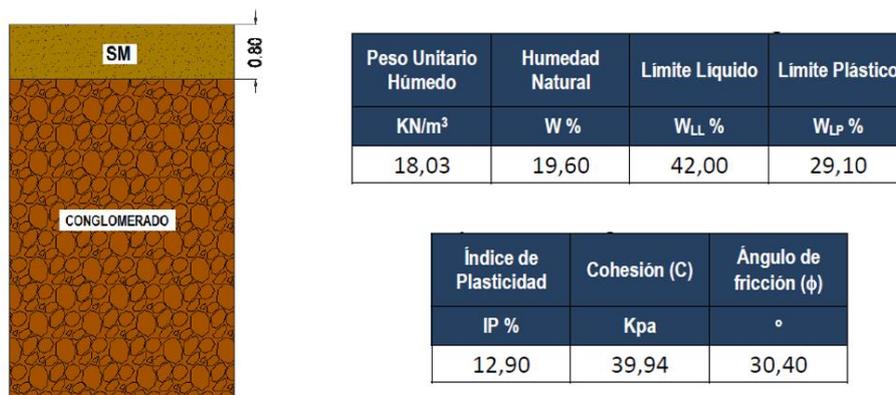


Figura 10. Modelo geotécnico adoptado en el estudio Fuente: (Facultad de Ingeniería y Arquitectura, 2014)

Con base en esto, se diseñaron cimentaciones superficiales tipo zapatas de diferentes dimensiones y capacidades portantes, así como pilas de 6 metros de profundidad actuando ante cargas axiales y laterales. Adicionalmente se realizaron recomendaciones constructivas para las labores de construcción y excavación.

3.1.3 Características sísmicas.

Por último, el tipo de perfil del suelo de la zona en estudio fue evaluado haciendo uso de los resultados de los ensayos de SPT en campo. La velocidad de onda de corte resultante de estos ensayos es de 316.03 m/s, lo que clasificó el terreno como un tipo de perfil C: perfil del suelo muy denso o roca blanda de acuerdo con la tabla A.2.4-1 de la NSR-10.

4 GEOMORFOLOGÍA Y GEOLOGÍA

4.1 Geomorfología

El municipio de Aguachica se encuentra ubicado en las estribaciones de la Serranía de los Motilones sobre el Valle Medio del Magdalena. Es un área de planicies y colinas suaves y redondeadas. El drenaje de la zona va en dirección al Río Magdalena (Memoria Plancha 75 - SGC, 1995).

4.2 Geología

4.2.1 Geología local

Aguachica se encuentra adyacente al mayor de los abanicos aluviales del grupo de Abanicos del mismo nombre. Estos aluviones son depósitos de piedemonte del Cuaternario de 100m a 150m de espesor que forman mesetas basculadas hacia el SW (Memoria Plancha 75 - SGC, 1995). El área de la Cede de la UPC se encuentra sobre depósitos de conos y terrazas aluviales de piedemonte del cuaternario, más jóvenes que los Abanicos de Aguachica. Tienen un espesor estimado de 200m. Estos materiales están compuestos de gravas, arenas y lodos. Siendo las granulometrías más gruesas en las cercanías del piedemonte y las más finas en las zonas topográficas más bajas. La Figura 11 muestra el mapa geológico del municipio de Aguachica, Cesar (Plancha 75 del SGC, 1992).

El Neogeno (Terciario) está representado por arcillolitas arenosas abigarradas y no aflora en el área. Estas rocas están cubiertas por los depósitos cuaternarios ya descritos. Según la columna encontrada en el Pozo 75-IV-D-030 Aguachica 1 del Ingeominas (SGC, 2003) a 252m de profundidad se siguen encontrando depósitos cuaternarios de los abanicos aluviales ya descritos.

Hacia el piedemonte se encuentran rocas sedimentarias del Cretácico y sedimentarias e ígneas del Jurásico. Por lo tanto, es de esperar que los clastos de los depósitos del cuaternario estén asociados a estas formaciones geológicas.

4.2.2 Geología estructural

Fallas de carácter inverso afloran en la Serranía de los Motilones al NE del municipio (líneas continuas en el mapa de la Figura 11). Estas fallas afectan rocas del Cretácico y Jurásico.

El municipio está cruzado por fallas geológicas cubiertas (líneas punteadas en el mapa). Según la Plancha 75 del SGC estas fallas afectan rocas del Neógeno pero no depósitos del cuaternario (Plancha 75 del SGC, 1992).

La existencia de fallamiento en los depósitos del cuaternario y su aplicación al análisis de amenaza sísmica de la zona, puede fundamentarse en el Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10. En este respecto, la NSR-10 ubica al municipio de Aguachica en la zona de amenaza sísmica baja, en la Región 3. Así, Aa y Av son 0.15g.

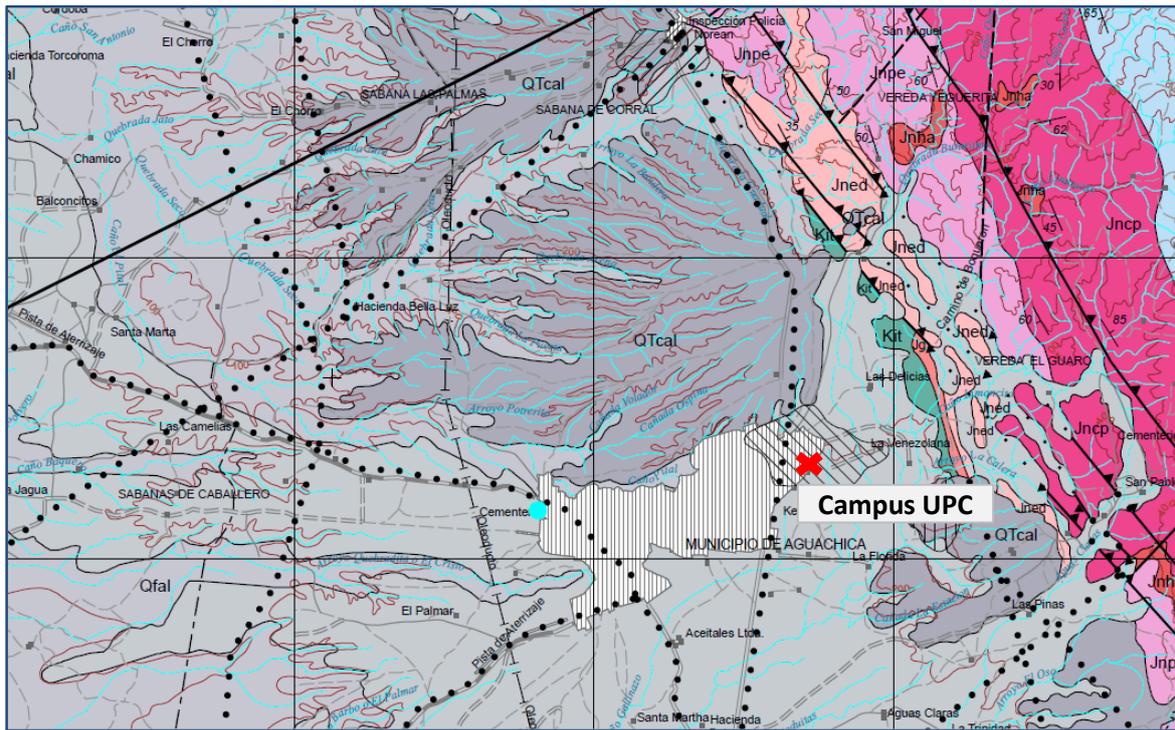


Figura 11. Mapa Geológico de Aguachica

5 EXPLORACIÓN DEL SUBSUELO

A continuación, se describe la exploración geotécnica directa e indirecta realizada en el terreno y se resumen sus resultados, así como los requisitos impuestos por la norma sismo-resistente vigente.

5.1 Requerimientos mínimos según NSR -10.

Según la norma sismo-resistente NSR-10 en su sección 3.1. Unidad de construcción, el presente proyecto queda definido como seis unidades de construcción de categoría baja y una gran estructura de características especiales según la tabla H.3.1-1. Para este tipo de construcciones la cantidad y profundidad mínima de los sondeos se presenta en la tabla H.3.2-1 así como en los incisos H.3.2.3 y H.3.2.4, la tabla se presenta a continuación.

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

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

Figura 12. Tabla H.3.2-1 de la norma sismo-resistente colombiana Fuente: (CAPRCS, 2010)

Lo que implica la necesidad de realizar tres sondeos con una profundidad mínima de 6 metros con por lo menos el 50% de los mismos dentro del área de cada unidad constructiva en el caso de las unidades de categoría baja y cinco sondeos de 30 metros de profundidad en el área de la edificación especial.

No obstante, teniendo en cuenta la geología regional y la información secundaria recopilada, se espera la presencia de materiales coluviales de alta competencia y bloques grandes en el terreno. En el caso de existir estos materiales la norma sismo resistente presenta modificaciones a las profundidades en el numeral H.3.2.5 sub índice d (CAPRCS, 2010):

- (d) En los casos donde se encuentre roca firme, o aglomerados rocosos o capas de suelos firmes asimilables a rocas, a profundidades inferiores a las establecidas, el 50% de los sondeos deberán alcanzar las siguientes penetraciones en material firme (material designado como A, B o C en la Tabla A.2.4.4-1 del Título A de este Reglamento.), de acuerdo con la categoría de la unidad de construcción:
- Categoría Baja: los sondeos pueden suspenderse al llegar a estos materiales;
 - Categoría Media, penetrar un mínimo de 2 metros en dichos materiales, o dos veces el diámetro de los pilotes en éstos apoyados;
 - Categoría Alta y Especial, penetrar un mínimo de 4 metros o 2.5 veces el diámetro de pilotes respectivos, siempre y cuando se verifique la continuidad de la capa o la consistencia adecuada de los materiales y su consistencia con el marco geológico local.

Figura 13. Extracto del numeral H.3.2.5 sub índice “d” de la norma sismo-resistente colombiana Fuente: (CAPRCS, 2010)

El caso es aplicable al terreno teniendo en cuenta que la caracterización geofísica arroja un tipo de terreno C según la tabla A.2.4.4-1 del reglamento, como se presentará en numerales siguientes. Teniendo en cuenta que el material coluvial se encuentra con propiedad desde los dos metros de profundidad, el alcance de las trincheras garantizan el cumplimiento del reglamento en las edificaciones de baja complejidad y las perforaciones mecánicas garantizan con holgura que se

constate la presencia continua de materiales duros y que las longitudes mínimas (aun contemplando grandes pilas) sean cumplidas en el caso de estructuras especiales.

5.2 Exploración indirecta.

5.2.1 Estudios geofísicos.

La exploración geofísica realizada para el proyecto “Estudio de suelos para la ampliación del campus de la Universidad Popular del Cesar – sede Aguachica, tiene como objetivo principal determinar el tipo de perfil de suelo de acuerdo a la clasificación NEHRP y adoptada por el Reglamento Colombiano de Normas Sismo Resistentes – NSR-10 para la evaluación de la amenaza sísmica por medio del parámetro V_{S30}

5.2.2 Plan de exploración geofísica.

El programa de exploración consistió en la ejecución de 2 líneas MASW y 2 Líneas de refracción sísmica dispuestas de acuerdo a la implantación de las edificaciones propuestas de la forma indicada en la Figura 14.



Figura 14. Ubicación de las líneas de geofísica en la zona del proyecto.

5.2.3 Resultados.

Los datos obtenidos en la inversión sísmica de los datos de refracción muestran velocidades que varían desde los 300 m/s y 2300 m/s y se pueden distinguir tres interfaces; la primera aparece entre los 1 y 2m para ambas secciones y separa dos tipos de sedimentos no consolidados. La siguiente interfase se ubica para la línea LSR-1 entre los 4 y 5 metros mientras que para la línea LSR-2 entre los 2 y 4, y la tercera interfaz se presenta para la primera línea sísmica entre los 8 y 10 m. Para la segunda se presenta entre los 10 y 12m de profundidad. Las siguientes figuras muestran los perfiles de velocidad para las dos líneas sísmicas.

Línea LSR -1

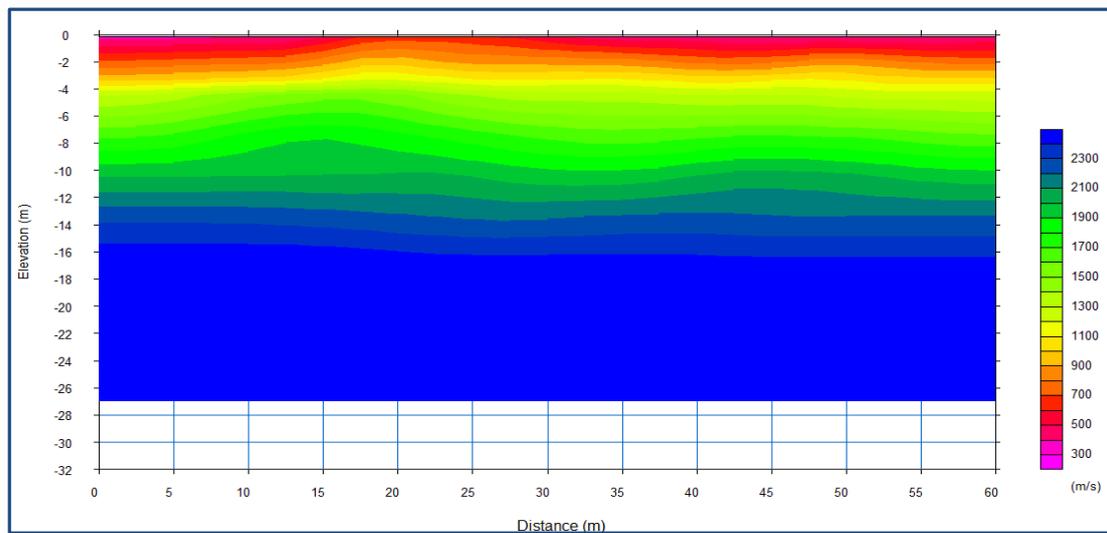


Figura 15. Perfil de velocidades para la línea sísmica 1 obtenida mediante la técnica de tomografía asumiendo aumento de la velocidad en profundidad.

Línea LSR -2

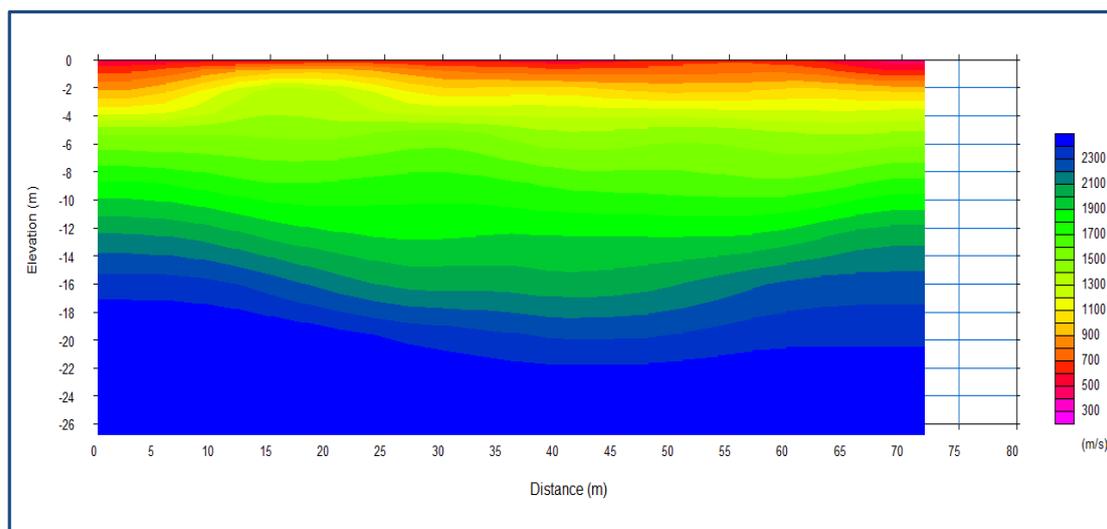


Figura 16. Perfil de velocidades para la línea sísmica 2 obtenida mediante la técnica de tomografía asumiendo aumento de la velocidad en profundidad.

Línea MASW – 1

La curva de dispersión obtenida para la línea MASW-1 se presenta en la Figura 17, en esta se observa que las velocidades de fase recuperadas se encuentran entre los 250 y 600 m/s aproximadamente. Realizando la inversión sísmica, el modelo del subsuelo que mejor aproxima este comportamiento se muestra en la Figura 18 de modelos de velocidad y densidad. El modelo propone una distribución de velocidades que aumenta con la profundidad.

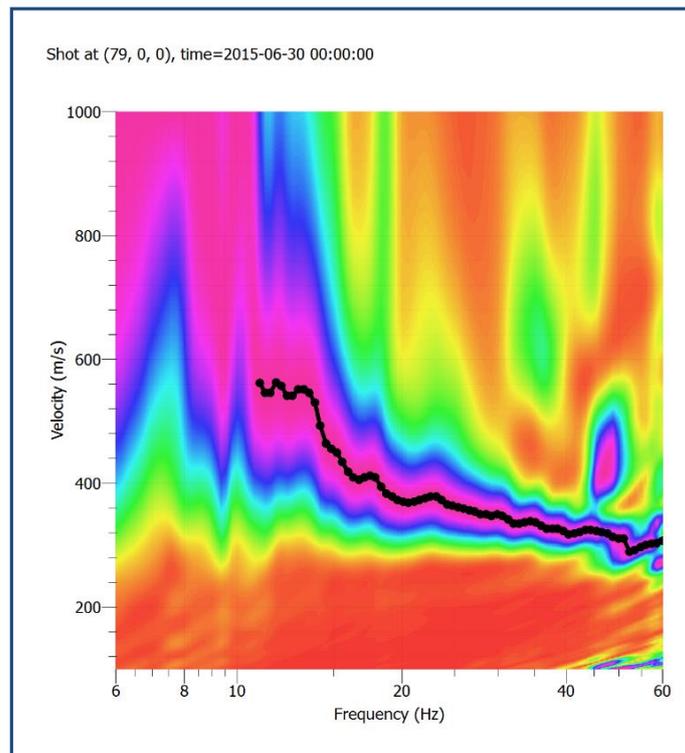


Figura 17. Curva de dispersión calculada para los datos obtenidos en la línea MASW-1.

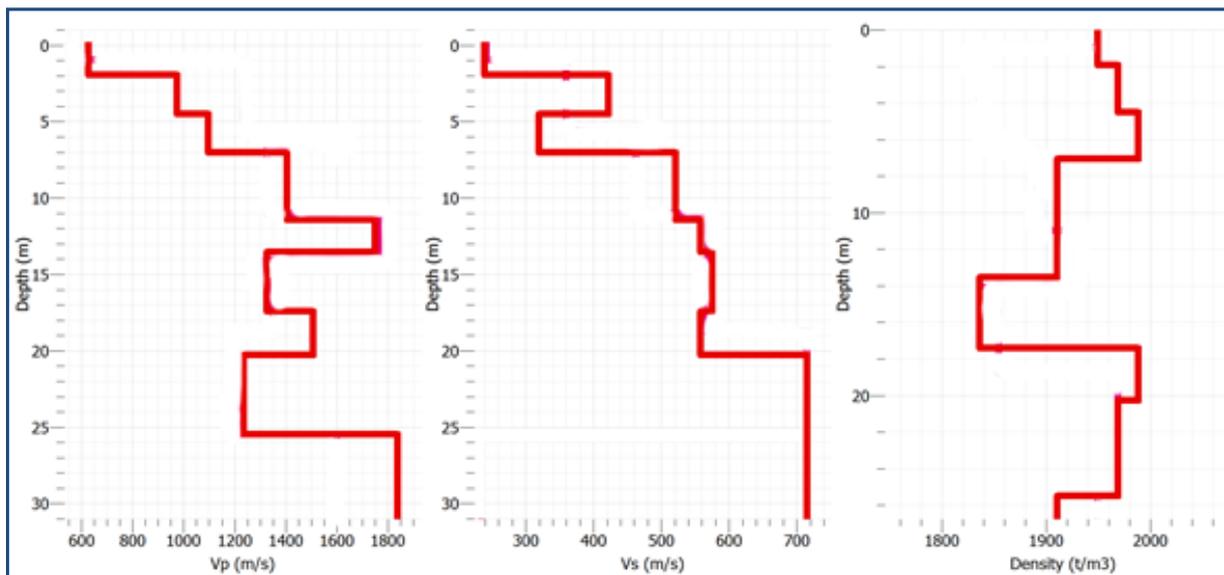


Figura 18. Modelos de velocidad y densidad propuestos para la línea MASW-1.

Línea MASW – 2

De la misma forma para la línea MASW-2 se recuperan velocidades que se encuentran en el rango de 300 y 600 m/s indicando que los materiales existentes en esta locación son similares a los mapeados por la línea MASW-1. El modelo propuesto para el sector de la línea MASW-2 se presenta en la Figura 20.

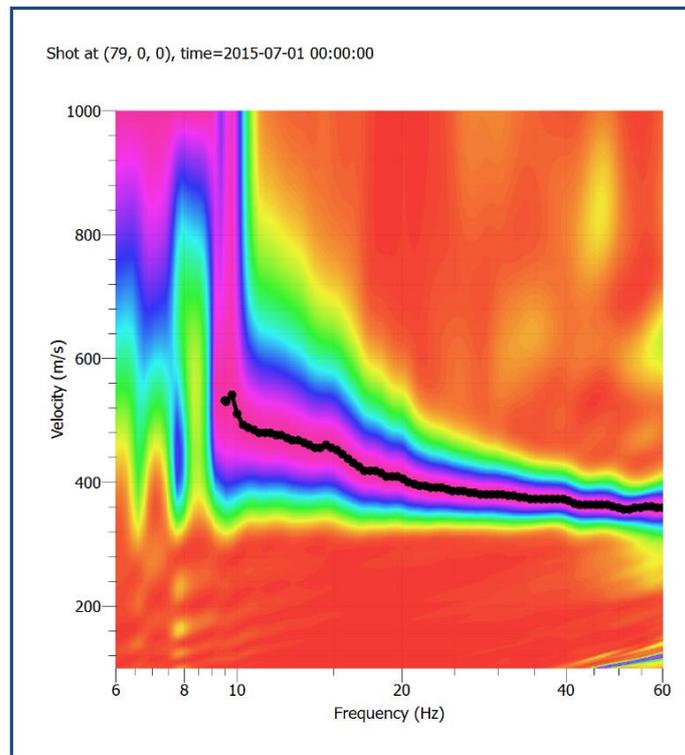


Figura 19. Curva de dispersión calculada para los datos obtenidos en la línea MASW-2.

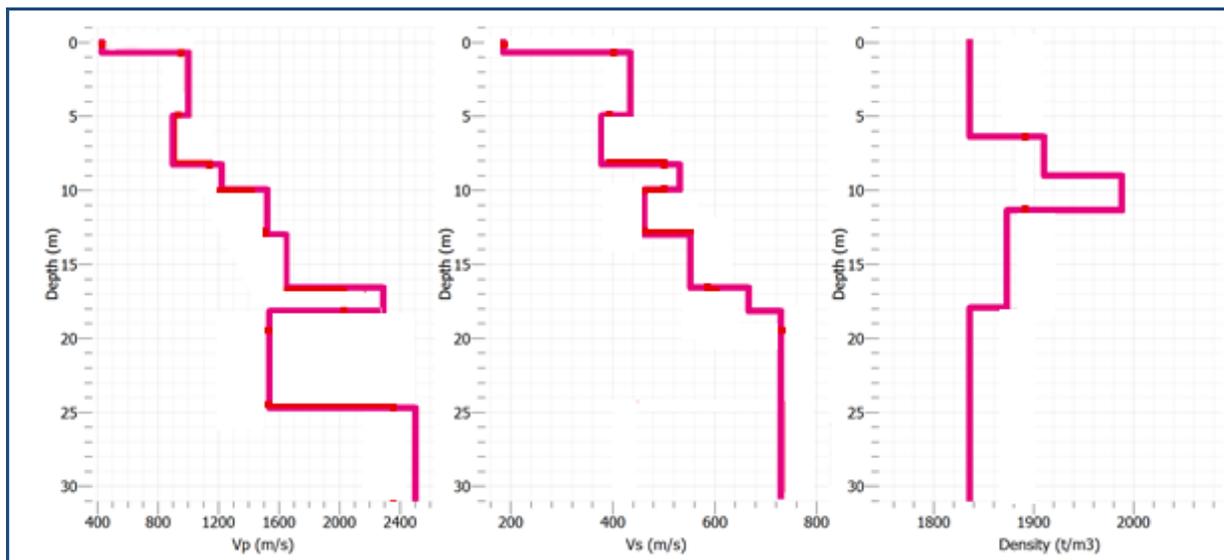


Figura 20. Modelos de velocidad y densidad propuestos para la línea MASW-2.

5.2.4 Determinación del tipo de perfil de suelo.

La Figura 21 muestra la comparación de los perfiles de velocidades obtenidos para las distintas líneas MASW realizadas en la zona de estudio y se observa la correspondencia en los valores de velocidad.

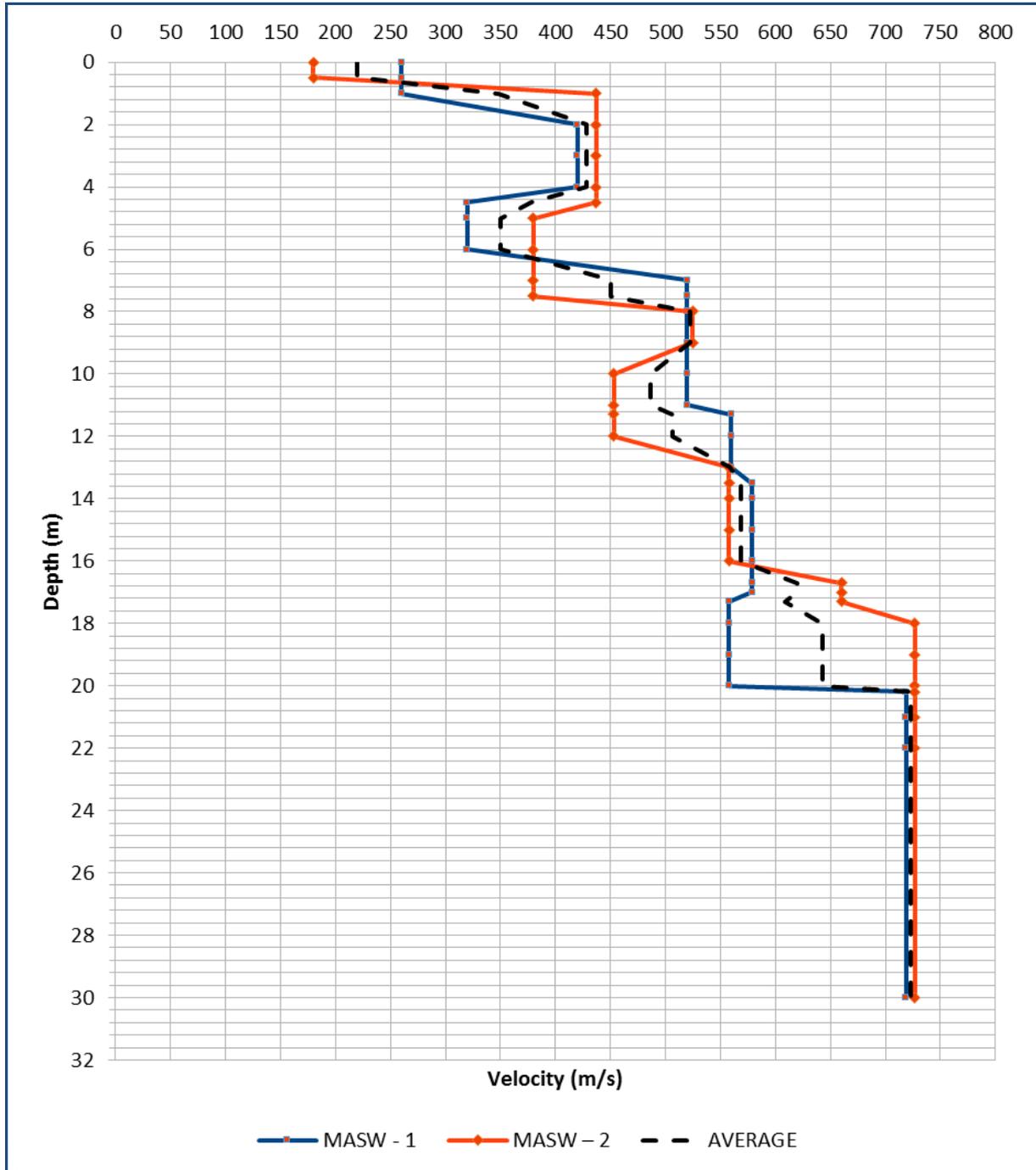


Figura 21. Comparación de perfiles de velocidad de onda S obtenidos en la zona de estudio .

A partir de los datos obtenidos del ensayo MASW y siguiendo la metodología descrita por el título A de la NSR-10 para la determinación del tipo de perfil, se obtiene para cada una de las líneas su correspondiente clasificación como se muestra en la Tabla 3.

Línea	V_{s30} (m/s)	Perfil
MASW-1	476	C
MASW-2	518	C

Tabla 3. Determinación del tipo de perfil de suelo por velocidad de onda de corte.

Tomando el perfil promedio de las velocidades obtenidas con el ensayo, se puede establecer que el tipo de perfil de suelo para la zona de estudio corresponde a un perfil **tipo C con una velocidad de onda de corte de 497 m/s aproximadamente**. Tratando de correlacionar las diferentes capas encontradas en cada uno de los perfiles de velocidad se obtiene la siguiente estratigrafía sísmica para la zona de estudio.

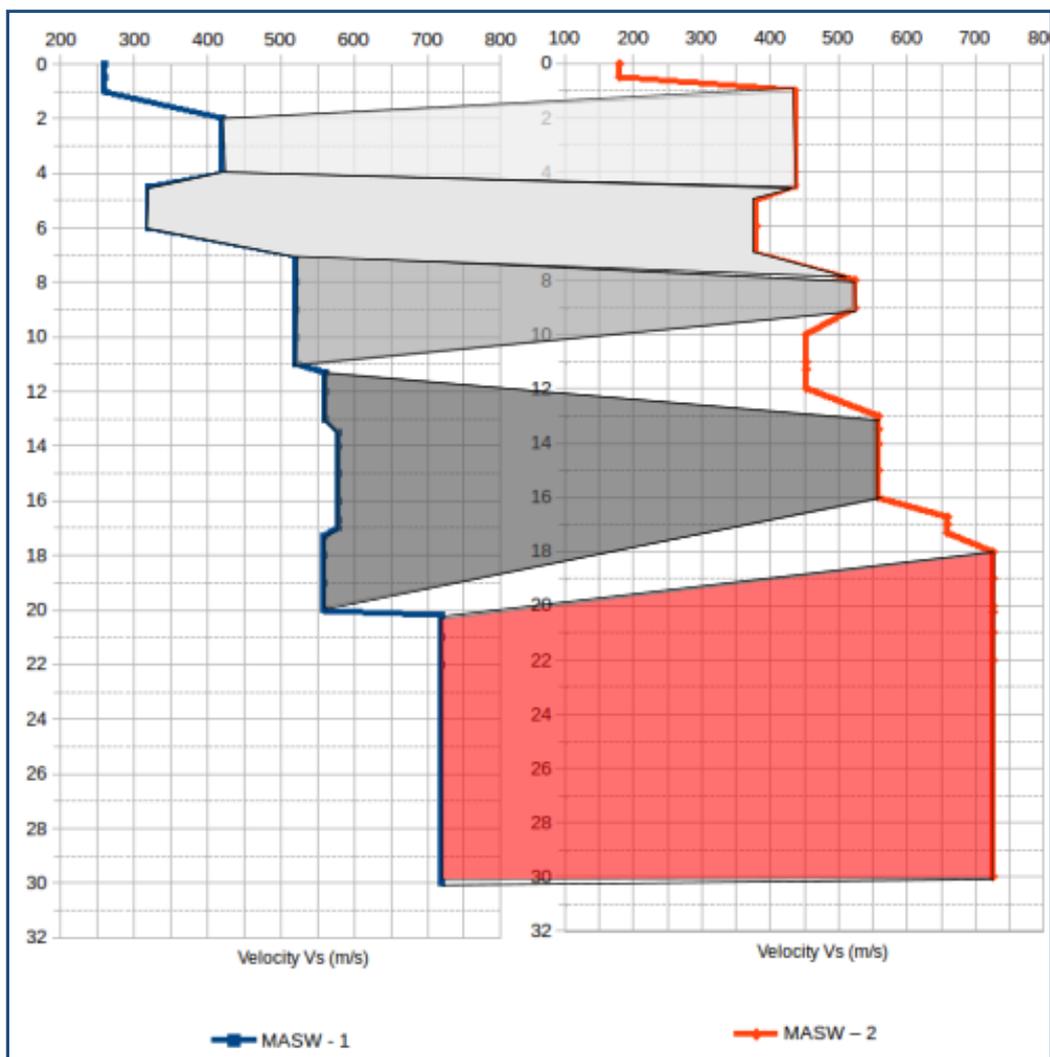


Figura 22. Estratigrafía sísmica a partir de correlación de series para la zona de estudios.

En la Figura 23 y la Figura 24 se muestra una comparación de los resultados encontrados por ambos ensayos con el fin de mostrar la variación de la relación de Poisson no drenada para cada uno de los sitios donde se realizaron las líneas sísmicas.

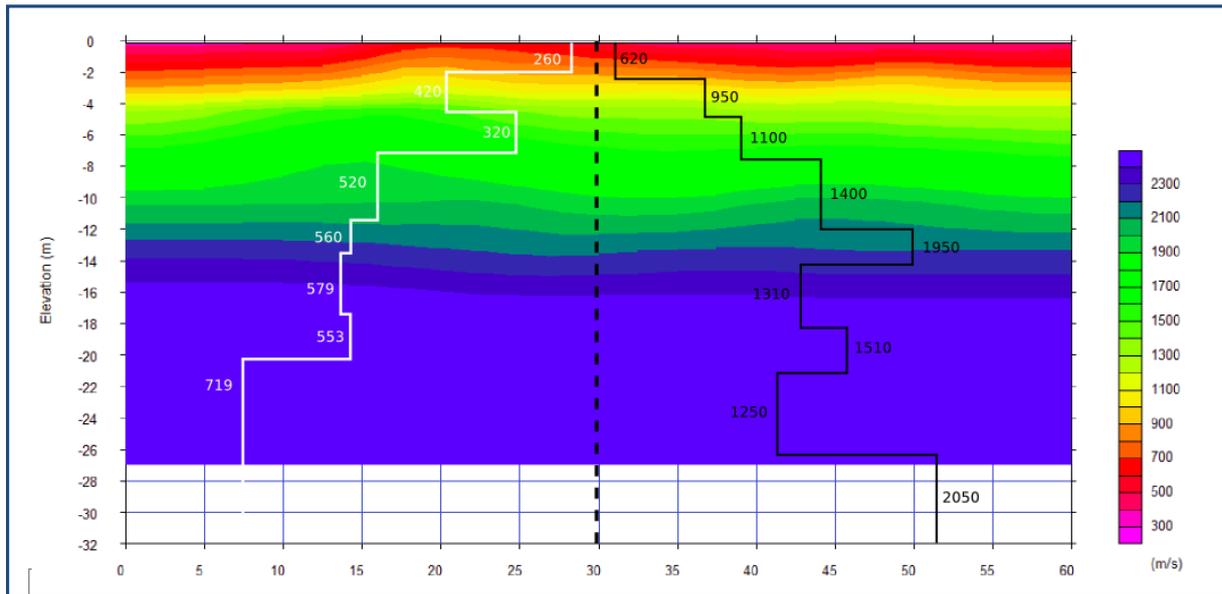


Figura 23. Comparación de los modelos de velocidad obtenidos en la línea MASW 1 y la línea LSR-1.

Nota: La velocidad de onda p se señala en negro, mientras que en blanco se señala la distribución de velocidades de onda s.

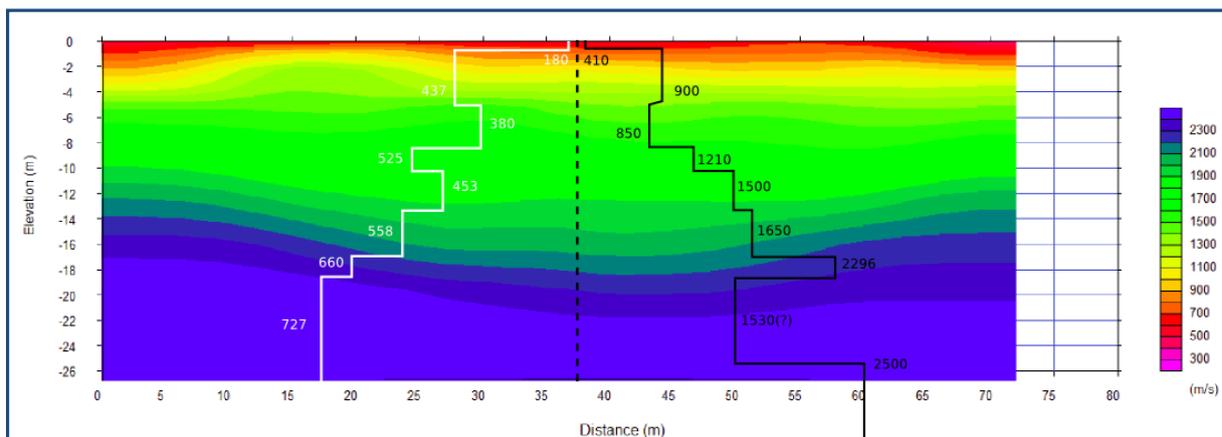


Figura 24. Comparación de los modelos de velocidad obtenidos en la línea MASW 2 y la línea LSR-2.

Nota: La velocidad de onda p se señala en negro mientras que en blanco se señala la distribución de velocidades de onda S.

5.3 Conclusiones Estudio de Geofísica

Se obtuvieron las distribuciones de velocidad de onda p y s para la zona de estudio mediante los ensayos de refracción sísmica y MASW. Se observa en los perfiles de velocidad de onda S una tendencia marcada al aumento de este parámetro con la profundidad, sin embargo, se presentan intercalaciones o inversiones de velocidad apreciables que pueden indicar la heterogeneidad de los materiales que componen el subsuelo.

Conjugando estos resultados con los perfiles de velocidad de onda p, se evidencia que los materiales presentes superan el umbral o rango de las velocidades donde se mueven los suelos blandos saturados que convergen a la velocidad de onda p del agua (1450m/s), por lo que puede

considerarse que los materiales allí existentes corresponden a bloques de roca o materiales aluviales de gran tamaño o suelos muy compactados de grano medio; como arenas o algunas gravas.

Finalmente se recomienda integrar la información de la exploración realizada mediante perforaciones con los datos obtenidos en esta exploración geofísica para la correcta caracterización e identificación de las capas que conforman el subsuelo del sitio de estudio.

5.4 Plan de exploración directa.

Con base en los requerimientos normativos expuestos en los numerales anteriores, se adelantó una campaña de exploración consistente de ocho (8) trincheras de 6 metros de profundidad, cuatro (4) con recuperación de muestras y cuatro (4) para verificación de consistencia del perfil geotécnico. Adicionalmente se realizaron dos (2) perforaciones mecánicas a 25 metros de profundidad en el área del edificio de alta complejidad y una (1) perforación mecánica a 15 metros en el área del pabellón deportivo.

5.4.1 Metodología y localización

5.4.1.1 Trincheras.

La excavación de trincheras en el terreno se llevó a cabo usando una retroexcavadora HITACHI ZAXIS ZX200 de balde mediano que permitió un avance hasta los seis metros de profundidad sin incurrir en modificaciones grandes al terreno. El avance se realizó en incrementos sucesivos de aproximadamente 50 centímetros en profundidad con registro continuo del perfil geotécnico por parte del personal en campo.



Figura 25. Exploración del terreno, apertura de trincheras.

Se recuperaron muestras en bolsas, terrones matriciales y tubos de PVC, aproximadamente cada metro, con el fin de adelantar ensayos de caracterización física y mecánica en laboratorio. De igual manera, en los primeros metros de excavación (según lo permitió la seguridad de los trabajos) se realizaron ensayos de cono de arena para determinar la densidad in situ de la matriz del suelo.

5.4.1.2 Perforaciones mecánicas.

Las perforaciones mecánicas se adelantaron con un equipo de perforación mecánico con avance mediante rotación brocas de perforación para pozos de agua profunda (Figura 26) y uso de lodos. Se intentó en la medida de lo posible recuperar muestras con tubos de pared delgada tipo Shellby pero la dureza del terreno y la frecuencia de los bolos dificultó considerablemente este proceso. Los detritos producto del avance fueron recuperados y descritos tanto en campo como en laboratorio.

En el sondeo número 8 se instaló tubería piezométrica hasta los 25 metros de profundidad con el fin de medir la posición del nivel freático en el terreno y facilitar el estudio hidrogeológico de la zona.

La localización general de la exploración se presenta en la Figura 27 y en la Tabla 4 se muestran las coordenadas planas de los sondeos.



Figura 26. Exploración del terreno, perforaciones mecánicas.

Exploración	X	Y
T-1	1053086,4	141150,0
T-2	153130,7	1411171,7
T-3	1053158,8	1411189,4
T-5	1053204,9	1411242,8
T-7	1053171,1	1411306,2
T-9	1053202,6	1411431,6
T-10	1053224,5	1411405,1
T-12	1053272,3	1411388,5
SM-4	1053168,9	1411254,6
SM-8	1053209,9	1411314,3
SM-11	1053241,5	1411384,0

Tabla 4. Coordenadas planas de ubicación de los trabajos de exploración.

Trinchera 1		Trinchera 2		Trinchera 3		Trinchera 5	
Z	Descripción		Descripción		Descripción		Descripción
0,5	Capa vegetal y relleno antropico (basura).		Capa vegetal y relleno antropico (basura).		Capa vegetal y relleno antropico (basura).		Capa vegetal y relleno antropico (basura).
1	Material granular matriz-soportado en limo arenoso de color amarillo rojizo muy meteorizado, contenido de raices y bolos de hasta 8".		Grava areno limosa de color gris claro muy humeda (saturado).		Material granular matriz-soportado en limo arenoso de color amarillo rojizo muy meteorizado, contenido de raices y bolos de hasta 8".		Material granular matriz-soportado en limo arenoso de color amarillo rojizo muy meteorizado, contenido de raices y bolos de hasta 8".
1,5	Material granular matriz-soportado en limo arenoso de color amarillo claro con vetas grises. Presencia de bolos de hasta 20"		Material granular matriz-soportado en limo arenoso de color amarillo claro con vetas grises. Presencia de bolos de hasta 20"		Material granular matriz-soportado en limo arenoso de color amarillo claro con vetas grises. Presencia de bolos de hasta 20"		Material granular matriz-soportado en limo arenoso de color amarillo claro con vetas grises. Presencia de bolos de hasta 20"
2							
2,5							
3							
3,5							
4	Material granular en matriz limo arenosa de color gris amarillento con presencia de arcilla y gravas. Bolos de hasta 5".		Material granular en matriz limo arenosa de color gris amarillento con presencia de arcilla y gravas. Bolos de hasta 5".		Material granular en matriz limo arenosa de color gris amarillento con presencia de arcilla y gravas. Bolos de hasta 5".		Material granular en matriz limo arenosa de color gris amarillento con presencia de arcilla y gravas. Bolos de hasta 5".
4,5							
5							
5,5							
6							
6,5							

Figura 28. Resumen de resultados de trincheras parte I.

Z	Trinchera 7 Descripción	Trinchera 9 Descripción	Trinchera 10 Descripción	Trinchera 12 Descripción
	Capa vegetal y relleno antropico (basura).			
0,5	Material granular matriz-soportado en limo arenoso de color amarillo rojizo muy meteorizado, contenido de raices y bolos de hasta 8".	Material granular matriz-soportado en limo arenoso de color amarillo rojizo muy meteorizado, contenido de raices y bolos de hasta 8".	Material granular matriz-soportado en limo arenoso de color amarillo rojizo muy meteorizado, contenido de raices y bolos de hasta 8".	Material granular matriz-soportado en limo arenoso de color amarillo rojizo muy meteorizado, contenido de raices y bolos de hasta 8".
1				
1,5	Material granular matriz-soportado en limo arenoso de color amarillo claro con vetas grises. Presencia de bolos de hasta 20"	Material granular matriz-soportado en limo arenoso de color amarillo claro con vetas grises. Presencia de bolos de hasta 20"	Material granular matriz-soportado en limo arenoso de color amarillo claro con vetas grises. Presencia de bolos de hasta 20"	Material granular matriz-soportado en limo arenoso de color amarillo claro con vetas grises. Presencia de bolos de hasta 20"
2				
2,5				
3		Material granular en matriz limo arenosa de color gris amarillento con presencia de arcilla y gravas. Bolos de hasta 5".	Material granular en matriz limo arenosa de color gris amarillento con presencia de arcilla y gravas. Bolos de hasta 5".	
3,5				
4		Material granular en matriz limo arenosa de color gris amarillento con presencia de arcilla y gravas. Bolos de hasta 5".	Material granular en matriz limo arenosa de color gris amarillento con presencia de arcilla y gravas. Bolos de hasta 5".	
4,5				
5	Material granular en matriz limo arenosa de color gris amarillento con presencia de arcilla y gravas. Bolos de hasta 5".	Material granular en matriz limo arenosa de color gris amarillento con presencia de arcilla y gravas. Bolos de hasta 5".		
5,5				
6				
6,5				

Figura 29. Resumen de resultados de trincheras parte II.

Sondeo mecánico 4		Sondeo mecánico 8		Sondeo mecánico 11	
Z	Descripción	Z	Descripción	Z	Descripción
0,5	Capa vegetal y relleno antropico.	0,5	Capa vegetal y relleno antropico (basura).	0,5	Capa vegetal y relleno antropico.
1	Material granular matriz-soportado en limo arenoso de color amarillo rojizo muy meteorizado.	1	Material granular matriz-soportado en limo arenoso de color amarillo rojizo muy meteorizado.	1	Material granular matriz-soportado en limo arenoso de color amarillo rojizo muy meteorizado.
1,5		1,5		1,5	
2	Material granular matriz-soportado en limo arenoso de color amarillo claro con vetas grises. Presencia de bolos de hasta 20"	2	Material granular matriz-soportado en limo arenoso de color amarillo claro con vetas grises. Presencia de bolos de hasta 20"	2	Material granular matriz-soportado en limo arenoso de color amarillo claro con vetas grises. Presencia de bolos de hasta 20"
2,5		2,5		2,5	
3		3		3	
3,5		3,5		3,5	
4		4		4	
4,5		4,5		4,5	
5	Material granular en matriz limo arenosa de color gris amarillento con presencia de arcilla y gravas. Bolos de hasta 5".	5	Material granular en matriz limo arenosa de color gris amarillento con presencia de arcilla y gravas. Bolos de hasta 5".	5	Material granular en matriz limo arenosa de color gris amarillento con presencia de arcilla y gravas. Bolos de hasta 5".
5,5		5,5		5,5	
6		6		6	
6,5		6,5		6,5	
7		7		7	
7,5		7,5		7,5	
8	Material granular matriz soportado de bolos grandes.	8	Material granular matriz soportado de bolos grandes.	8	Material granular matriz soportado de bolos grandes.
8,5		8,5		8,5	
9		9		9	
9,5		9,5		9,5	
10		10		10	
10,5		10,5		10,5	
11	Material granular matriz soportado de bolos grandes.	11	Material granular matriz soportado de bolos grandes.	11	Material granular matriz soportado de bolos grandes.
11,5		11,5		11,5	
12		12		12	
12,5		12,5		12,5	
13		13		13	
13,5		13,5		13,5	
14	Material granular matriz soportado de bolos grandes.	14	Material granular matriz soportado de bolos grandes.	14	Material granular matriz soportado de bolos grandes.
14,5		14,5		14,5	
15		15		15	
15,5		15,5		15,5	
16		16		16	
16,5		16,5		16,5	
17	Material granular matriz soportado de bolos grandes.	17	Material granular matriz soportado de bolos grandes.	17	Material granular matriz soportado de bolos grandes.
17,5		17,5		17,5	
18		18		18	
18,5		18,5		18,5	
19		19		19	
19,5		19,5		19,5	
20	Material granular matriz soportado de bolos grandes.	20	Material granular matriz soportado de bolos grandes.	20	Material granular matriz soportado de bolos grandes.
20,5		20,5		20,5	
21		21		21	
21,5		21,5		21,5	
22		22		22	
22,5		22,5		22,5	
23	Material granular matriz soportado de bolos grandes.	23	Material granular matriz soportado de bolos grandes.	23	Material granular matriz soportado de bolos grandes.
23,5		23,5		23,5	
24		24		24	
24,5		24,5		24,5	
25		25		25	

Figura 30. Resumen de resultados de exploración, perforaciones mecánicas.

5.5 Pruebas de campo.

5.5.1 Densidad en campo.

En las trincheras con recuperación de muestras se realizaron ensayos de densidad en campo con cono de arena y humedad en campo con el fin de establecer parámetros de estado del suelo en estado natural. Las medidas se realizaron para los primeros metros de la excavación dado que el riesgo de colapso o caída de bloques sobre el personal no permitieron el descenso a las excavaciones por debajo de los 3 metros. Los resultados de los ensayos se presentan en la Tabla 5.

Trinchera	Profundidad (m)	Densidad (kN/m ³)
2	1,00	20,21
5	1,00	17,07
	3,10	19,42
7	1,20	19,42
10	1,10	15,89

Tabla 5. Resumen de resultados de densidades en campo.

5.6 Pruebas de laboratorio

A partir de las muestras recuperadas de las diferentes perforaciones se asignaron pruebas de laboratorio para la determinación de sus propiedades mecánicas. Los ensayos se distribuyeron homogéneamente en la profundidad y en total se asignaron los siguientes.

Ensayo	No	Ensayo	No
Límites de Consistencia	18	Granulometrías con Lavado	19
Contenido de Agua	53	Consolidación	12
Peso Unitario Total	26	Corte Directo	12
Peso Específico de Sólidos	19	CBR Inalterado	3

Tabla 6. Resumen de ensayos de laboratorio.

Cabe notar que por la naturaleza de los materiales en el terreno en algunos casos fue necesario realizar un proceso de reconstitución de las muestras de matriz del coluvión para su caracterización mecánica.

6 MODELO GEOTÉCNICO

6.1 Perfil estratigráfico.

A partir de los resultados de la exploración directa e indirecta del suelo, se discriminaron los materiales del terreno en seis categorías principales. Estas corresponden a la distribución de propiedades a lo largo del perfil geotécnico y a las características descritas de los materiales encontrados. De acuerdo a la variabilidad observada del perfil geotécnico se definieron tres modelos fundamentales para las tres zonas del proyecto, en las cuales las propiedades mecánicas de los materiales son comunes, pero en los que cambia el espesor de las capas. Una definición aproximada de lo que sería la composición general del área de estudio se presenta en la Tabla 7 a la Tabla 10.

Material	Desde (m)	Hasta (m)	Espesor (m)
M1	0,00	0,40	0,40
M2	0,40	1,40	1,00
M3	1,40	4,80	3,40
M4	4,80	5,90	1,10

Tabla 7. Modelo geotécnico para la zona 1 del proyecto.

Material	Desde (m)	Hasta (m)	Espesor (m)
M1	0,00	0,40	0,40
M2	0,40	1,40	1,00
M3	1,40	4,70	3,30
M4	4,70	10,50	7,30
M5	10,50	18,00	7,00
M6	18,00	25,00	6,00

Tabla 8. Modelo geotécnico para la zona 2 del proyecto.

Material	Desde (m)	Hasta (m)	Espesor (m)
M1	0,00	0,40	0,40
M2	0,40	1,90	1,50
M3	1,90	4,90	3,00
M4	4,90	5,90	1,00

Tabla 9. Modelo geotécnico para la zona 3 del proyecto.

Material	Descripción	
M1	Capa vegetal y relleno antrópico (basura).	
M2	Material granular matriz-soportado en limo arenoso de color amarillo rojizo muy meteorizado, contenido de raíces y bolos de hasta 8".	
M3	Material granular matriz-soportado en limo arenoso de color amarillo claro con vetas grises. Presencia de bolos de hasta 20".	
M4	Material granular en matriz limo arenosa de color gris amarillento con presencia de arcilla y gravas. Bolos de hasta 5".	
M5	Material granular matriz soportado de bolos grandes.	
M6	Material granular matriz soportado de bolos grandes.	

Tabla 10. Materiales encontrados en la zona de estudio.

6.2 Propiedades físicas y mecánicas adoptadas.

Las propiedades adoptadas para los diferentes materiales identificados se derivan de la campaña de ensayos de laboratorio y de los resultados de geofísica y se presentan en la Tabla 11 y Tabla 12.

ESTRATO	Propiedades Físicas				
	γ_t (kN/m ³)	γ_d (kN/m ³)	w (%)	G _s	e _o
M2	20,86	10,99	16,3%	2,691	0,472
M3	19,26	16,35	17,8%	2,715	0,629
M4	19,47	16,63	17,1%	2,695	0,590
M5	20,29	17,19	18%	2,664	0,520
M6	19,64	16,64	18%	2,712	0,598

Tabla 11. Resumen de las propiedades físicas de los materiales adoptadas.

ESTRATO	Propiedades Mecánicas			
	Φ (°)	C' (kN/m ²)	E (kN/m ²)	ν
M2	34,8	16,5	9600	0,41
M3	34,6	19,3	9600	0,40
M4	25,7	41,3	2300	0,42
M5	41,5	35,4	20000	0,42
M6	37,0	26,4	12000	0,41

Tabla 12. Resumen de las propiedades mecánicas de los materiales adoptadas.

6.3 Nivel freático.

Con el fin de identificar la posición del nivel freático en el terreno, y la variación del mismo en el tiempo, se instaló un piezómetro de Casagrande de 25 m de profundidad en la perforación mecánica SM-8. Esta información y el estudio de hidrogeología realizado, permitieron definir la ubicación del nivel freático para los diferentes cálculos en 4 metros bajo el nivel del terreno natural.

6.4 Evaluación del tipo de perfil del suelo para efectos locales.

A partir de la medición de la velocidad de onda de corte en el terreno, efectuado mediante exploración geofísica se encontraron las siguientes velocidades promedio en cada zona.

$$\text{Zona 1: } \bar{V}_s = 476 \text{ m/s}$$

$$\text{Zona 2: } \bar{V}_s = 518 \text{ m/s}$$

Por este motivo, el tipo del perfil del suelo para el proyecto se cataloga como C según la tabla A.2.4-1 de la norma sismo-resistente colombiana.

Tabla A.2.4-1
Clasificación de los perfiles de suelo

Tipo de perfil	Descripción	Definición
A	Perfil de roca competente	$\bar{V}_s \geq 1500 \text{ m/s}$
B	Perfil de roca de rigidez media	$1500 \text{ m/s} > \bar{V}_s \geq 760 \text{ m/s}$
C	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con cualquiera de los dos criterios	$760 \text{ m/s} > \bar{V}_s \geq 360 \text{ m/s}$ $\bar{N} \geq 50$, o $\bar{s}_{11} \geq 100 \text{ kPa} (\approx 1 \text{ kgf/cm}^2)$
D	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o perfiles de suelos rígidos que cumplan cualquiera de las dos condiciones	$360 \text{ m/s} > \bar{V}_s \geq 180 \text{ m/s}$ $50 > \bar{N} \geq 15$, o $100 \text{ kPa} (\approx 1 \text{ kgf/cm}^2) > \bar{s}_{11} \geq 50 \text{ kPa} (\approx 0.5 \text{ kgf/cm}^2)$
E	Perfil que cumpla el criterio de velocidad de la onda de cortante, o perfil que contiene un espesor total H mayor de 3 m de arcillas blandas	$180 \text{ m/s} > \bar{V}_s$ $IP > 20$ $w \geq 40\%$ $50 \text{ kPa} (\approx 0.50 \text{ kgf/cm}^2) > \bar{s}_{11}$
F	Los perfiles de suelo tipo F requieren una evaluación realizada explícitamente en el sitio por un ingeniero geotecnista de acuerdo con el procedimiento de A.2.10. Se contemplan las siguientes subclases: F_1 — Suelos susceptibles a la falla o colapso causado por la excitación sísmica, tales como: suelos licuables, arcillas sensitivas, suelos dispersivos o débilmente cementados, etc. F_2 — Turba y arcillas orgánicas y muy orgánicas ($H > 3 \text{ m}$ para turba o arcillas orgánicas y muy orgánicas). F_3 — Arcillas de muy alta plasticidad ($H > 7.5 \text{ m}$ con Índice de Plasticidad $IP > 75$) F_4 — Perfiles de gran espesor de arcillas de rigidez mediana a blanda ($H > 36 \text{ m}$)	

Figura 31. Tabla A.2.4-1 de la norma sismo resistente colombiana Fuente: (CAPRCS, 2010)

Según esta clasificación, los parámetros sísmicos de la zona quedan definidos según los siguientes extractos.

Municipio	Código Municipio	A_a	A_v	Zona de Amenaza Sísmica	A_e	A_d
Valledupar	20001	0.10	0.10	Baja	0.05	0.03
Aguachica	20011	0.15	0.15	Intermedia	0.08	0.04
Agustín Codazzi	20013	0.10	0.10	Baja	0.07	0.04

Figura 32. Extracto del apéndice A-4 de la norma sismo resistente colombiana Fuente: (CAPRCS, 2010)

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

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

Figura 33. Tabla A.2.4-3 de la norma sismo resistente colombiana Fuente: (CAPRCS, 2010)

Tabla A.2.4-4
Valores del coeficiente F_v , para la zona de periodos intermedios del espectro

Tipo de Perfil	Intensidad de los movimientos sísmicos				
	$A_v \leq 0.1$	$A_v = 0.2$	$A_v = 0.3$	$A_v = 0.4$	$A_v \geq 0.5$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.7	1.6	1.5	1.4	1.3
D	2.4	2.0	1.8	1.6	1.5
E	3.5	3.2	2.8	2.4	2.4
F	véase nota	véase nota	véase nota	Véase nota	véase nota

Figura 34. Tabla A.2.4-4 de la norma sismo resistente colombiana Fuente: (CAPRCS, 2010)

7 ANÁLISIS DE CIMENTACIÓN.

Con la interpretación de los resultados de caracterización y comportamiento mecánico de los materiales encontrados y el modelo geológico - geotécnico definido, se evaluaron diferentes alternativas de cimentación para las diferentes zonas del proyecto.

Para la zona 2 del proyecto en donde se encuentra el aulario, se definió manejar las grandes cargas y esfuerzos producto de la edificación, por medio de la construcción de pilotes. Este sistema de cimentación se eligió particularmente por la magnitud de los momentos de volcamiento y los requerimientos ante carga lateral de la estructura. En este informe se presentan los cálculos y análisis de capacidad portante para pilotes individuales de manera que pueda dimensionarse la geometría de la cimentación, la cual después será chequeada por el grupo de geotecnia.

Para la zona 1 y la zona 3 en donde las cargas serán considerablemente menores, se prevé cimentar las diferentes edificaciones mediante zapatas superficiales. Se presentan cálculos y análisis de la capacidad portante de las zapatas por limitante de falla y por limitante funcional (asentamientos).

A continuación, se presentan diferentes ábacos de diseño para el dimensionamiento de los sistemas de cimentación definidos. Se debe resaltar que los cálculos (en particular los de asentamientos esperados) están dirigidos al pre-dimensionamiento de las estructuras de cimentación, y que, como tal, no constituyen el procesamiento final de la respuesta esperada del sistema. Una vez se defina una planta de cimentación tentativa, esta será chequeada por el grupo de geotecnia con el fin de validar los diseños ingenieriles.

7.1 Cimentación profunda mediante pilotes individuales.

Para el análisis de capacidad portante en pilotes individuales se asumió un factor de seguridad de 3,0. Según la condición de carga muerta más carga viva de la Tabla H.4.7.1 - norma NSR 10 y se calcularon diferentes configuraciones de pilotes con diámetros entre 0,30 y 1,00 m.

Se realizó el cálculo de capacidad de carga para pilotes individuales trabajando por punta y fricción.

7.1.1 Capacidad de pilotes a compresión

7.1.1.1 Metodología

Se realizó la evaluación de capacidad mediante dos métodos a) Método α basado en el análisis de esfuerzos totales conocido en inglés como (TSA, Total Stress Analysis) y b) el método β que utiliza el análisis de esfuerzos efectivos y conocido con su sigla en inglés (ESA, Effective Stress Analysis); ambos métodos son de amplio reconocimiento en la literatura técnica de cimentaciones con pilotes.

Al final se obtienen valores de capacidad de carga admisible para diferentes profundidades, presentándose gráficas (capacidad de carga admisible contra profundidad).

7.1.1.2 Resultados

Los valores de capacidad de carga admisible calculados por el método ESA (Efective Stress Analysis) para diferentes diámetros y profundidades se muestran en la Figura 35 y en la Tabla 13.

Los detalles de los cálculos para capacidad de carga admisible para esta alternativa de cimentación se presentan en el **ANEXO A-6**.

7.1.2 Capacidad de pilotes a tracción

7.1.2.1 Metodología

En esta edificación, según la condición de funcionamiento de la superestructura, los pilotes podrán estar sometidos a fuerzas de tracción por arrancamiento o levantamiento. La resistencia última total de un pilote sometido a este tipo de sollicitación se calcula con la condición de que se encuentra construido en material granular y la longitud situada en los estratos arenosos aporta capacidad o resistencia a la tracción

Meyerhof (1976), propone la siguiente expresión:

$$T_{un} = \frac{1}{2} \pi K_o D \gamma L^2 \tan \delta$$

Donde T_{un} es la capacidad neta última de levantamiento y la expresión se resuelve teniendo en cuenta que:

L: Longitud del pilote

D : Diámetro del pilote

γ : Peso unitario del pilote

δ : Coeficiente de adhesión en la interfaz suelo – pilote

La resistencia total última de un pilote está dada por:

$$T_{ug} = T_{un} + W$$

Siendo W , el peso efectivo del pilote.

7.1.2.2 Resultados

En la Tabla 14 y en la Figura 36, se observan los valores resumen de la capacidad o resistencia del pilote individual a la tracción, arrancamiento o levantamiento.

Los detalles de los cálculos para la capacidad de pilotes a tracción para pilotes individuales se presentan en el ANEXO-A7.

Tabla 13. Capacidad admisible de pilotes según diámetro y profundidad. (Pilas individuales).

Diámetro	0,8 m	0,9 m	1,0 m	1,1 m	1,2 m	1,3 m	1,4 m	1,5 m
	Individual							
Prof.	Qadm							
(m)	(kN)							
0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
0,5	11,59	13,04	14,49	15,94	17,39	18,84	20,29	21,74
1,2	21,92	24,66	27,41	30,15	32,89	35,63	38,37	41,11
1,7	43,02	48,40	53,78	59,16	64,54	69,92	75,29	80,67
2,5	216,66	261,03	309,25	361,31	417,21	476,96	540,55	607,98
3,5	329,65	394,19	463,92	538,83	618,93	704,22	794,69	890,35
4,35	411,53	489,93	574,31	664,68	761,04	863,39	971,72	1086,05
4,85	337,26	392,53	450,73	511,84	575,86	642,80	712,65	785,43
5,5	427,66	495,67	566,91	641,38	719,08	800,02	884,19	971,59
6,5	518,07	598,81	683,09	770,92	862,31	957,24	1055,72	1157,76
7,5	608,48	701,94	799,27	900,47	1005,53	1114,46	1227,26	1343,92
8,5	698,89	805,08	915,45	1030,01	1148,75	1271,68	1398,79	1530,09
9,5	789,29	908,21	1031,63	1159,55	1291,98	1428,90	1570,33	1716,26
10,25	834,50	959,78	1089,72	1224,33	1363,59	1507,51	1656,10	1809,34
10,75	1369,49	1631,24	1913,11	2215,11	2537,23	2879,48	3241,85	3624,35
11,5	1495,61	1779,57	2085,09	2412,17	2760,81	3131,00	3522,75	3936,06
12,5	1621,73	1927,91	2257,07	2609,23	2984,38	3382,52	3803,65	4247,77
13,5	1747,85	2076,24	2429,05	2806,29	3207,95	3634,04	4084,55	4559,49
14,5	1873,97	2224,57	2601,03	3003,35	3431,53	3885,56	4365,45	4871,20
15,5	2000,08	2372,90	2773,01	3200,41	3655,10	4137,08	4646,35	5182,91
16,5	2126,20	2521,23	2944,99	3397,47	3878,67	4388,60	4927,25	5494,62
17,5	2252,32	2669,57	3116,97	3594,53	4102,24	4640,12	5208,15	5806,33
18,5	2010,17	2351,81	2713,53	3095,33	3497,22	3919,18	4361,23	4823,36
19,5	2117,85	2476,81	2856,70	3257,53	3679,30	4122,01	4585,66	5070,25
20,5	2225,53	2601,80	2999,87	3419,73	3861,39	4324,84	4810,09	5317,14
21,5	2333,21	2726,80	3143,04	3581,93	4043,48	4527,68	5034,53	5564,03
22,5	2440,89	2851,80	3286,21	3744,13	4225,56	4730,51	5258,96	5810,92
23,5	2548,57	2976,79	3429,38	3906,33	4407,65	4933,34	5483,39	6057,81
24,5	2656,25	3101,79	3572,55	4068,53	4589,74	5136,17	5707,82	6304,70

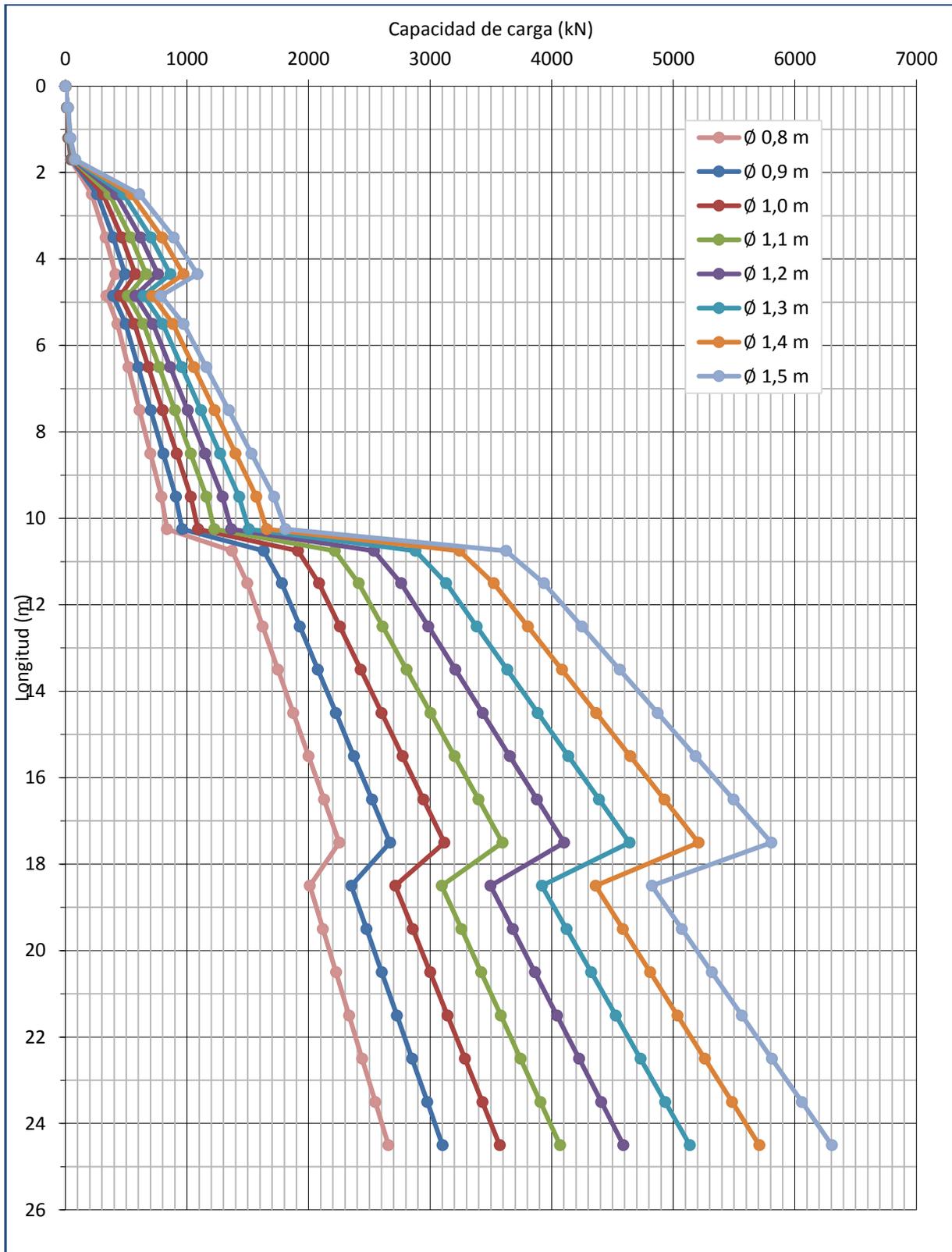


Figura 35. Capacidad de carga admisible de los pilotes individuales.

Tabla 14. Capacidad a tracción de pilotes según diámetro y profundidad. (Pilotes individuales)

Diametro	0,8 m	0,9 m	1,0 m	1,1 m	1,2 m	1,3 m	1,4 m	1,5 m
	Individual							
Prof.	Qadm							
(m)	(kN)							
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
1,00	13,59	16,95	20,68	24,79	29,26	34,10	39,31	44,89
1,40	20,01	24,84	30,19	36,06	42,44	49,34	56,76	64,69
2,00	30,17	37,27	45,11	53,68	63,00	73,05	83,85	95,38
3,00	50,14	61,40	73,77	87,24	101,83	117,52	134,32	152,23
4,00	73,37	89,20	106,50	125,28	145,54	167,28	190,49	215,19
4,70	91,57	110,83	131,84	154,57	179,05	205,26	233,21	262,90
5,00	98,65	119,29	141,79	166,13	192,32	220,36	250,25	281,99
6,00	127,86	153,82	182,00	212,40	245,01	279,85	316,90	356,16
7,00	160,23	191,90	226,16	263,01	302,44	344,46	389,07	436,27
8,00	195,77	233,54	274,28	317,97	364,61	414,22	466,78	522,30
9,00	234,46	278,74	326,34	377,27	431,53	489,11	550,02	614,25
10,00	276,32	327,49	382,36	440,92	503,18	569,14	638,79	712,14
10,50	298,43	353,20	411,85	474,38	540,79	611,08	685,25	763,30
11,00	327,28	386,48	449,75	517,09	588,49	663,96	743,49	827,09
12,00	376,58	443,62	515,08	590,99	671,32	756,10	845,30	938,95
13,00	429,15	504,42	584,49	669,36	759,04	853,53	952,82	1056,91
14,00	484,98	568,88	657,96	752,22	851,65	956,26	1066,04	1180,99
15,00	544,06	637,02	735,52	839,56	949,15	1064,28	1184,96	1311,18
16,00	606,40	708,82	817,14	931,38	1051,53	1177,60	1309,58	1447,48
17,00	672,01	784,28	902,84	1027,68	1158,81	1296,22	1439,91	1589,89
18,00	740,87	863,41	992,61	1128,47	1270,97	1420,13	1575,94	1738,41
19,00	818,24	952,12	1093,02	1240,95	1395,90	1557,87	1726,86	1902,88
20,00	894,19	1039,22	1191,65	1351,48	1518,69	1693,30	1875,30	2064,69
21,00	973,42	1130,03	1294,39	1466,52	1646,41	1834,07	2029,48	2232,66
22,00	1055,94	1224,53	1401,24	1586,09	1779,07	1980,18	2189,42	2406,79
23,00	1141,76	1322,73	1512,20	1710,18	1916,66	2131,63	2355,11	2587,09
24,00	1230,86	1424,63	1627,27	1838,79	2059,18	2288,43	2526,56	2773,56
25,00	1323,24	1530,23	1746,46	1971,92	2206,63	2450,58	2703,76	2966,19

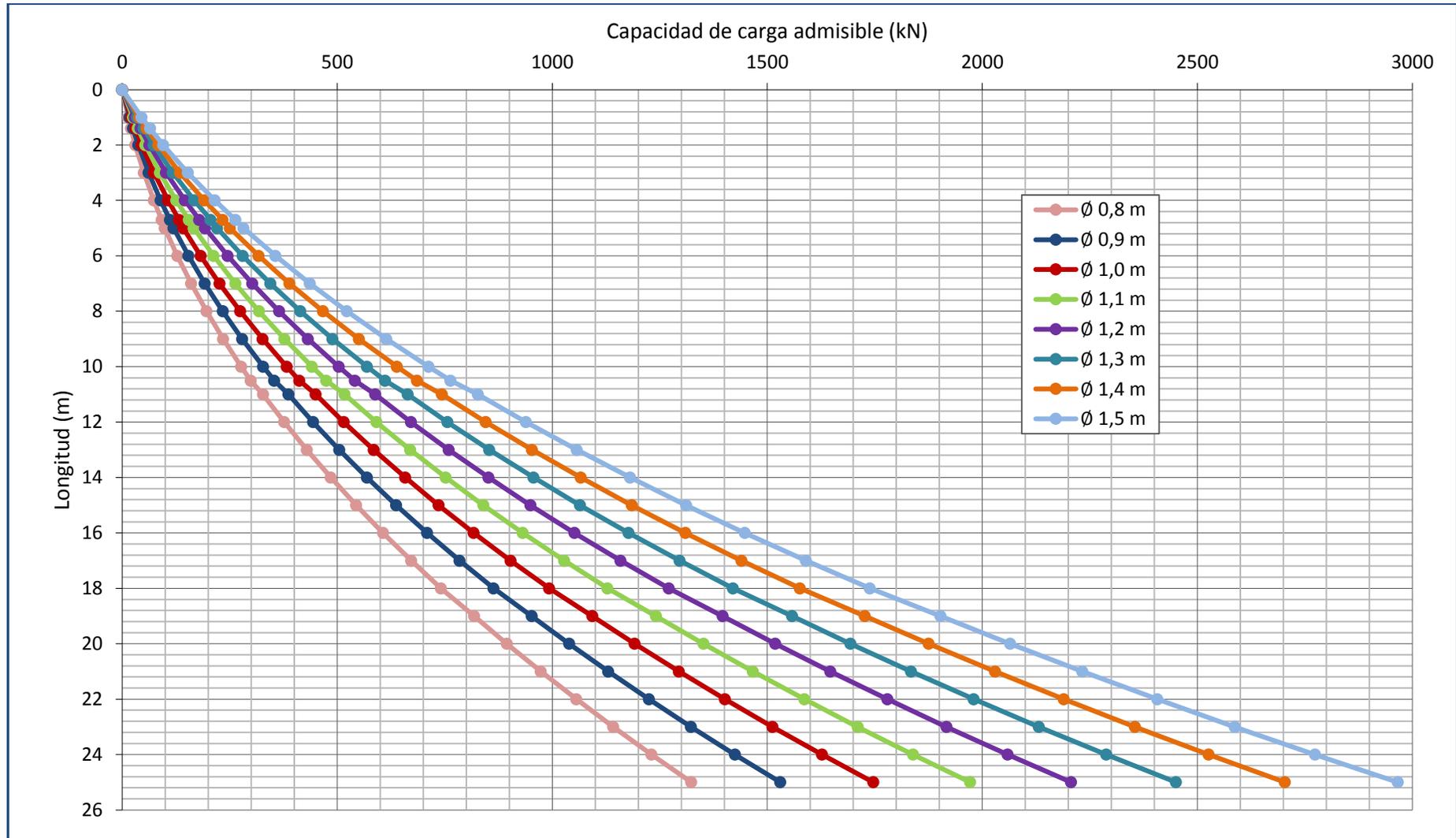


Figura 36. Capacidad a tracción de pilotes individuales.

7.1.3 Asentamientos esperados para pilotes individuales.

El objetivo del método de Poulos y Davis (Poulos & Davis, 1974) es determinar el asentamiento del cabezal de un pilote individual basado en el concepto de compatibilidad de esfuerzos y deformaciones en el contacto suelo-pilote, lo que se conoce como interacción suelo-estructura. Para ello establecieron tres hipótesis que ayudan a simplificar el modelo; la deformación lateral del pilote se puede ignorar, el suelo y el pilote tienen comportamiento elástico y el suelo es elasto-plástico perfecto.

Resultados

Los valores de asentamiento calculados por el método de Poulos y Davis en diferentes diámetros, cargas y longitudes de pilote se muestran de la Figura 40 a la Figura 47, y de la Tabla 15 a la Tabla 22.

7.1.4 Ábacos de diseño.

Teniendo en cuenta los asentamientos esperados y las capacidades de carga, se presentan ábacos de diseño que incorporan la limitante de falla y la limitante funcional de pilotes a 15, 20 y 25 metros de profundidad. Que pueden consultarse de la Figura 37 a la Figura 39.

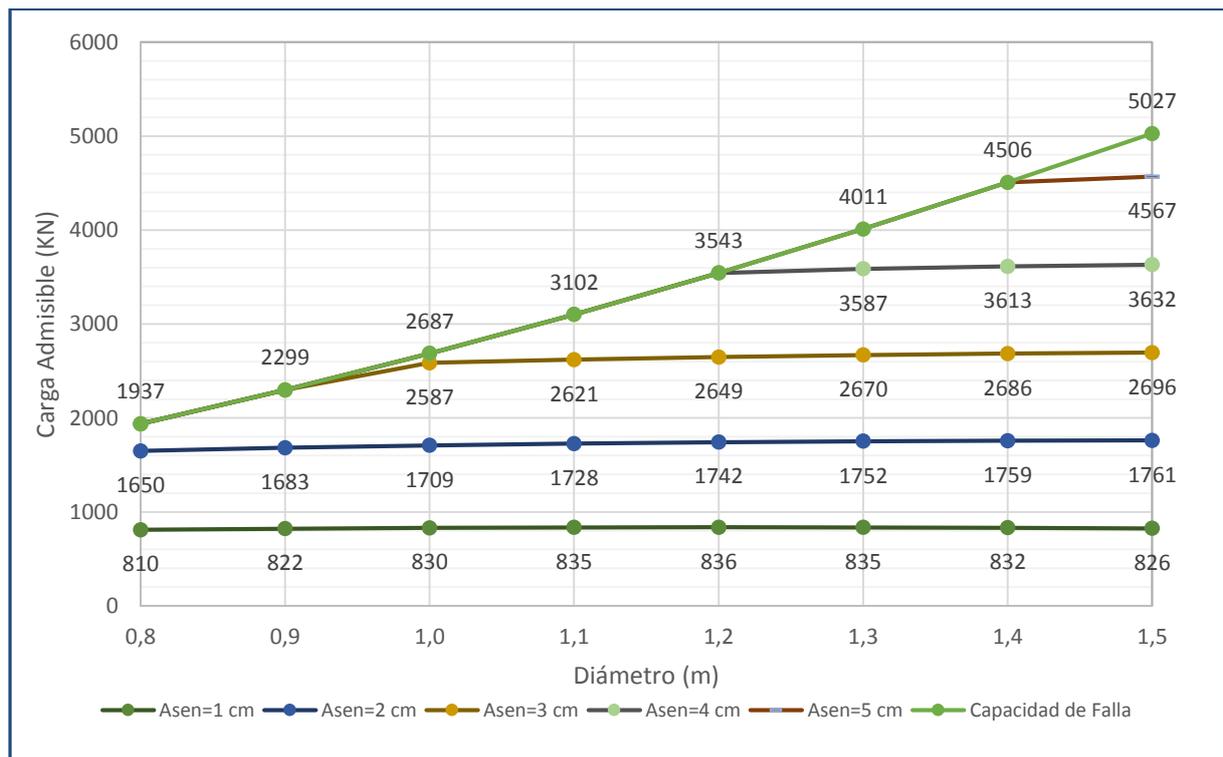


Figura 37. Abaco de diseño para pilas a 15 metros de profundidad.

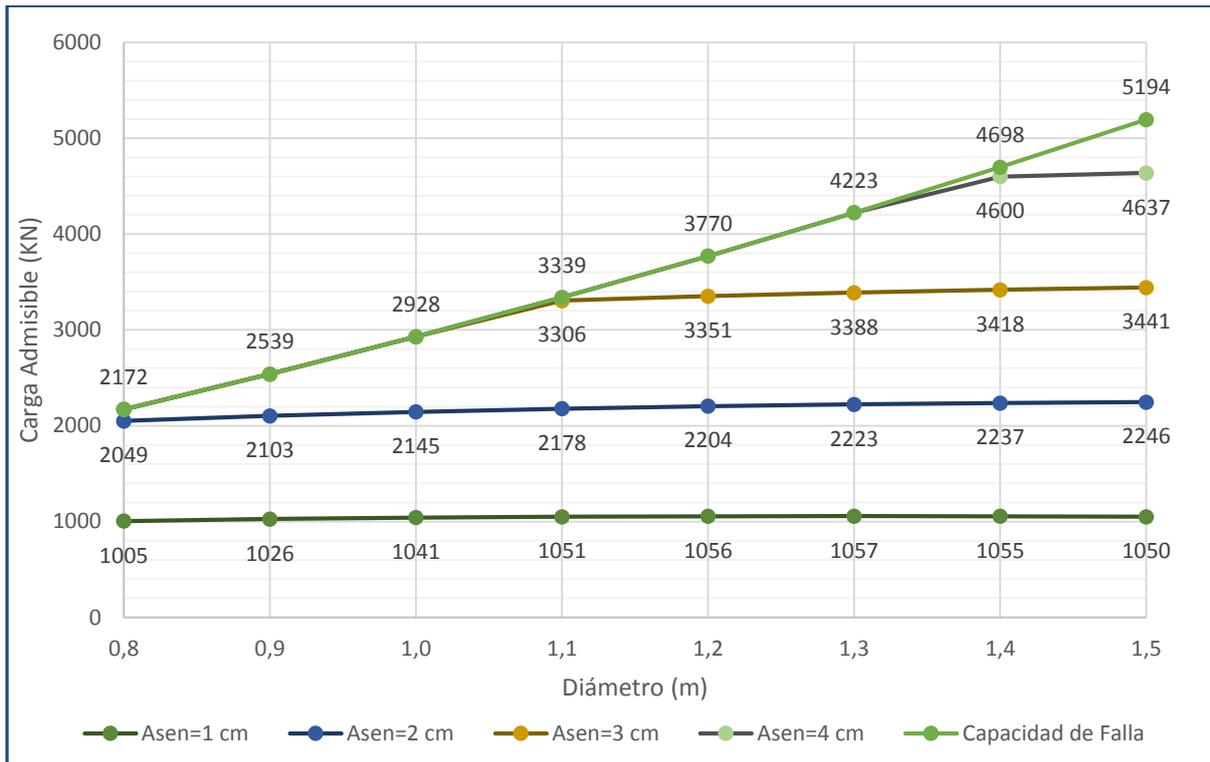


Figura 38. Abaco de diseño para pilotes a 20 metros de profundidad.

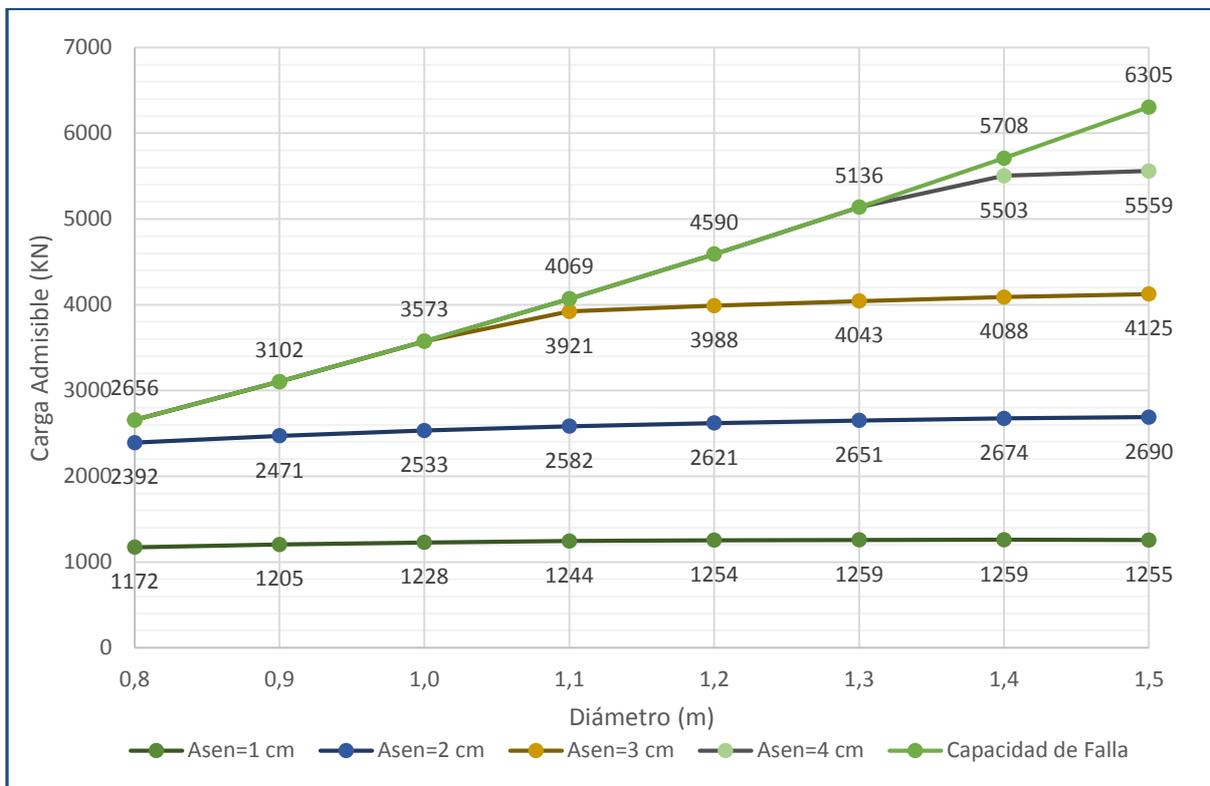


Figura 39. Abaco de diseño para pilotes a 25 metros de profundidad.

Diámetro de D=0.8

Tabla 15. Asentamientos esperados en m para pilotes de diámetro 0.8 m

Carga (kN)	Longitud del Pilote (m)						
	10	12,5	15	17,5	20	22,5	25
50	0,0012	0,0010	0,0010	0,0009	0,0009	0,0008	0,0008
100	0,0020	0,0017	0,0016	0,0014	0,0013	0,0013	0,0012
250	0,0045	0,0038	0,0033	0,0030	0,0028	0,0026	0,0024
500	0,0086	0,0072	0,0063	0,0057	0,0052	0,0048	0,0045
750	0,0128	0,0107	0,0093	0,0083	0,0076	0,0070	0,0065
1000	0,0169	0,0141	0,0123	0,0109	0,0100	0,0092	0,0086
1500	0,0252	0,0210	0,0182	0,0162	0,0147	0,0136	0,0127
2000	0,0334	0,0279	0,0242	0,0215	0,0195	0,0180	0,0168
2500	0,0417	0,0348	0,0301	0,0268	0,0243	0,0224	0,0209
3000	0,0500	0,0417	0,0361	0,0321	0,0291	0,0268	0,0250

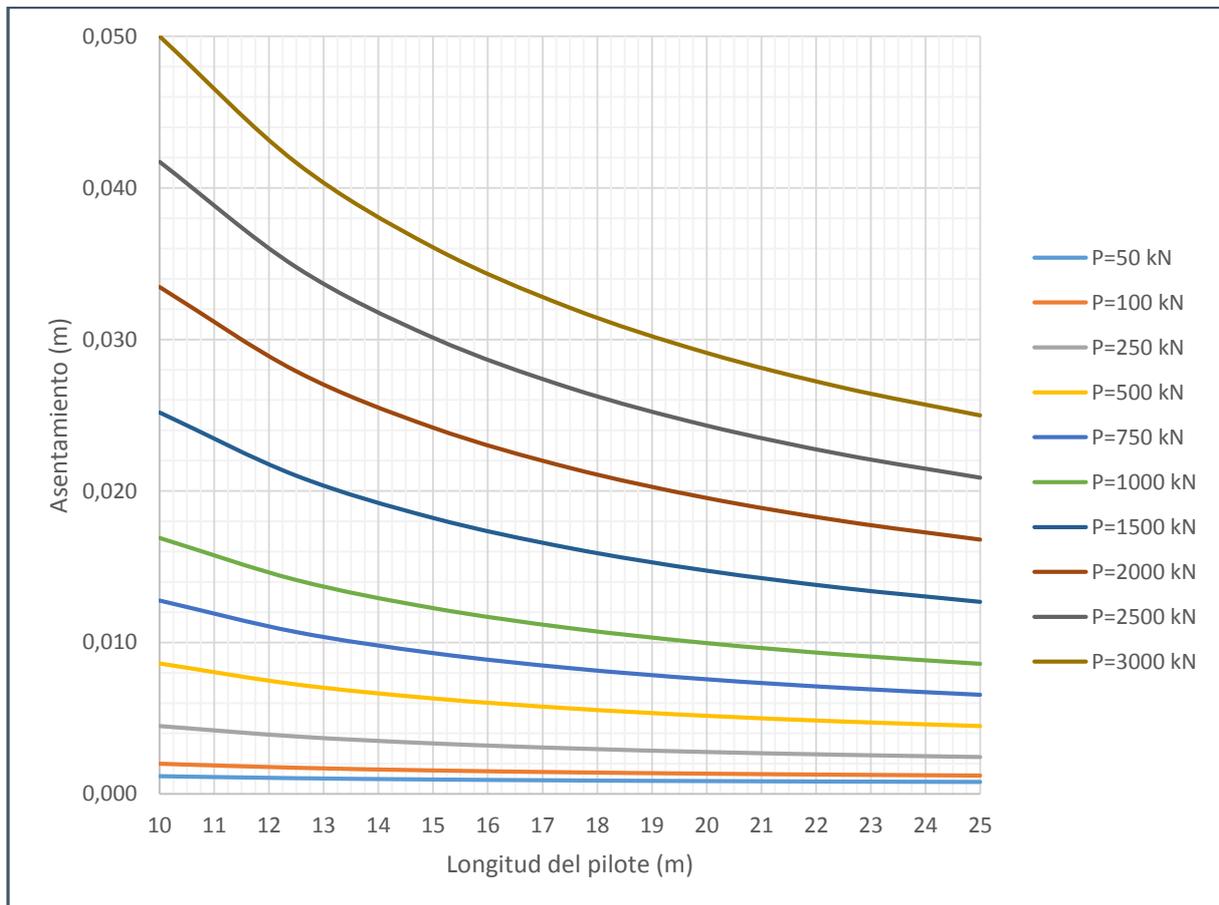


Figura 40. Asentamientos esperados en m para pilotes de diámetro 0.8 m

Diámetro de D= 0.9 m

Tabla 16. Asentamientos esperados en m para pilotes de diámetro 0.9 m

Carga (kN)	Longitud del Pilote (m)						
	10	12,5	15	17,5	20	22,5	25
50	0,0012	0,0011	0,0010	0,0010	0,0009	0,0009	0,0009
100	0,0021	0,0018	0,0016	0,0015	0,0014	0,0013	0,0013
250	0,0045	0,0038	0,0034	0,0030	0,0028	0,0026	0,0025
500	0,0086	0,0072	0,0063	0,0056	0,0051	0,0047	0,0044
750	0,0126	0,0105	0,0092	0,0082	0,0074	0,0069	0,0064
1000	0,0167	0,0139	0,0121	0,0107	0,0098	0,0090	0,0084
1500	0,0248	0,0207	0,0179	0,0159	0,0144	0,0132	0,0123
2000	0,0330	0,0274	0,0237	0,0210	0,0190	0,0175	0,0163
2500	0,0411	0,0341	0,0295	0,0262	0,0237	0,0218	0,0202
3000	0,0492	0,0409	0,0353	0,0313	0,0283	0,0260	0,0242

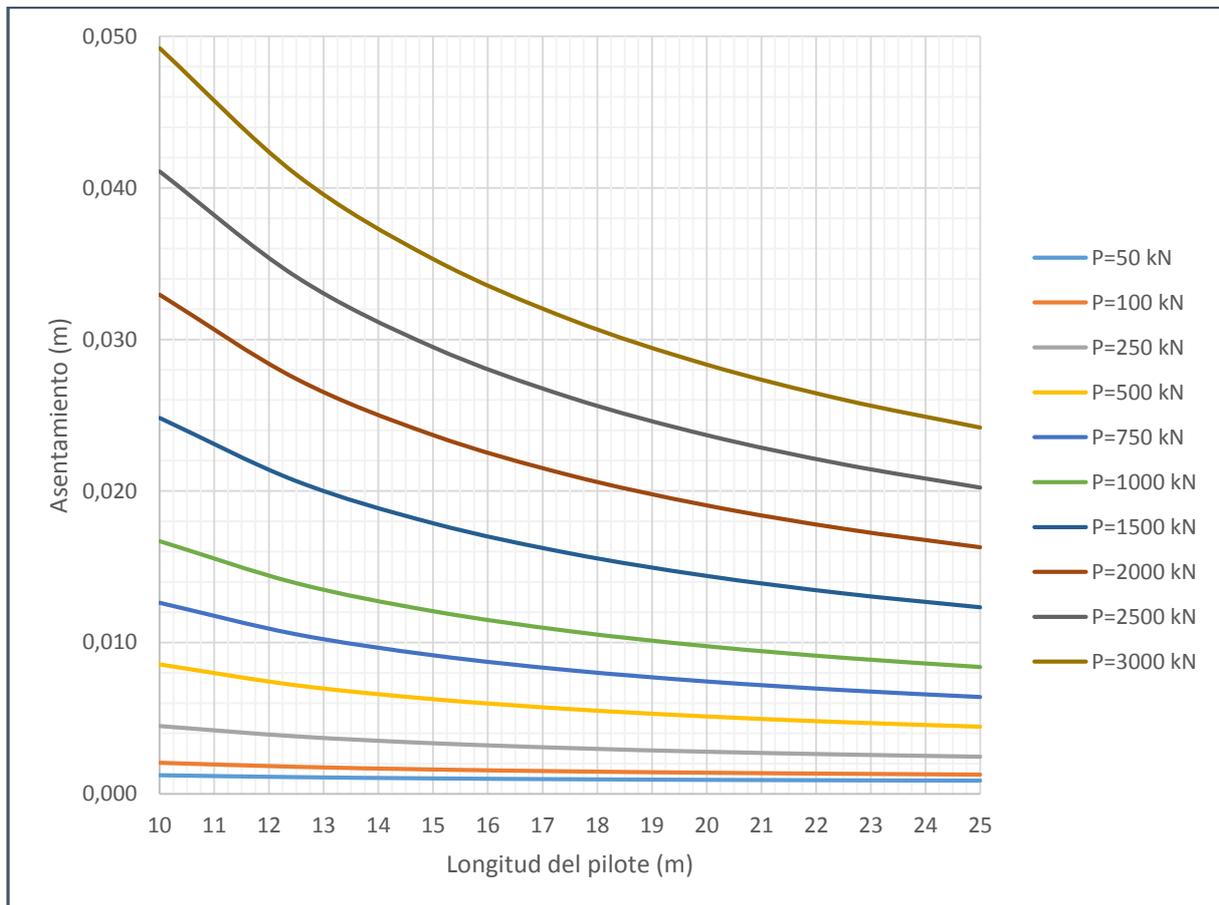


Figura 41. Asentamientos esperados en m para pilotes de diámetro de 0.9 m

Diámetro de D= 1.0 m

Tabla 17. Asentamientos esperados en m para pilotes de diámetro 1.0 m

Carga (kN)	Longitud del Pilote (m)						
	10	12,5	15	17,5	20	22,5	25
50	0,0013	0,0012	0,0011	0,0011	0,0010	0,0010	0,0010
100	0,0021	0,0019	0,0017	0,0016	0,0015	0,0014	0,0014
250	0,0045	0,0038	0,0034	0,0031	0,0028	0,0027	0,0025
500	0,0085	0,0072	0,0062	0,0056	0,0051	0,0047	0,0044
750	0,0125	0,0105	0,0091	0,0081	0,0074	0,0068	0,0063
1000	0,0166	0,0138	0,0119	0,0106	0,0096	0,0089	0,0083
1500	0,0246	0,0204	0,0176	0,0156	0,0142	0,0130	0,0121
2000	0,0326	0,0270	0,0233	0,0207	0,0187	0,0171	0,0159
2500	0,0406	0,0336	0,0290	0,0257	0,0232	0,0213	0,0197
3000	0,0486	0,0403	0,0347	0,0307	0,0277	0,0254	0,0236

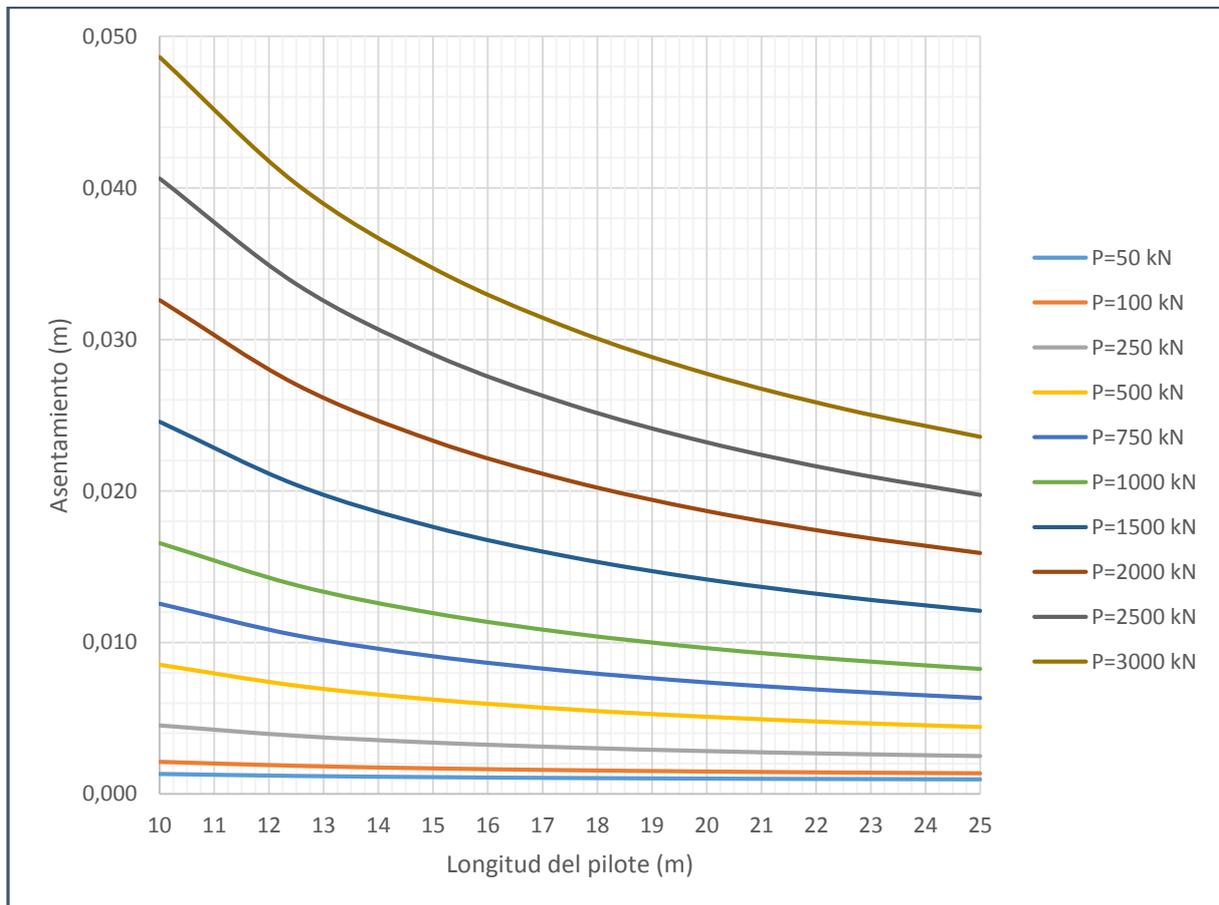


Figura 42. Asentamientos esperados en m para pilotes de diámetro de 1.0 m

Diámetro de D=1.1 m

Tabla 18. Asentamientos esperados en m para pilotes de diámetro 1.1 m

Carga (kN)	Longitud del Pilote (m)						
	10	12,5	15	17,5	20	22,5	25
50	0,0014	0,0013	0,0012	0,0012	0,0011	0,0011	0,0011
100	0,0022	0,0019	0,0018	0,0017	0,0016	0,0015	0,0015
250	0,0046	0,0039	0,0035	0,0031	0,0029	0,0027	0,0026
500	0,0086	0,0072	0,0063	0,0056	0,0051	0,0047	0,0044
750	0,0125	0,0104	0,0091	0,0081	0,0073	0,0068	0,0063
1000	0,0165	0,0137	0,0118	0,0105	0,0096	0,0088	0,0082
1500	0,0244	0,0202	0,0174	0,0155	0,0140	0,0128	0,0119
2000	0,0323	0,0267	0,0230	0,0204	0,0184	0,0169	0,0156
2500	0,0403	0,0333	0,0286	0,0253	0,0229	0,0209	0,0194
3000	0,0482	0,0398	0,0342	0,0303	0,0273	0,0250	0,0231

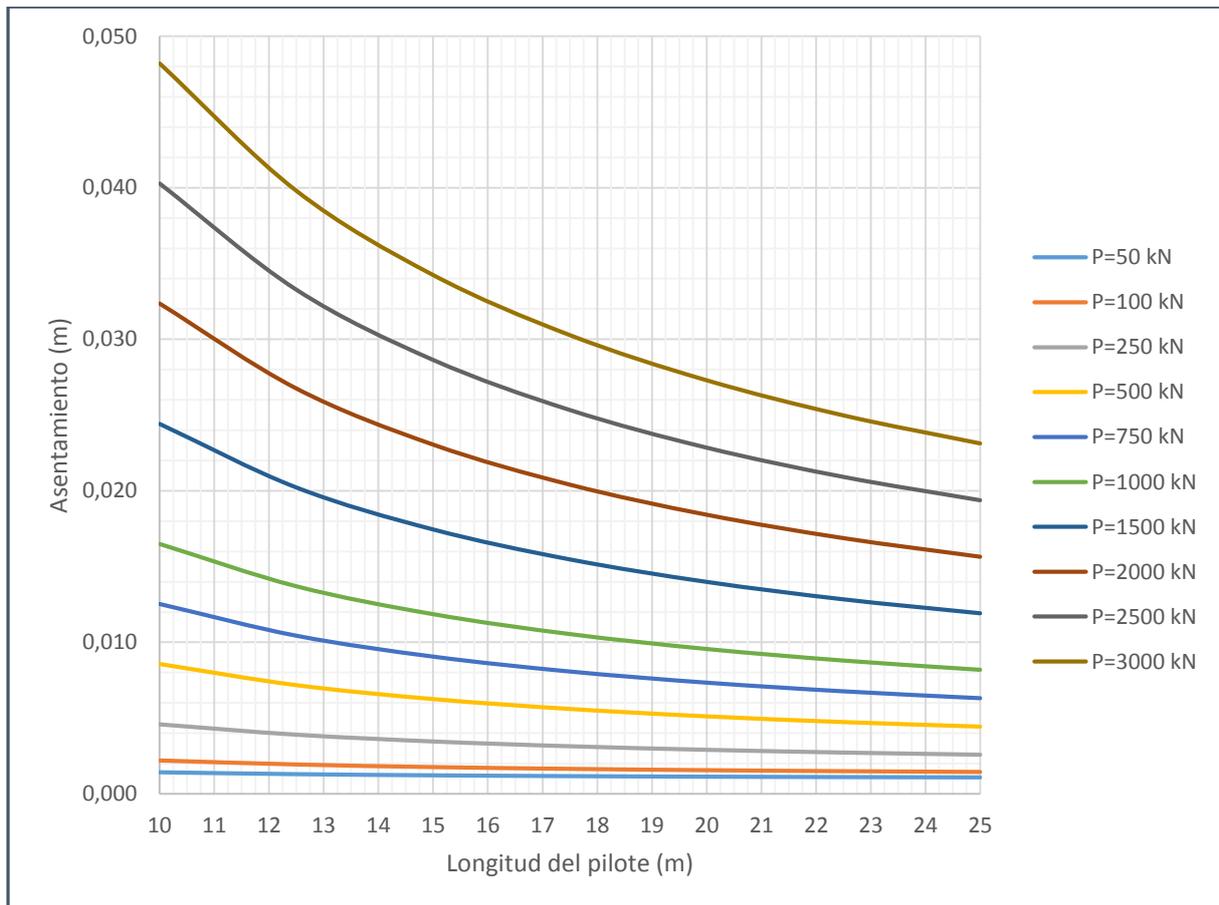


Figura 43. Asentamientos esperados en m para pilotes de diámetro de 1.1 m

Diámetro de D=1.2 m

Tabla 19. Asentamientos esperados en m para pilotes de diámetro 1.2 m

Carga (kN)	Longitud del Pilote (m)						
	10	12,5	15	17,5	20	22,5	25
50	0,0015	0,0014	0,0013	0,0013	0,0012	0,0012	0,0012
100	0,0023	0,0020	0,0019	0,0018	0,0017	0,0016	0,0016
250	0,0047	0,0040	0,0035	0,0032	0,0030	0,0028	0,0027
500	0,0086	0,0072	0,0063	0,0056	0,0052	0,0048	0,0045
750	0,0125	0,0104	0,0090	0,0081	0,0073	0,0068	0,0063
1000	0,0165	0,0137	0,0118	0,0105	0,0095	0,0088	0,0081
1500	0,0243	0,0201	0,0173	0,0153	0,0139	0,0127	0,0118
2000	0,0322	0,0265	0,0228	0,0202	0,0182	0,0167	0,0155
2500	0,0401	0,0330	0,0284	0,0251	0,0226	0,0207	0,0191
3000	0,0479	0,0394	0,0339	0,0299	0,0269	0,0246	0,0228

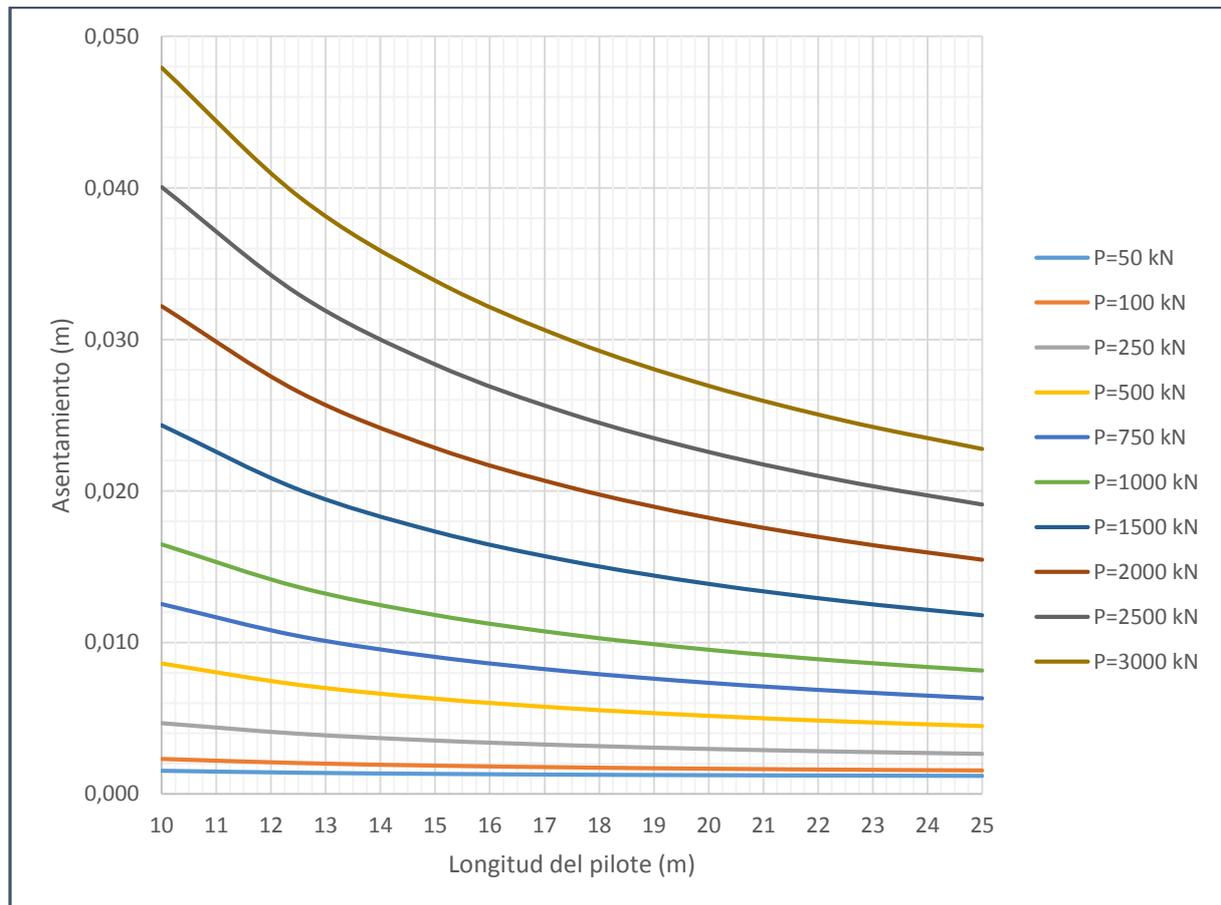


Figura 44. Asentamientos esperados en m para pilotes de diámetro de 1.2 m

Diámetro de D=1.3 m

Tabla 20. Asentamientos esperados en m para pilotes de diámetro 1.3 m

Carga (kN)	Longitud del Pilote (m)						
	10	12,5	15	17,5	20	22,5	25
50	0,0016	0,0015	0,0014	0,0014	0,0014	0,0013	0,0013
100	0,0024	0,0022	0,0020	0,0019	0,0018	0,0017	0,0017
250	0,0048	0,0041	0,0036	0,0033	0,0031	0,0029	0,0028
500	0,0087	0,0073	0,0063	0,0057	0,0052	0,0048	0,0046
750	0,0126	0,0105	0,0091	0,0081	0,0074	0,0068	0,0063
1000	0,0165	0,0136	0,0118	0,0105	0,0095	0,0087	0,0081
1500	0,0243	0,0200	0,0172	0,0153	0,0138	0,0127	0,0117
2000	0,0321	0,0264	0,0227	0,0201	0,0181	0,0166	0,0153
2500	0,0400	0,0328	0,0281	0,0248	0,0224	0,0205	0,0189
3000	0,0478	0,0392	0,0336	0,0296	0,0267	0,0244	0,0225

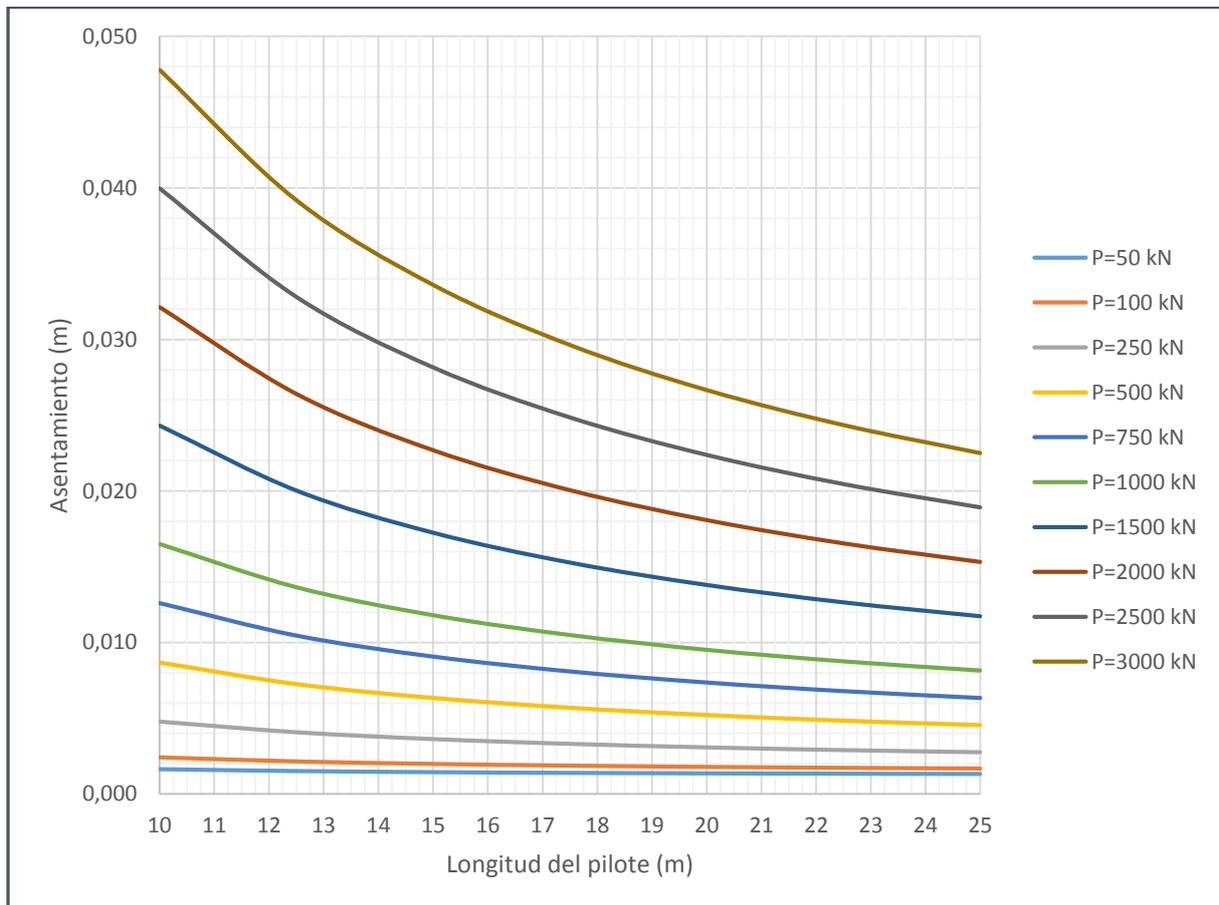


Figura 45. Asentamientos esperados en m para pilotes de diámetro de 1.3 m

Diámetro de D=1.4 m

Tabla 21. Asentamientos esperados en m para pilotes de diámetro 1.4 m

Carga (kN)	Longitud del Pilote (m)						
	10	12,5	15	17,5	20	22,5	25
50	0,0018	0,0016	0,0016	0,0015	0,0015	0,0015	0,0015
100	0,0026	0,0023	0,0021	0,0020	0,0019	0,0019	0,0018
250	0,0049	0,0042	0,0037	0,0034	0,0032	0,0030	0,0029
500	0,0088	0,0073	0,0064	0,0058	0,0053	0,0049	0,0046
750	0,0127	0,0105	0,0091	0,0081	0,0074	0,0069	0,0064
1000	0,0166	0,0137	0,0118	0,0105	0,0095	0,0088	0,0082
1500	0,0244	0,0200	0,0172	0,0152	0,0138	0,0126	0,0117
2000	0,0322	0,0263	0,0226	0,0200	0,0180	0,0165	0,0152
2500	0,0400	0,0327	0,0280	0,0247	0,0222	0,0203	0,0188
3000	0,0478	0,0390	0,0334	0,0294	0,0265	0,0242	0,0223

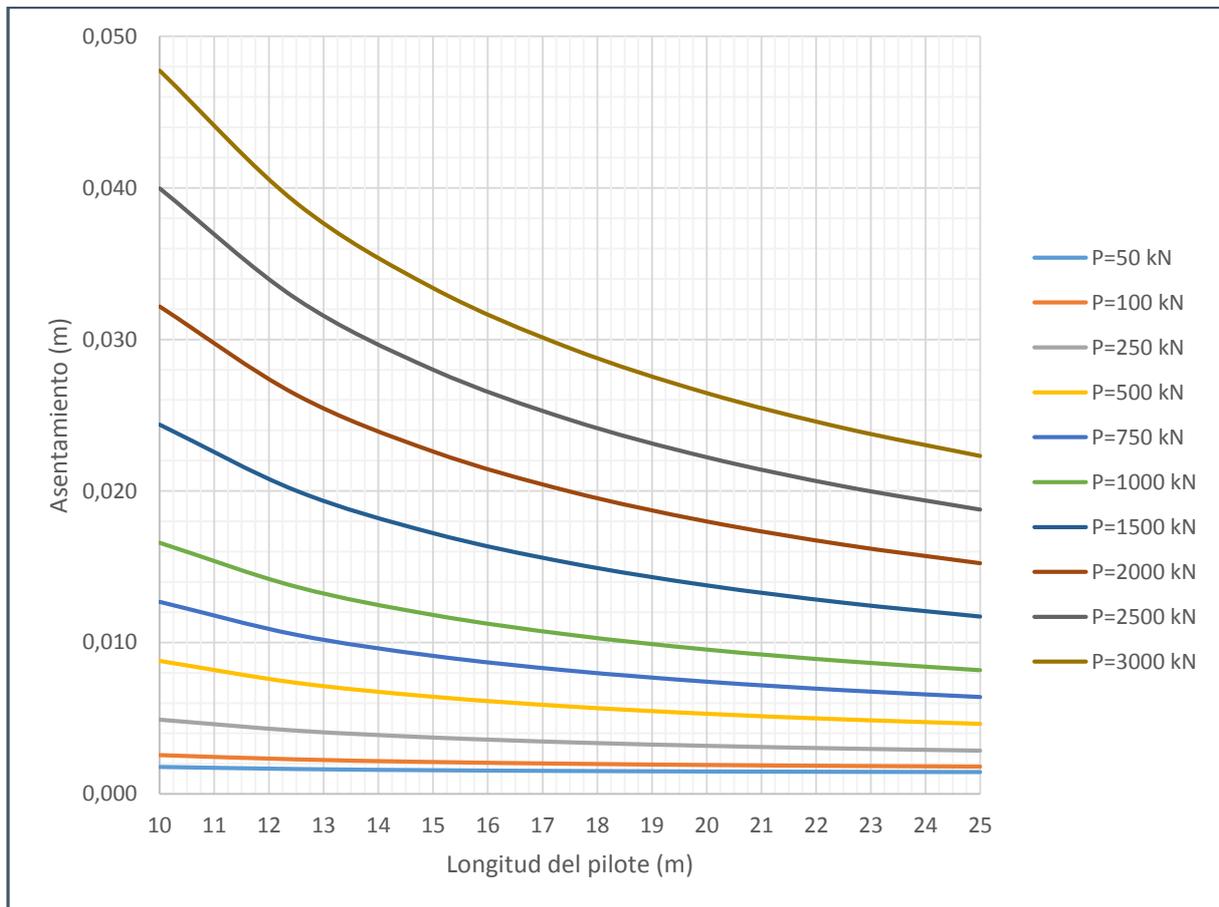


Figura 46. Asentamientos esperados en m para pilotes de diámetro de 1.4 m

Diámetro de D=1.5 m

Tabla 22. Asentamientos esperados en m para pilotes de diámetro 1.5 m

Carga (kN)	Longitud del Pilote (m)						
	10	12,5	15	17,5	20	22,5	25
50	0,0019	0,0018	0,0017	0,0017	0,0016	0,0016	0,0016
100	0,0027	0,0024	0,0022	0,0021	0,0021	0,0020	0,0019
250	0,0050	0,0043	0,0038	0,0035	0,0033	0,0031	0,0030
500	0,0089	0,0074	0,0065	0,0059	0,0054	0,0050	0,0047
750	0,0128	0,0106	0,0092	0,0082	0,0075	0,0069	0,0065
1000	0,0167	0,0137	0,0119	0,0106	0,0096	0,0088	0,0082
1500	0,0245	0,0200	0,0172	0,0152	0,0138	0,0126	0,0117
2000	0,0323	0,0263	0,0226	0,0199	0,0179	0,0164	0,0152
2500	0,0401	0,0326	0,0279	0,0246	0,0221	0,0202	0,0187
3000	0,0479	0,0389	0,0332	0,0293	0,0263	0,0240	0,0222

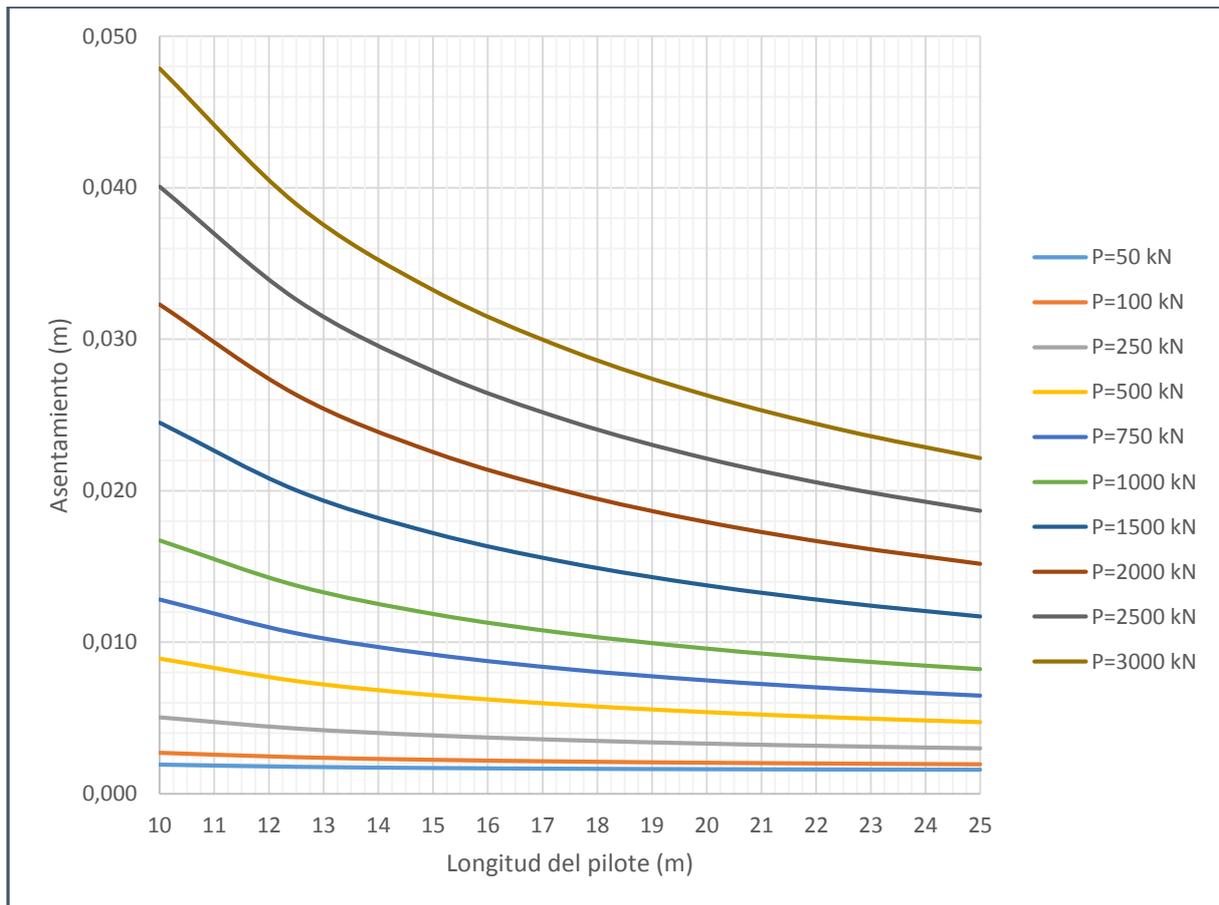


Figura 47. Asentamientos esperados en m para pilotes de diámetro de 1.5 m

7.1.5 Capacidad lateral de pilas individuales.

Para estimar la capacidad de carga lateral de los pilotes, a ser empleados en el proyecto, se utilizó la metodología conocida como teoría de Broms (Broms, 1964). En ella se presenta la metodología de cálculo para la longitud mínima de un pilote sometido a una carga horizontal y un momento en el cabezal.

Partiendo de la suposición de que se presenta un estratificado de respuesta mecánica friccional y un pilote de cabezal libre, se asigna un ángulo de resistencia interna y un peso unitario para cada capa y se realiza un análisis estático del pilote bajo la acción de cargas de falla del material terreo. Para los ábacos se maneja un factor de excentricidad de la carga horizontal como mecanismo para incluir la acción de un momento en el cabezal según:

$$e = \frac{M}{P}$$

Donde M es el momento actuante y P la carga horizontal.

De la Tabla 23 a la Tabla 28 presentan las capacidades de carga lateral admisibles para diferentes valores de longitud y de diámetro para excentricidades de 0, 1 y 2, manejando un factor de seguridad indirecto de 3,0.

	L=10 m	L=11 m	L=12 m	L=13 m	L=14 m	L=15 m	L=16 m	L=17 m
d=0,70	725	848	978	1115	1259	1412	1574	1747
d=0,80	828	969	1118	1274	1439	1614	1799	1996
d=0,90	932	1091	1257	1433	1619	1816	2024	2246
d=1,00	1035	1212	1397	1592	1799	2017	2249	2495
d=1,10	1139	1333	1537	1751	1978	2219	2474	2745
d=1,20	1242	1454	1677	1911	2158	2421	2699	2994
d=1,30	1346	1575	1816	2070	2338	2622	2924	3244
d=1,40	1449	1696	1956	2229	2518	2824	3149	3493
d=1,50	1553	1818	2096	2388	2698	3026	3374	3743

Tabla 23. Carga lateral última admisible en kN para un factor de excentricidad de 0,0 parte I.

	L=18 m	L=19 m	L=20 m	L=21 m	L=22 m	L=23 m	L=24 m	L=25 m
d=0,70	1929	2122	2325	2539	2763	2997	3241	3495
d=0,80	2205	2425	2657	2902	3158	3425	3704	3994
d=0,90	2480	2728	2990	3264	3552	3853	4167	4493
d=1,00	2756	3031	3322	3627	3947	4281	4630	4992
d=1,10	3031	3334	3654	3990	4342	4709	5093	5492
d=1,20	3307	3638	3986	4353	4736	5138	5556	5991
d=1,30	3583	3941	4318	4715	5131	5566	6019	6490
d=1,40	3858	4244	4651	5078	5526	5994	6482	6989
d=1,50	4134	4547	4983	5441	5921	6422	6945	7489

Tabla 24. Carga lateral última admisible en kN para un factor de excentricidad de 0,0 parte II.

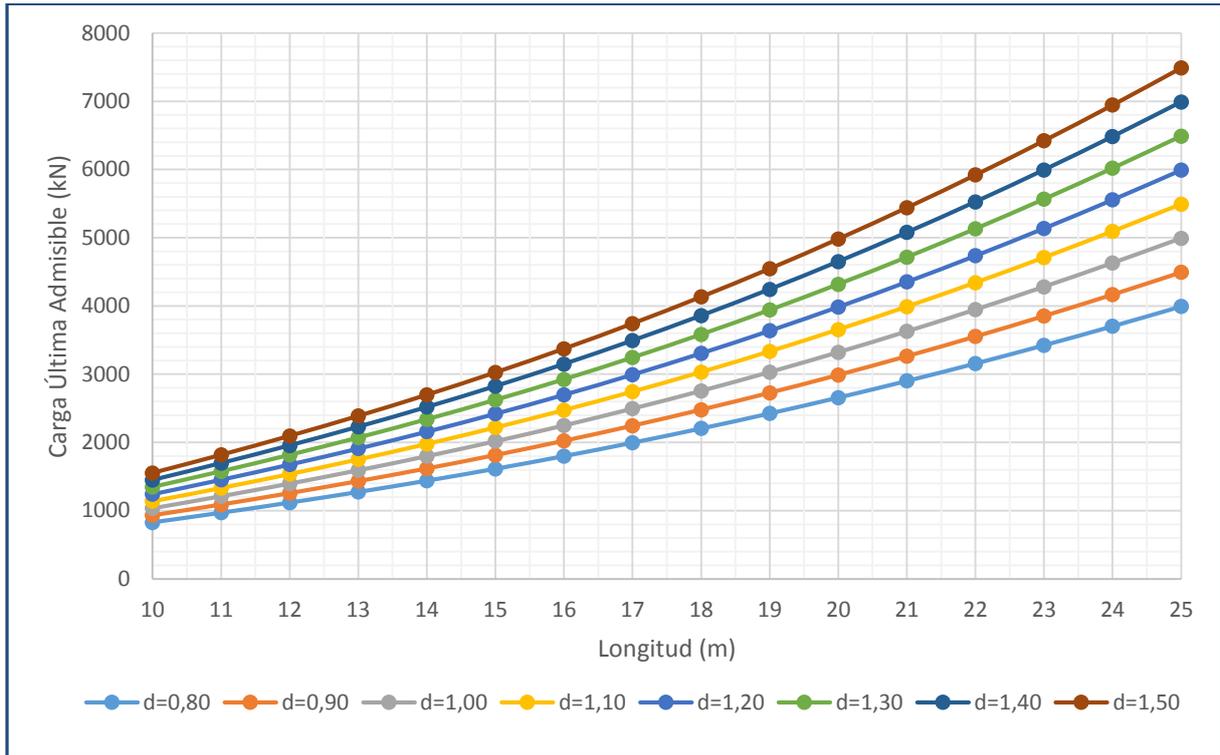


Figura 48. Carga lateral última admisible en kN para un factor de excentricidad de 0,0.

	L=10 m	L=11 m	L=12 m	L=13 m	L=14 m	L=15 m	L=16 m	L=17 m
d=0,70	659	778	903	1035	1175	1324	1482	1650
d=0,80	753	889	1032	1183	1343	1513	1694	1885
d=0,90	847	1000	1161	1331	1511	1702	1905	2121
d=1,00	941	1111	1290	1479	1679	1891	2117	2357
d=1,10	1035	1222	1419	1626	1847	2080	2329	2592
d=1,20	1129	1333	1548	1774	2014	2269	2540	2828
d=1,30	1223	1444	1677	1922	2182	2459	2752	3064
d=1,40	1318	1555	1806	2070	2350	2648	2964	3299
d=1,50	1412	1666	1935	2218	2518	2837	3175	3535

Tabla 25. Carga lateral última admisible en kN para un factor de excentricidad de 1,0 parte I.

	L=18 m	L=19 m	L=20 m	L=21 m	L=22 m	L=23 m	L=24 m	L=25 m
d=0,70	1828	2016	2215	2424	2643	2872	3111	3360
d=0,80	2089	2304	2531	2770	3020	3282	3556	3840
d=0,90	2350	2592	2847	3116	3398	3693	4000	4320
d=1,00	2611	2880	3164	3462	3775	4103	4445	4800
d=1,10	2872	3168	3480	3808	4153	4513	4889	5280
d=1,20	3133	3456	3796	4155	4530	4923	5334	5760
d=1,30	3394	3744	4113	4501	4908	5334	5778	6241
d=1,40	3655	4032	4429	4847	5286	5744	6222	6721
d=1,50	3916	4320	4745	5193	5663	6154	6667	7201

Tabla 26. Carga lateral última admisible en kN para un factor de excentricidad de 1,0 parte II.

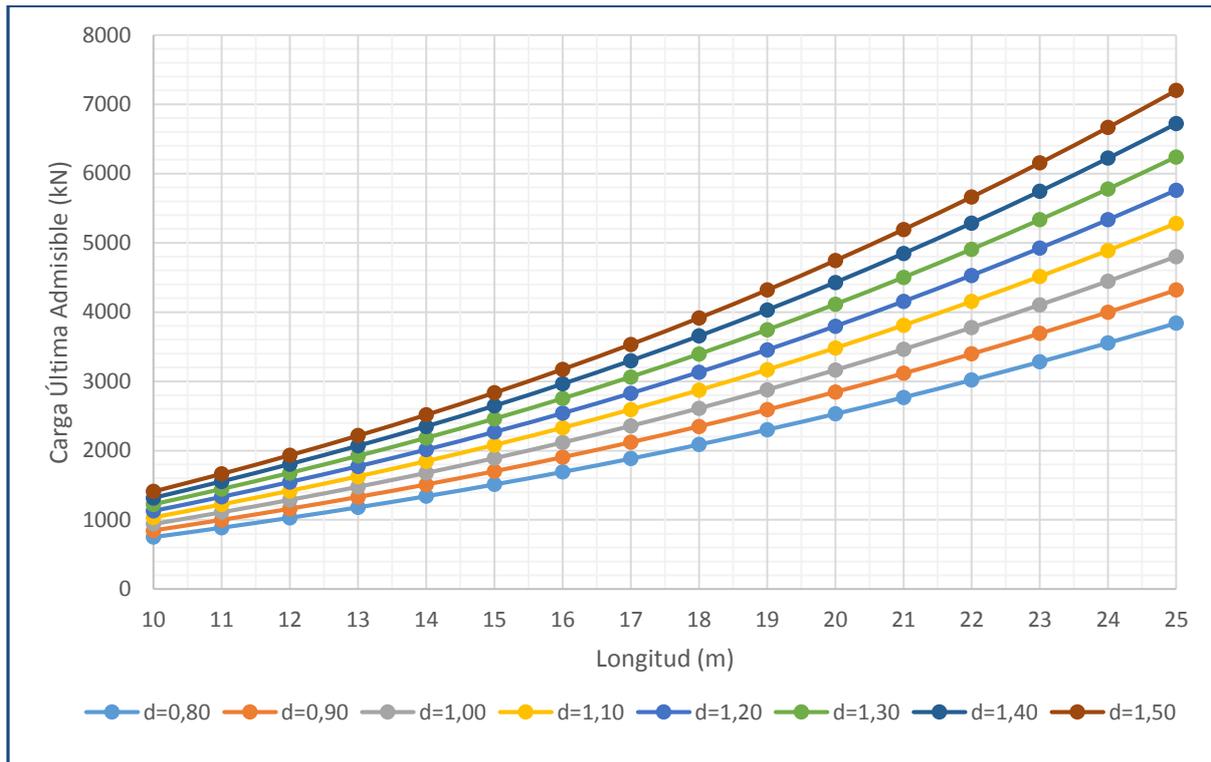


Figura 49. Carga lateral última admisible en kN para un factor de excentricidad de 1,0.

	L=10 m	L=11 m	L=12 m	L=13 m	L=14 m	L=15 m	L=16 m	L=17 m
d=0,70	604	718	838	966	1102	1246	1400	1563
d=0,80	690	820	958	1104	1259	1424	1599	1786
d=0,90	776	923	1078	1242	1416	1602	1799	2009
d=1,00	863	1025	1198	1380	1574	1780	1999	2233
d=1,10	949	1128	1317	1518	1731	1958	2199	2456
d=1,20	1035	1230	1437	1656	1888	2136	2399	2679
d=1,30	1122	1333	1557	1794	2046	2314	2599	2902
d=1,40	1208	1435	1677	1932	2203	2492	2799	3126
d=1,50	1294	1538	1796	2070	2361	2670	2999	3349

Tabla 27. Carga lateral última admisible en kN para un factor de excentricidad de 2,0 parte I.

	L=18 m	L=19 m	L=20 m	L=21 m	L=22 m	L=23 m	L=24 m	L=25 m
d=0,70	1736	1920	2114	2318	2533	2757	2992	3236
d=0,80	1984	2194	2416	2649	2894	3151	3419	3698
d=0,90	2232	2468	2718	2981	3256	3545	3846	4160
d=1,00	2480	2743	3020	3312	3618	3939	4274	4623
d=1,10	2728	3017	3322	3643	3980	4333	4701	5085
d=1,20	2976	3291	3624	3974	4342	4727	5128	5547
d=1,30	3224	3565	3926	4305	4704	5120	5556	6009
d=1,40	3472	3840	4228	4636	5065	5514	5983	6472
d=1,50	3720	4114	4530	4968	5427	5908	6410	6934

Tabla 28. Carga lateral última admisible en kN para un factor de excentricidad de 2,0 parte II.

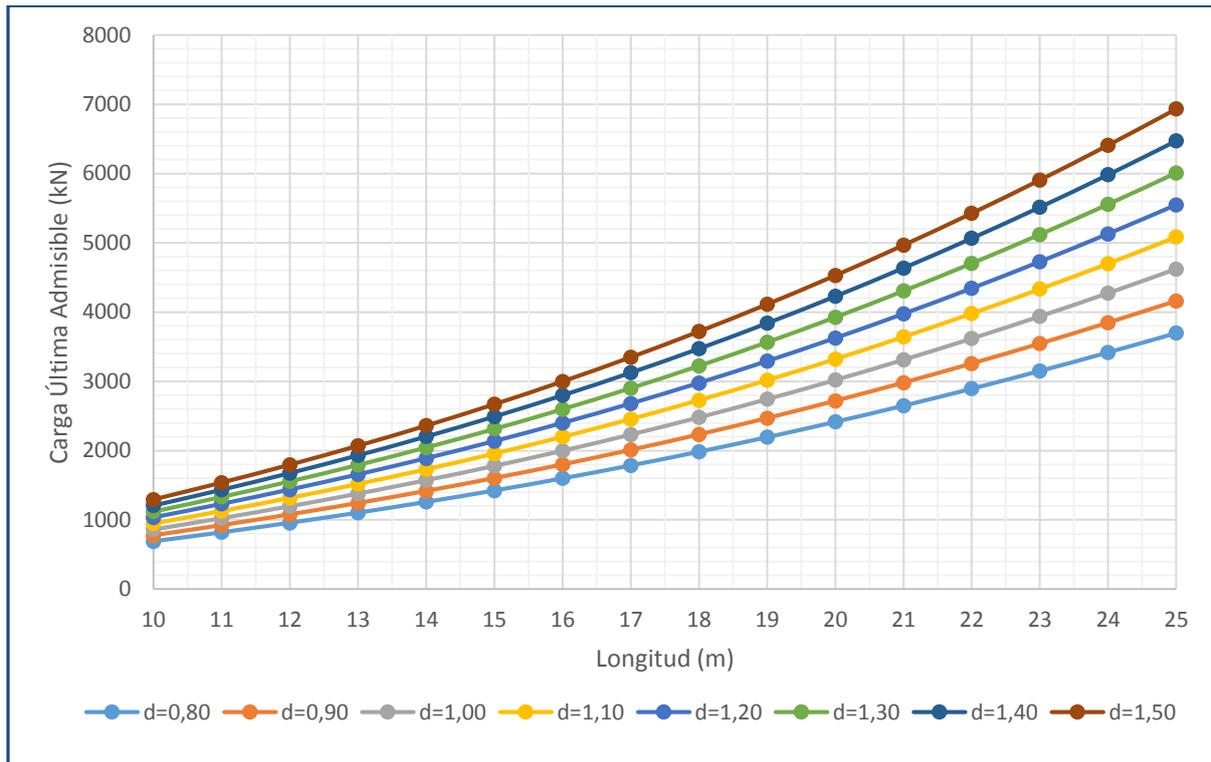


Figura 50. Carga lateral última admisible en kN para un factor de excentricidad de 2,0.

7.2 Sistema placa-pilote.

Se descarta este tipo de cimentación teniendo en cuenta que no es fácil eliminar las excentricidades geométricas de las cargas suministradas por la especialidad estructural, lo que genera una distribución no uniforme de pilotes bajo la placa de cimentación y la imposibilidad de preparar un modelo representativo de la situación real de la estructura.

7.3 Cimentación superficial

De acuerdo con el nivel de cargas esperadas y el número de pisos de las edificaciones, se selecciona esta alternativa de cimentación para las zonas 1 y 3 del proyecto. Para su dimensionamiento se presentan cálculos de capacidad portante a compresión y a tracción además de asentamientos para zapatas rectangulares de diferentes dimensiones.

7.3.1 Asentamientos de zapatas.

El cálculo de asentamientos bajo las diferentes zapatas se realizó haciendo uso de la teoría elástica de deformación. Para su desarrollo, se discretizó el terreno en bandas sucesivas de 1 metro de altura para las cuales se calcularon esfuerzos iniciales geoestáticos e incrementos elásticos de esfuerzos según las ecuaciones presentadas por Poulos & Davis (Poulos & Davis, 1974).

Con los incrementos de esfuerzo calculados y la teoría de generación de presiones de poros de Skempton (Skempton, 1954), se calculan los esfuerzos efectivos y totales. Con ellos se aplica la teoría de deformación elástica del medio continuo y se deduce la deformación vertical para cada una de las

capas. Finalmente con las deformaciones y la teoría de la consolidación de Terzaghi (Terzaghi, 1925), pueden calcularse los asentamientos inmediatos y finales.

7.3.2 Capacidad portante de zapatas.

Para el cálculo de la capacidad portante del terreno se tienen en cuenta limitantes mecánicas y funcionales para las edificaciones. Las limitantes mecánicas están dadas por la capacidad última de carga que presenta el terreno ante los incrementos de carga, la cual depende intrínsecamente de su capacidad de resistencia al corte. Por otro lado, las limitantes funcionales dependen de la estructura a ser construida y se traducen en los asentamientos máximos admisibles para el correcto funcionamiento de la edificación.

7.3.2.1 Limitante mecánica.

La capacidad última de la zapata por falla del terreno ante esfuerzos de corte se calcula mediante la ecuación de capacidad de carga última propuesta por Meyerhof (Meyerhof, 1963), aplicando factores de corrección por forma, profundidad e inclinación según propuestas de diferentes autores (De Berr (De Beer, 1970), Hansen (Hansen, 1970), Hanna y Meyerhof (Hanna & Meyerhof, 1978), entre otros). Adicionalmente, se corrige el valor de la capacidad de carga teniendo en cuenta la deformabilidad del terreno ante incrementos de esfuerzo. Para ello, se emplea la teoría de Vesic (Vesic, 1973), que permite calcular factores de corrección para cada factor de la ecuación de carga.

La capacidad de carga se incrementa con el tamaño de la zapata y en consecuencia su influencia controla el diseño cuando las mismas son menores.

7.3.2.2 Limitante funcional.

Por otro lado, la limitante funcional de los diseños está regida por los asentamientos producto de las cargas actuantes. Para su cálculo se establece un valor de asentamiento crítico admisible que dependerá de las características funcionales de la edificación a construirse, y posteriormente se emplea la misma metodología descrita en el punto 7.3.1 para calcular la carga que lo generará. Los valores calculados son la capacidad portante admisible por funcionalidad para las diferentes dimensiones de zapatas.

A diferencia de la capacidad de carga por resistencia del terreno, la capacidad de carga por asentamiento se reduce con el aumento de las dimensiones de la zapata, por lo que su influencia es mayor en zapatas más grandes.

7.3.2.3 Nomogramas de diseño.

Los siguientes nomogramas de diseño - Figura 51 a Figura 54- se calcularon para las propiedades del terreno establecidas en el modelo geotécnico y para un asentamiento crítico admisibles determinado en 5 cm y 7 cm, teniendo en cuenta la existencia de redes que se conectan a la estructura y que pueden llegar a romperse.

Los nomogramas son válidos para una profundidad de cimentación de 1,90 m por debajo del nivel natural del terreno.

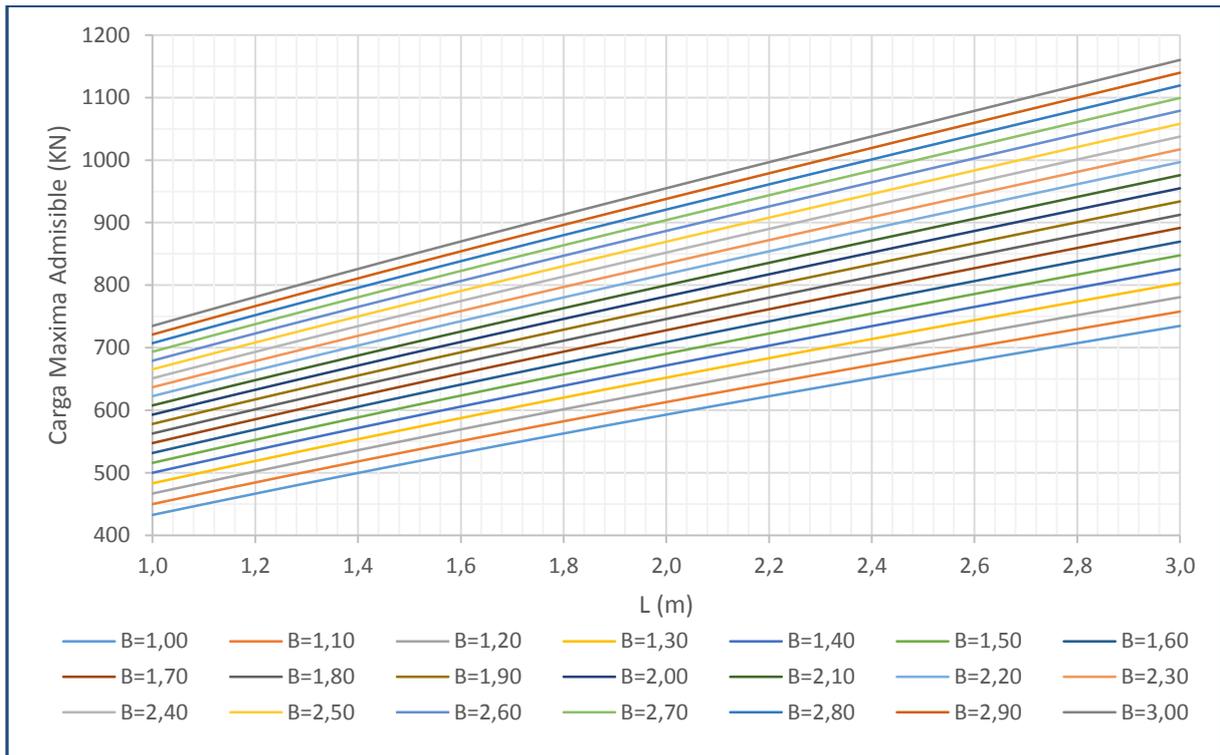


Figura 51. Carga máxima admisible por asentamientos en función de la longitud (L) y el ancho de la zapata (B) para un asentamiento crítico de 5cm.

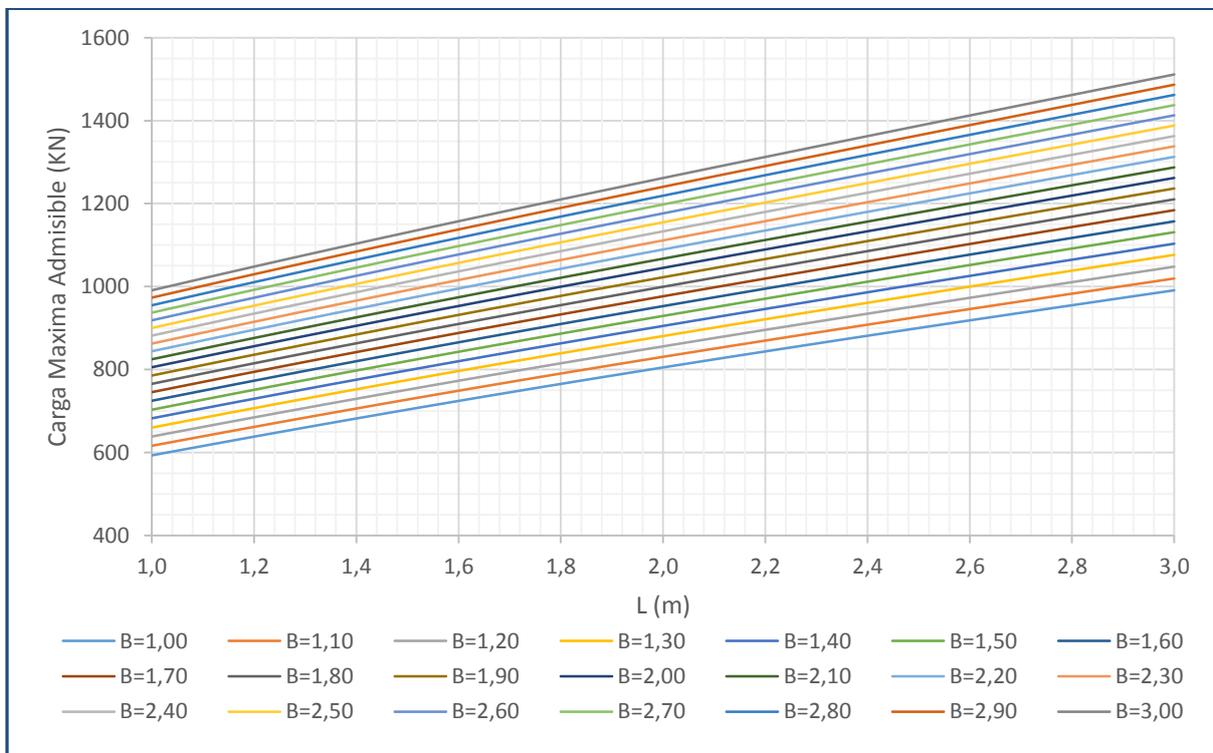


Figura 52. Carga máxima admisible por asentamientos en función de la longitud (L) y el ancho de la zapata (B) para un asentamiento crítico de 7cm.

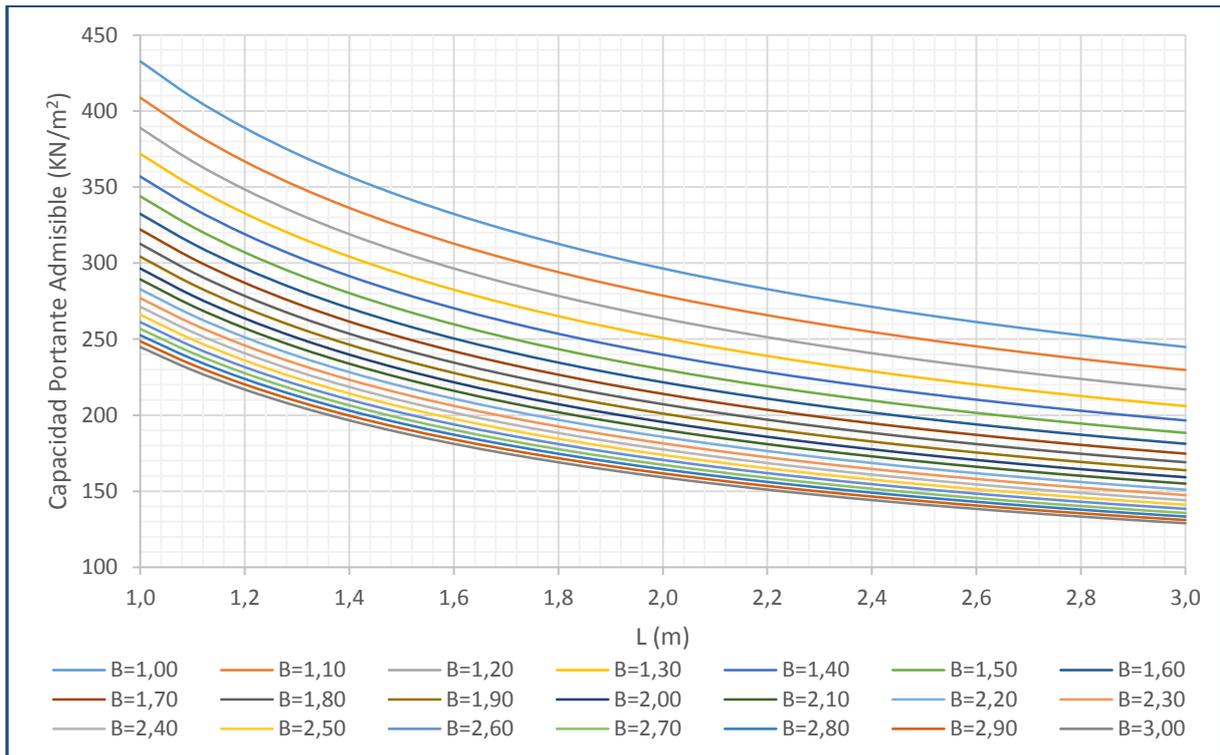


Figura 53. Capacidad portante por asentamientos en función de la longitud (L) y el ancho de la zapata (B) para un asentamiento crítico de 5cm.

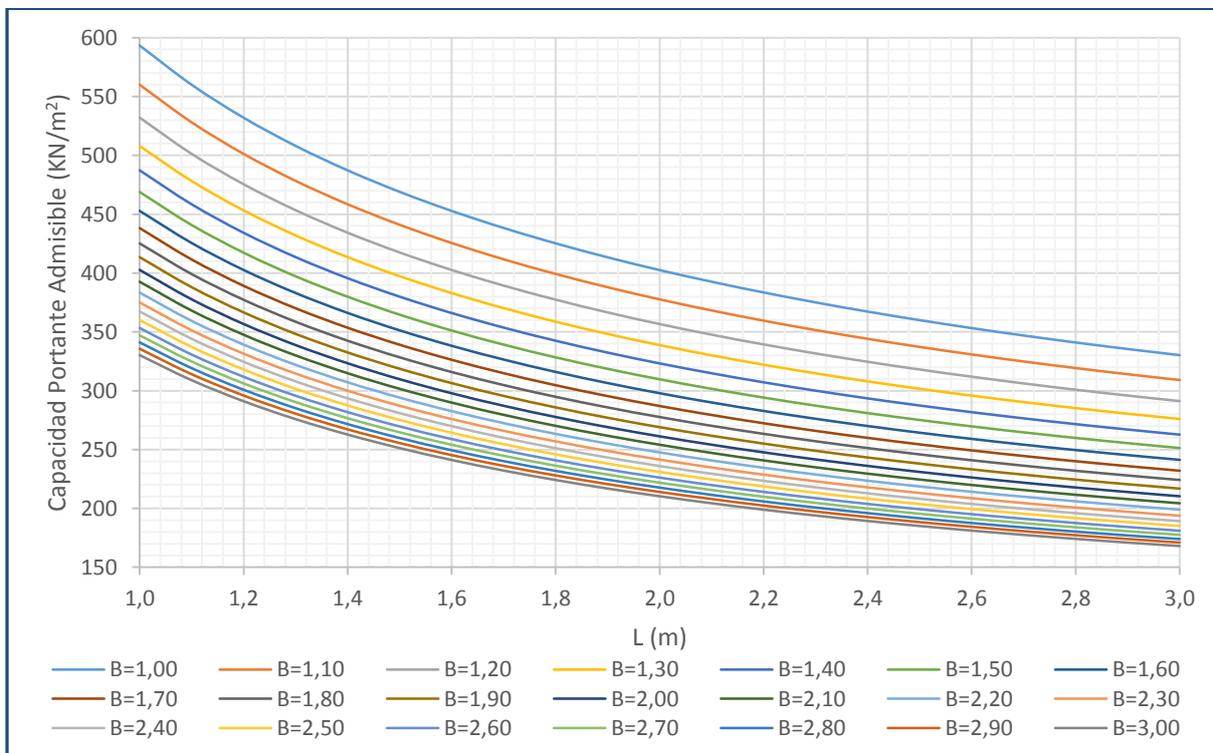


Figura 54. Capacidad portante por asentamientos en función de la longitud (L) y el ancho de la zapata (B) para un asentamiento crítico de 7cm.

7.3.3 Resistencia al levantamiento de zapatas.

Para el cálculo de la resistencia al levantamiento de zapatas se emplea la metodología descrita por Das y Seeley (Das & Seeley, 1975). La metodología se centra en el cálculo de un factor de desconexión dependiente de las propiedades del terreno, que luego es multiplicado por el área, profundidad de desplante y densidad del terreno para encontrar una carga última frente a la cual puede establecerse un factor de seguridad de diseño.

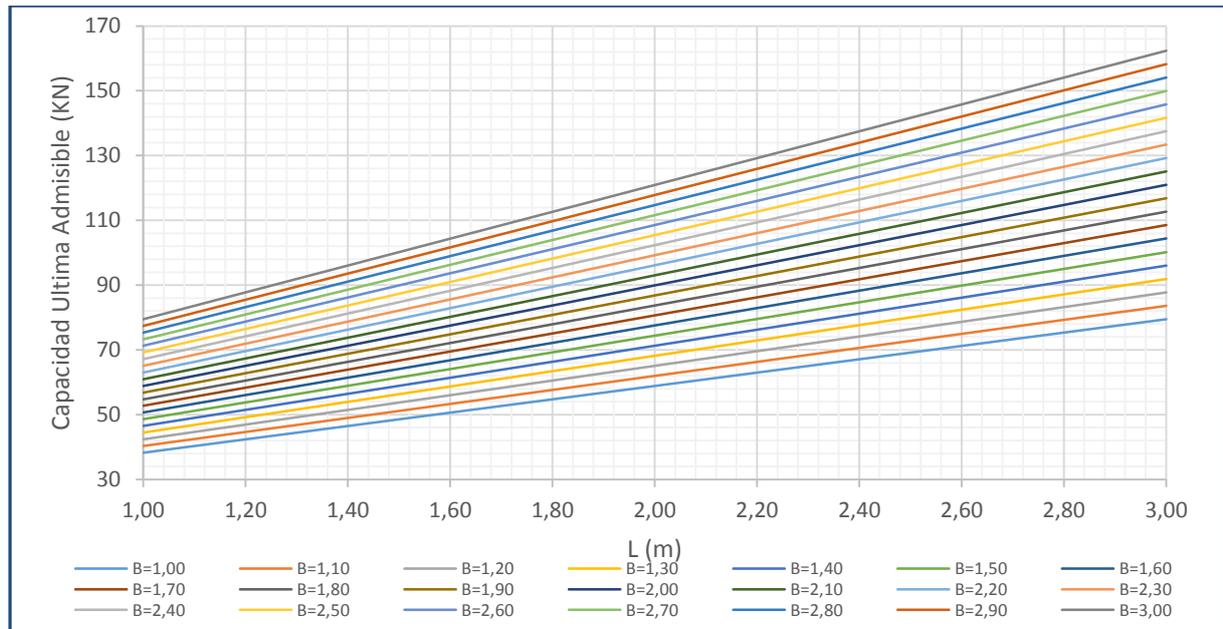


Figura 55. Capacidad admisible por extracción de zapatas en función de la longitud (L) y el ancho de la zapata (B) para una profundidad de cimentación, de 1,9 m bajo el nivel natural del terreno.

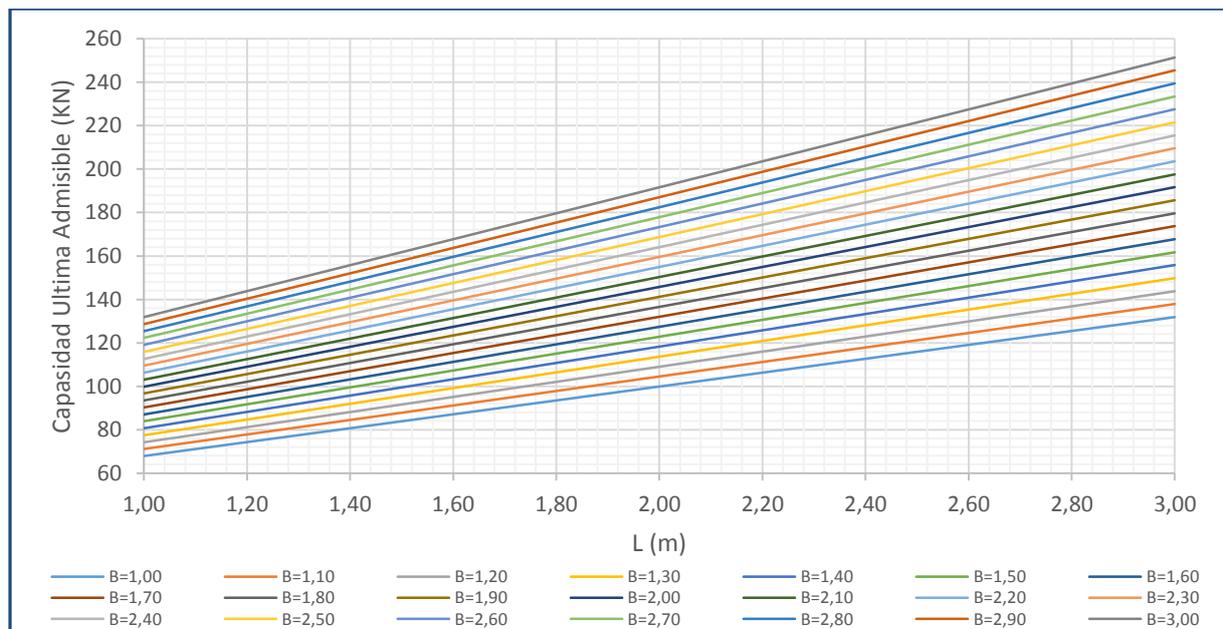


Figura 56. Capacidad admisible por extracción de zapatas en función de la longitud (L) y el ancho de la zapata (B) para una profundidad de cimentación, de 2,4 m bajo el nivel natural del terreno.

Los nomogramas de diseño ante cargas de levantamiento para un factor de seguridad de 3, se presentan en las Figura 55 y Figura 56 para una profundidad de cimentación de 1,9 m y 2,4 respectivamente.

7.3.4 Coeficiente de reacción vertical para zapatas (Resortes de Winkler).

Para la descripción de la condición de asentamientos de zapata se calculó el coeficiente de reacción vertical (K) para diferentes geometrías que relaciona la carga aplicada en la zapata con el asentamiento producido según la ecuación de un resorte elástico. Para su cálculo se realizó un análisis de regresión de los asentamientos elásticos producto de diferentes cargas para diferentes geometrías de cimentación de acuerdo a la metodología descrita en el numeral 7.3.1.

$$P = K * \delta$$

Donde P es la carga aplicada, K es el coeficiente de reacción vertical y δ es el asentamiento producido.

En la Figura 57 se presenta el valor del coeficiente K para diferentes geometrías de las zapatas a las profundidades de cimentación recomendadas.

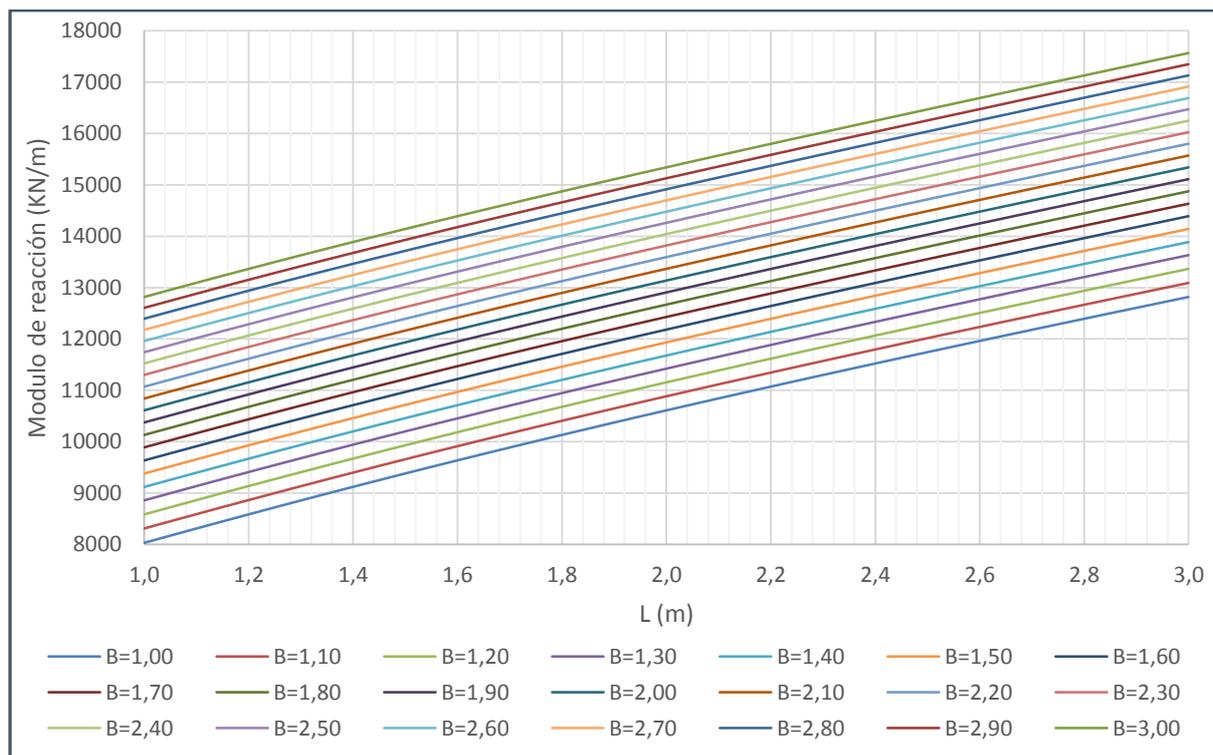


Figura 57. Coeficientes de reacción vertical para zapatas rectangulares a 1.5 m de profundidad.

7.4 Muro de contención perimetral

Para la piscina, se recomienda construir un muro pantalla monolítico con el sistema de cimentación. Los empujes del muro fueron calculados teniendo en cuenta que este trabajará como un muro en voladizo. La Figura 58 presenta el diagrama para muros en voladizo.

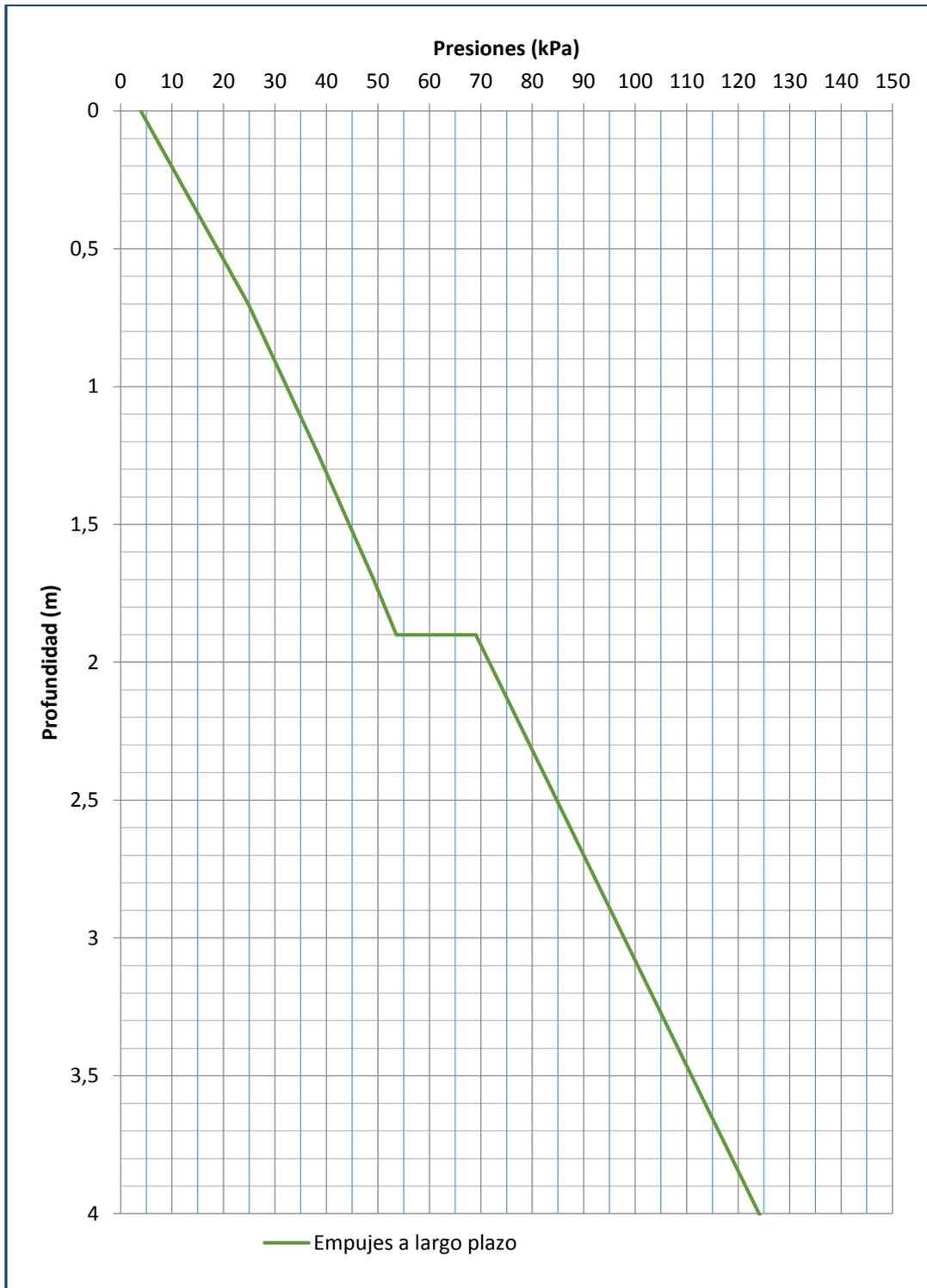


Figura 58. Diagrama de presiones laterales contra muros en voladizo

7.5 Estabilidad de taludes temporales.

Para la evaluación de la estabilidad de taludes temporales en el proyecto, se empleó una modelación haciendo uso del programa SLIDE desarrollado por ROCSCIENCE. Para la modelación de las diferentes condiciones se siguió el siguiente procedimiento:

1. Definición de condiciones de frontera: Se diagrama el perfil con las características geométricas aproximadas de la superficie final del terreno luego de la excavación, de manera que represente la condición plana del proceso.
2. Definición y asignación de materiales: Las propiedades del suelo presente deben ser implementadas en el modelo haciendo especial énfasis en la caracterización física (γ_t) y los parámetros de resistencia al corte (C y Φ).
3. Superficie del nivel freático: El software incluye la condición de superficie del agua con el fin de representar y modelar el comportamiento del suelo en condición saturada. En el caso específico de este estudio, se reporta el nivel freático cercano a la superficie a 1,5m de profundidad, abatiendo el nivel en las inmediaciones de la excavación.
4. Condición de análisis: Debido a que los taludes para la excavación de cimentaciones son temporales, se modela la condición estática sin sobrecarga. Para realizar el análisis de estabilidad general se toma la sección perteneciente al corte con mayor altura, que corresponde a 5,0m (corte máximo del movimiento de tierras), además correspondería al corte natural del terreno según planos.

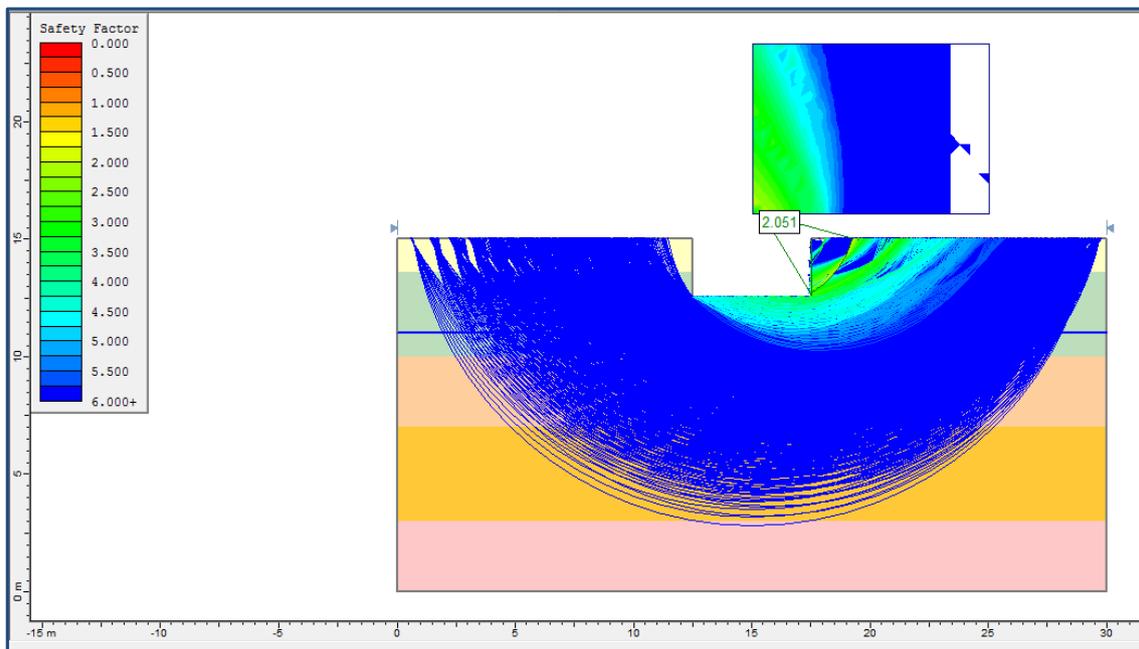


Figura 59. Análisis Estático de excavación. Vertical. Sin sobrecarga.

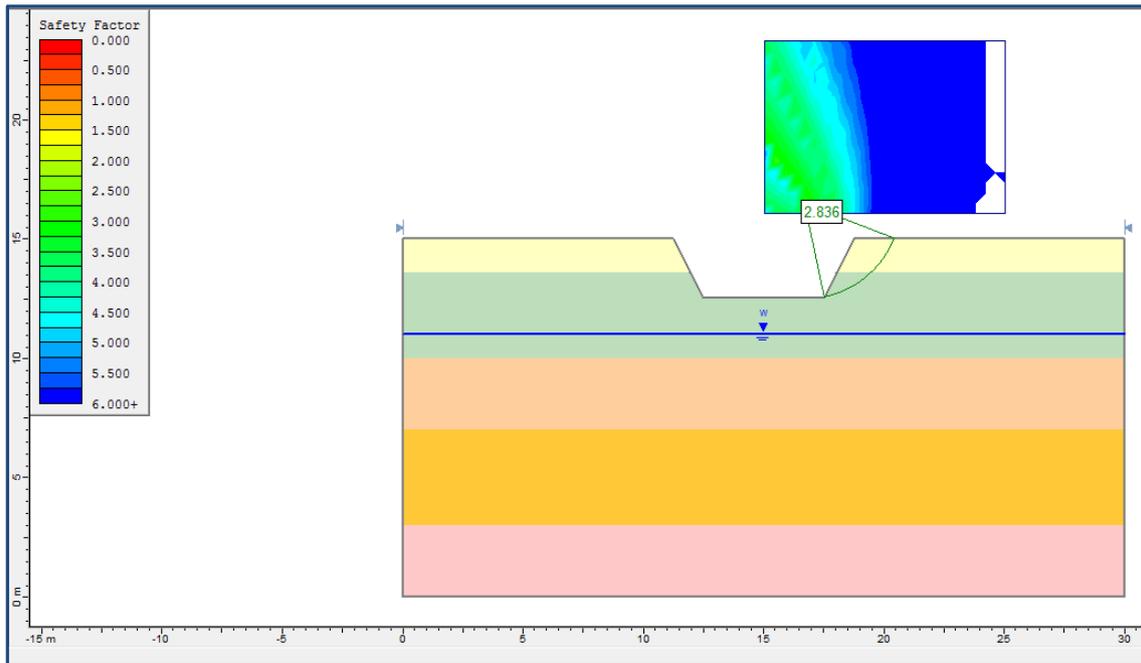


Figura 60. Análisis Estático de excavación. 0,5H;1V. Sin sobrecarga.

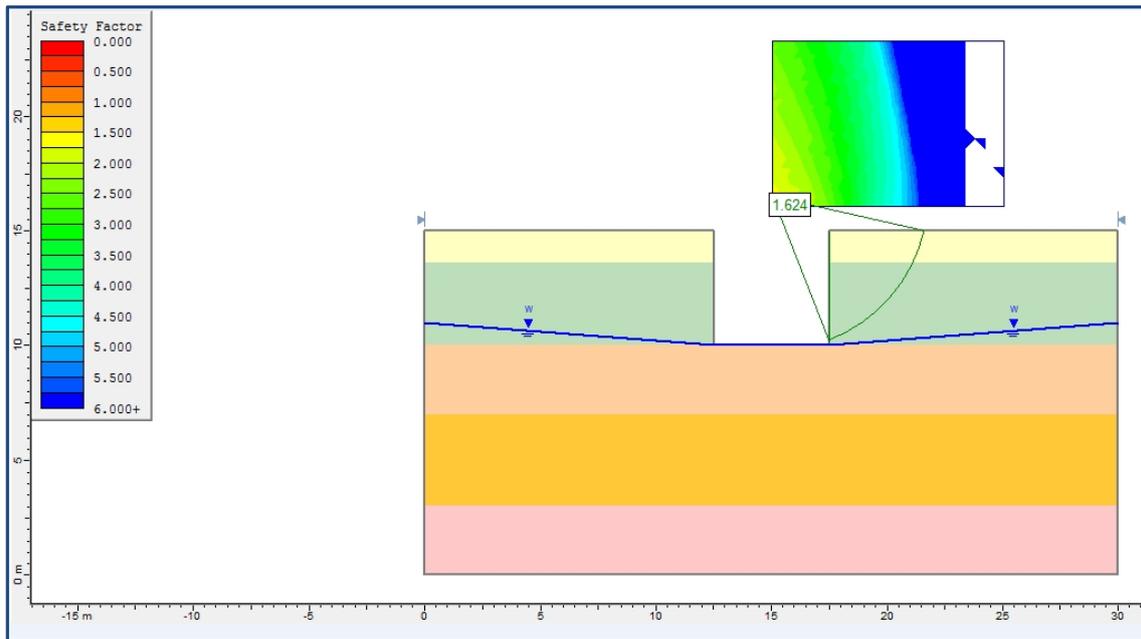


Figura 61. Análisis Estático de excavación. Vertical. Sin sobrecarga.

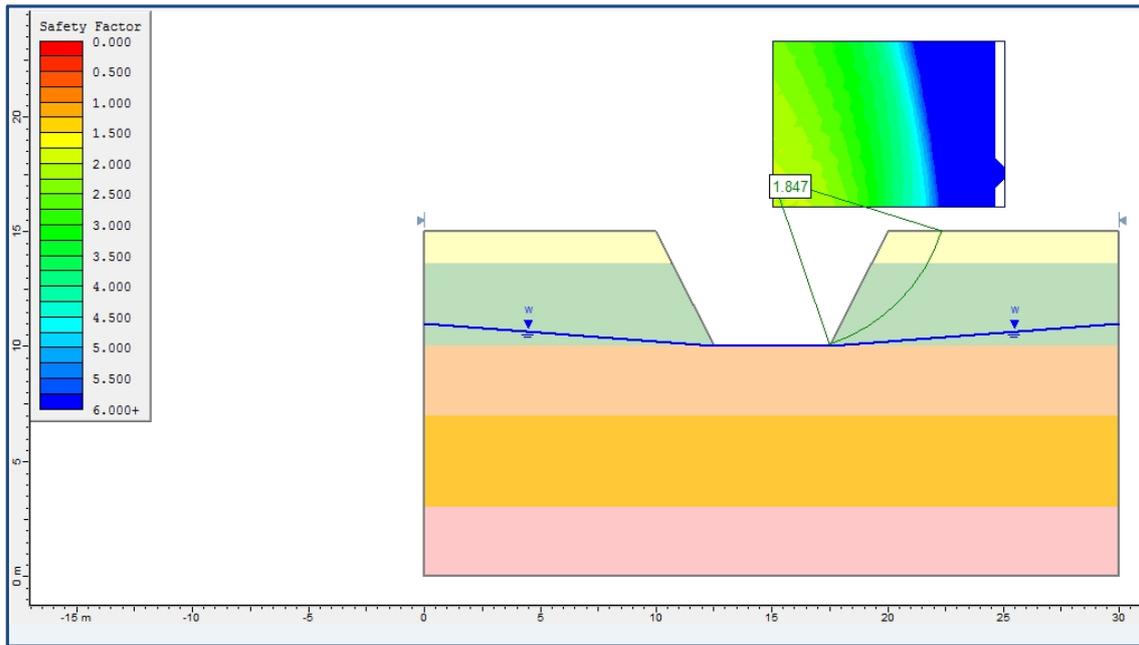


Figura 62. Análisis Estático de excavación. 0,5H;1V. Sin sobrecarga.

La Tabla 29 muestra el resumen del análisis de estabilidad de taludes temporales, realizado para la condición estática sin sobrecarga para los cortes de 5,0m y 2,5m.

Corte Evaluado	Talud	Tipo Análisis	Factor de Seguridad	Condición (Talud Temporal)
2,5 m	Vertical	Estático sin sobre carga	2,051	Estable F.S > 1,5
2,5 m	1V : 0,5 H	Estático sin sobre carga	2,836	Inestable F.S > 1,5
5,0 m	Vertical	Estático sin sobre carga	1,624	Estable F.S > 1,5
5,0 m	1V : 0,5 H	Estático sin sobre carga	1,847	Estable F.S > 1,5

Tabla 29. Resumen análisis de estabilidad de taludes

De acuerdo con lo encontrado, es deseable utilizar taludes verticales en las excavaciones del proyecto con el fin de minimizar la afectación al terreno y el movimiento de tierras.

7.6 Placas de contrapiso.

Con el fin de obtener recomendaciones del espesor de las placas y tipo de material de soporte para el contrapiso, se utilizó el modelo planteado por Westergaard. La magnitud de las cargas evaluadas corresponde a 0,5 ton/m², 1,0 Ton/m² y 1,5 ton/m². La subrasante evaluada en el diseño corresponde a una capa con capacidad de soporte (CBR) de 4%, sin expansividad.

7.6.1 Metodología

Para la aplicación del método planteado, se consideraron las siguientes hipótesis:

- Se supone que la losa es de espesor uniforme y que se comporta como un medio elástico lineal, homogéneo, isótropo y continuo, caracterizado mecánicamente por su módulo de elasticidad y su coeficiente de Poisson.
- La losa está en equilibrio bajo la acción de las cargas, su peso propio, las reacciones de las losas continuas y la del apoyo.
- La reacción del apoyo se considera en cada punto proporcional al hundimiento del mismo (macizo de Winkler) con una constante de proporcionalidad denominada módulo de reacción o de balasto.

Las ecuaciones utilizadas a las planteadas por Westergaard y actualizadas por Winter y Nilson, 1997, que fueron utilizadas en el modelo son las siguientes:

Esfuerzo en la esquina de la losa

$$\sigma_e = \frac{3P}{h^2} \left[1 - \left(\frac{a\sqrt{2}}{L} \right)^{0,6} \right]$$

Esfuerzo en el centro de la losa

$$\sigma_c = 0,316 \frac{P}{h^2} \left[\log(h^3) - 4 \log \left(\sqrt{1,6a^2 + h^2} - 0,675 \right) - \log(k) + 6,48 \right]$$

Esfuerzo en el centro de la losa

$$\sigma_b = 0,572 \frac{P}{h^2} \left[\log(h^3) - 4 \log \left(\sqrt{1,6a^2 + h^2} - 0,675 \right) - \log(k) + 5,77 \right]$$

Radio de rigidez relativa (L)

$$L = \sqrt[4]{\frac{Eh^2}{12(1 - \nu^2)k}}$$

Donde,

- a = Radio de contacto equivalente*
- k = Módulo de reacción del terreno*
- E = Módulo de elasticidad del concreto hidráulico*
- h = Espesor de la losa*
- v = relación de poisson*

Como se expresó anteriormente, las losas fueron evaluadas en tres punto críticos basado en el modelo planteado con el fin de simular las condiciones más críticas.

7.6.2 Estructura recomendada

En general, la estructura recomendada está compuesta por una capa de material seleccionada tipo sub-base, clase A, de acuerdo a lo establecido en las Especificaciones Generales de Construcción de Carreteras, del Instituto Nacional de Vías-INVIAS, 2013, y una capa de concreto hidráulico, cuyo espesor varía según el nivel de carga aplicado. En la Tabla 30, se presenta los espesores recomendados de acuerdo a nivel de carga.

Carga (Ton/m ²)	Espesor SBG (cm)	Espesor Placa (cm)
0,5	15	10
1	15	15
1,5	15	15

Tabla 30. Estructura recomendada para placas de contrapiso.

En la Figura 1, se presenta el esquema de las estructuras propuestas.

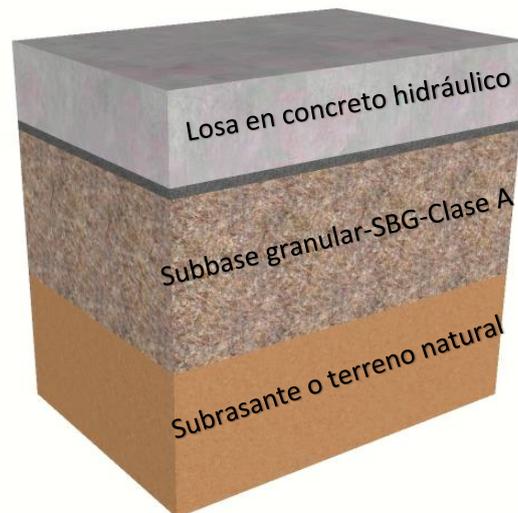


Figura 63. Esquema de las estructuras

Para separar el suelo de subrasante con la capa de subbase, es conveniente instalar un geotextil no tejido de separación, con una resistencia a la tensión (ASTM D4632) mínima de 830 N, resistencia al punzonamiento (ASTM D4833) de 440 N, debe ser colocado en sentido transversal y debe presentar un traslape mínimo de 0,30 m.

En el modelo planteado, el espesor de la losa es el factor más crítico, es por esto que se debe tener especial cuidado durante la construcción. Los espesores indicados son los mínimos admisibles.

8 OBSERVACIONES FINALES

8.1 Tipo y nivel de cimentación.

Se recomienda usar un sistema de cimentación superficial para las estructuras de la zona 1 (Aula Magna) y las estructuras de Núcleo de Servicios Administrativos y Mall de Estudiantes de la zona 2.

Se recomienda adoptar un sistema de cimentación profunda para la estructura del Aulario, que transmita las cargas estructurales en forma combinada entre punta y fricción. Este sistema se basa en pilotes circulares pre-excavados trabajando individualmente y distribuidos uniformemente bajo la placa de rigidización o dado.

Se recomienda cimentar los pilotes a una profundidad MÍNIMA de 15 metros con respecto al nivel del terreno natural, respetando las capacidades admisibles presentadas en los cálculos. Se entregan ábacos de diseño de Pilotes para longitudes variables. El especialista estructural debe generar una distribución geométrica de cimentación de acuerdo a las necesidades del diseño según las cargas impuestas al terreno.

En la parte superior de todos los pilotes, se construirá un refuerzo de empate que sobresalga por lo menos 1.0 m del concreto y penetre en el pilote la longitud que establece los planos estructurales.

8.2 Construcción de pilotes.

Para la cimentación de la estructura diseñada se recomienda utilizar pilotes pre-excavados y fundidos in situ. Teniendo en cuenta la dificultad de garantizar la estabilidad de la perforación, se recomienda utilizar una sustancia de alta densidad (tipo lodos de Bentonita ó polimeros) para estabilizar la perforación durante la excavación y fundido del pilote.

El concreto utilizado en la construcción de pilotes, será especificado por el diseñador estructural cumpliendo siempre las especificaciones del capítulo C (durabilidad y puesta en obra) de la Norma NSR 10. El concreto para la construcción de los pilotes en estas condiciones requiere de la garantía de una alta manejabilidad, por este motivo, se recomienda utilizar la técnica de colocación con concreto bajo el agua (Tremie), aumentando el tiempo de manejabilidad con la inclusión de aditivos retardantes de fraguado. Al utilizar la técnica Tremie en el vaciado de los pilotes, se debe garantizar una longitud MÍNIMA de 1 m de corte o descabezado por encima del nivel de diseño y amarre de la cimentación.

Una vez concluidos los trabajos de construcción de la cimentación se deben planear, programar y realizar pruebas de integridad de pilotes.

A continuación, se proporcionan algunas recomendaciones de carácter constructivo para la actividad de Pilotes:

- Se debe utilizar un fluido de perforación cuando se esté excavando en suelos blandos o sueltos para evitar que las paredes colapsen. La densidad necesaria para el fluido debe ser estudiada por los constructores.
- Hacer un seguimiento de identificación de suelos de los materiales excavados a medida que se avanza en la perforación de los pilotes, con el fin de garantizar que los pilotes se

cimientos en los materiales previstos en el estudio de suelos. Cualquier cambio en las propiedades se debe comunicar a los Ingenieros Geotecnistas del proyecto.

- Inspeccionar la profundidad del pilote después de terminada la excavación y antes de iniciar la colocación del concreto con el fin de detectar posibles fallas de fondo y garantizar la longitud de empotramiento necesaria para soportar las cargas laterales.
- Los orificios para pilotes deben ser aplomados antes de instalar el acero de refuerzo.
- El intervalo de tiempo entre la terminación de la perforación y la colocación del concreto debe ser lo más corto posible, y en ningún caso mayor a 6 horas.
- El desplome máximo de los pilotes será del 10% del diámetro del pilote.
- El contratista deberá presentar un informe detallado al terminar de fundir cada pilote, donde se presente el perfil del suelo encontrado, volumen de concreto utilizado, tiempo de excavación, tiempo de carga e imprevistos.
- No se deben construir pilotes contiguos en un radio menor de 3m (eje a eje de pilotes), en un lapso de tiempo menor a 24 horas; a partir de la hora de finalización del vaciado del último pilote.
- Se recomienda realizar una prueba de carga de pilotes después de construido el primero de ellos con miras a verificar los supuestos de diseño.
- Se recomienda realizar pruebas de integridad de los pilotes debido a posibles abultamientos o estrangulamientos que se presenten en estos por los cambios de consistencia del suelo en las zonas que tiende a comportarse como un líquido. Estas pruebas se deben realizar sobre diferentes pilotes, de tal forma que la cantidad de pilotes evaluados sea representativa de la totalidad de los mismos.

8.3 Recomendaciones constructivas para placas de contrapiso.

8.3.1 Características geométricas de la losas de concreto hidráulico

Para garantizar el adecuado comportamiento de las losas de concreto, la máxima relación largo/espesor será:

$$\frac{L}{e} \leq 24$$

Donde:

L: Longitud de la losa.

e:Espesor de la losa.

Se recomienda que la relación largo/ancho de la losa presente valores entre 1 y 1.4. Si el valor de la relación es cercano a 1 (uno), mejor será el comportamiento de las losas. En general las losas construidas en concretos simples deben ser cuadradas o rectangulares, de lo contrario deben ser reforzadas.

Respecto a losas irregulares o que coincidan con registros de inspección, se hace necesario el refuerzo de la losa con una parrilla con varillas de diámetro ½” espaciadas cada 0.25 m. Así mismo, cuando se presente estructuras o elementos fijos, como columnas, se debe realizar juntas de aislamiento.

8.3.2 Juntas

Las juntas son grietas planificadas o sitios inducidos de quiebre, existen de diferentes tipos y cada uno cumple una función específica. A continuación se describen los principales tipos de juntas:

Juntas de contracción: Estas juntas tiene como función crear planos débiles en las losas de concreto y regular la ubicación de grietas que se formarán como resultado de cambios volumétricos.

Juntas de aislamiento o expansión: Estas juntas distancian o aíslan las losas de otras partes de la estructura, tales como muros, columnas, y demás elementos fijos o estructurales.

Juntas de construcción: Son juntas donde se encuentran dos vertidas sucesivos de concreto. Estas son generas al final del día de trabajo o por problemas de suministro de material o problemas climáticos.

8.3.3 Sello de juntas

El sello de juntas se hará de acuerdo con lo consignado en el capítulo 5, de las Especificaciones Generales de carreteras del INVIAS, versión 2013 o especificaciones similares destinadas para tal fin.

8.3.4 Materiales de construcción de la estructura de diseñada

Para efectos de aplicación todos los materiales incluidos en este diseño deberán cumplir lo establecido en las Especificaciones Generales de Construcción de Carreteras, del Instituto Nacional de Vías-INVIAS, 2013.

Las características o especificaciones que debe cumplir cada material se presenta a continuación:

Subbase Granular

Los agregados para la construcción de subbase granular, deben cumplir con los requisitos establecidos en la Tabla 320-2 y ajustarse a las franjas granulométricas indicadas en la Tabla 320-3 de las Especificaciones Generales de Construcción de Carreteras, del Instituto Nacional de Vías-INVIAS, 2013. La Subbase granular que debe utilizarse para la construcción de la estructura, debe ser de clase A.

Concreto hidráulico

El concreto hidráulico para la construcción de la estructura propuesta, deben cumplir con los requisitos establecidos en el artículo 500, en las Tablas 500-1, 500-2, 500-3 y 500-4 de las Especificaciones Generales de Construcción de Carreteras, del Instituto Nacional de Vías-INVIAS, 2013. El módulo de elasticidad del concreto hidráulico utilizado en el diseño es de 24000 MPa (240000 kg/cm²) evaluado a los 28 días de curado y una resistencia a la flexión (MR) de 4,3 MPa (43,8 kg/cm²).

8.3.5 Recomendaciones generales

Cada uno de los materiales de las estructuras propuestas, deben cumplir con lo establecido en las Especificaciones Generales de Construcción de Carreteras, del Instituto Nacional de Vías-INVIAS, 2013.

La construcción de cada una de las estructuras debe hacerse con los más altos estándares de calidad. Para el caso del concreto hidráulico se debe tener especial cuidado en los proceso de curado, compactación, corte de juntas e instalación de sellos.

Otra consideración importante es el drenaje en la estructura de las placas. Se debe evitar la saturación de la subrasante, con esto se obtienen mejores condiciones de comportamiento de la estructura. Es de vital importancia garantizar que el sistema de drenaje funcione de la manera correcta para asegurar que las placas funcionen de manera adecuada y tenga la vida útil proyectada.

Adicional a lo anterior, se debe tener un control especial sobre la construcción de las juntas de construcción, expansión y contracción, debido a que los cambios volumétricos afectan en gran medida las losa y estos puede ocasionar quiebre o grietas no programada lo que afectaría en gran medida el comportamiento estructural o funcional de la estructura diseñada.

De igual forma se recomienda notificar al diseñador si durante el periodo de construcción se encuentran en el terreno características distintas a las aquí especificadas o se tiene variaciones de las cargas contempladas, con el fin de determinar posibles afectaciones al diseño recomendado.

9 LIMITACIONES

Las observaciones finales de este informe están basadas en los resultados obtenidos a partir de la información recopilada, investigación del subsuelo, pruebas de campo y ensayos de laboratorio ejecutados.

La información de exploración y laboratorio corresponde a sitios puntuales, por lo tanto, el perfil geotécnico obtenido es aproximado y establecido de acuerdo a los perfiles de cada sondeo, y a los resultados de las pruebas de campo.

En caso de encontrarse alguna situación particular que no se haya tenido en cuenta en este documento, se debe informar inmediatamente al grupo de geotecnia que participó en el estudio, con el objeto de realizar las aclaraciones o modificaciones oportunas para el buen desarrollo del proyecto.

10 BIBLIOGRAFÍA

- American Society for Testing and Materials. (2011). D1586 - Método de ensayo para la penetración estándar (SPT) y muestreo de Split-Barrel en Suelos.
- American Society for Testing and Materials. (2014). A36M, Especificaciones para el acero estructural.
- CAPRCS. (2010). *Reglamento colombiano de construcción sismo resistente NSR-10*. (C. A. RESISTENTES, Ed.) Bogotá D.C.: Ministerio de Ambiente, Vivienda y Desarrollo Territorial.
- Das, B. M. (1980). A procedure for estimation of ultimate uplift capacity of foundations in clay. *Soils and Foundations, Vol. 20*(No. 1), 77-82.
- Das, B. M., & Seeley, G. R. (1975). Breakout resistance of horizontal anchors. *Journal of Geotechnical ASCE, Vol. 101*(No. 9), 999-1003.
- Das, B., & Seeley, G. R. (1982). Uplift capacity of pipe piles in saturated clay. *Soils and Foundation, 22*: 91-94.
- De Beer, E. E. (1970). Experimental determination of the shape factors and bearing capacity factors of sand. *Geotechnique, Vol. 20*(No. 4), 387-411.
- Facultad de Ingeniería y Arquitectura. (2014). *Estudio de suelos y recomendaciones de cimentación para la construcción de un coliseo en la universidad popular del cesar en el municipio de Aguachica-Cesar*. Manizales: Universidad Nacional de Colombia, sede Manizales.
- García Feria, W. M. (2008). Análisis geoestadístico y probabilístico de la compresibilidad de un depósito lacustre. Bogotá D.C.
- Hanna, A. M., & Meyerhof, G. G. (1978). Experimental evaluation of bearing capacity of footings subjected to inclined loads. *Canadian Geotechnical Journal, Vol. 18*(No. 4), 599-603.
- Hansen, J. B. (1970). *A revised and extended formula for bearing capacity*. Copenhagen: Danish Geotechnical Institute.
- INV-E. (2013). Normas y especificaciones del Instituto Nacional de Vías INVIAS.
- Meyerhof, G. G. (1963). Some recent research on the bearing capacity of foundations. *Canadian Geotechnical Journal, Vol. 1*(No. 1), 16-26.
- Poulos, H. G., & Davis, E. H. (1974). *Elastic Solutions for Soil and Rock Mechanics*. Sydney: John Wiley & Sons, Inc.
- Skempton, A. W. (1954). The pore water Coefficients A and B. *Geotechnique, Vol. 4*, 143-147.
- Terzaghi, K. (1925). *Erdbaumechanik auf Bodenphysikalischer Grundlage*. Vienna: Deuticke.
- Vesic, A. S. (1973). Analysis of ultimate loads of shallow foundations. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, Vol. 99*(No. 1), 45-73.