

INFORME

ESTUDIO DE SUELOS CORRESPONDIENTE AL PROYECTO DE RENOVACIÓN Y CONSTRUCCIÓN DE INFRAESTRUCTURA FÍSICA DEL SERVICIO GEOLÓGICO COLOMBIANO – BLOQUE 2

CONVENIO INTERADMINISTRATIVO No. 12 ENTRE LA UNIVERSIDAD NACIONAL DE COLOMBIA Y EL SERVICIO GEOLÓGICO COLOMBIANO



UNIVERSIDAD
NACIONAL
DE COLOMBIA

Calle 44 No 45-67. **UNIDAD CAMILO TORRES** 2° piso Oficina 203
Conmutador: (57-1) 316 5000 Ext. 10260
Correo electrónico: convensgc_fabog@unal.edu.co
Bogotá, Colombia, Suramérica

GRUPO DE INVESTIGACIÓN EN SUELOS RESIDUALES Y PARCIALMENTE SATURADOS
Elaboró

25 de agosto de 2017
Fecha presentación

Diego Olaya
Interventor

Leonardo Álvarez Yepes
Director Convenio

CONTENIDO

1. INTRODUCCIÓN	9
1.1. Objetivo	9
1.2. Alcance.....	9
2. GENERALIDADES	10
2.1. Características arquitectónicas.	10
2.2. Características estructurales.....	11
2.3. Características según la NSR-10	12
3. CONDICIONES GEOLÓGICAS.....	14
3.1. Geología regional.....	14
3.1.1. Unidades geológicas superficiales.....	14
4. INFORMACIÓN SECUNDARIA.....	17
4.1. Edificio Luis Carlos Sarmiento Angulo.	17
4.2. Edificio de enfermería.....	17
4.3. Tesis de análisis geoestadístico.....	18
4.4. Estudio de Microzonificación Sísmica de Bogotá	19
4.5. Estudio de suelos y análisis de cimentación para la vulnerabilidad sísmica y reforzamiento estructural del edificio central y de administración.....	20
4.6. Perfil de comportamiento sísmico para el depósito.....	25
5. EXPLORACIÓN DEL SUBSUELO.	27
5.1. Requerimientos mínimos según NSR -10.....	27
5.2. Plan de exploración directa.....	27
5.2.1. Resultados de los apiques	29
5.2.2. Resultados	31
5.2.3. Ensayos de laboratorio	32
5.2.4. Ensayo CPTu.....	33
5.3. Plan de exploración indirecta.....	33
5.3.1. Sísmica de refracción - Museo.....	35
5.3.2. Ensayo MASW y medición de microtemores - Museo	36
5.3.3. Medición de microtemores - Torre.....	37
5.4. Exploración geofísica adicional ejecutada por el SGC.....	38
5.4.1. ReMi.....	38
5.4.2. Mediciones de Microtemores.....	40
5.5. Seguimiento al nivel freático.....	43
6. CARACTERIZACIÓN SÍSMICA Y EFECTOS LOCALES.....	45
6.1. Validación de los espectros de la MZSB.....	46
6.2. Resonancia entre el suelo y las estructuras.	47
7. MODELO GEOTÉCNICO.....	48

7.1.	Propiedades físicas y parámetros mecánicos.....	48
7.1.1.	Perfil de propiedades físicas.....	49
7.1.2.	Perfil de parámetros mecánicos	49
7.1.3.	Módulos de reacción.....	49
8.	ANÁLISIS DE CIMENTACIÓN.....	55
8.1.	Análisis de la cimentación existente.....	55
8.1.1.	Capacidad portante de cimientos superficiales	55
8.1.2.	Asentamientos pasados y esperados de cimientos superficiales.....	57
8.2.	Reforzamiento de la cimentación.....	57
8.3.	Cimentaciones superficiales adicionales.....	58
8.4.	Placas de contrapiso.....	58
8.4.1.	Metodología.....	58
8.4.2.	Estructura recomendada	63
9.	DISEÑO DE ZONAS DURAS.....	64
9.1.	Estimaciones de carga.....	64
9.1.1.	Parqueaderos.....	64
9.1.2.	Andenes y senderos.....	64
9.2.	Características de la subrasante.....	64
9.3.	Metodologías de Diseño.....	65
9.3.1.	Método de Westergaard.....	65
9.3.2.	Metodología AASHTO.....	66
9.3.3.	Método de diseño racional de pavimentos	66
9.4.	Estructuras Propuestas	66
9.4.1.	Estructura Andenes	67
9.4.2.	Estructura soporte Zona de almacenamiento.....	68
9.4.3.	Estructura Parqueadero.....	70
9.4.4.	Bordillos y sardineles.....	70
10.	RECOMENDACIONES CONSTRUCTIVAS.....	72
10.1.	Tipo y nivel de cimentación.....	72
10.2.	Recalce de cimientos existentes.....	72
10.3.	Construcción de zapatas.....	72
10.4.	Manejo de aguas.....	72
10.5.	Recomendaciones para la construcción de la estructura de piso.....	72
10.5.1.	Recomendaciones de materiales	72
10.5.2.	Subbase Granular.....	72
10.5.3.	Concreto Hidráulico.....	73
10.5.4.	Rajón	73
10.5.5.	Geotextil no tejido.....	73
10.5.6.	Adoquines ecológicos (Gramoquin)	73

10.5.7. Proceso constructivo	73
11. LIMITACIONES.....	75
12. BIBLIOGRAFÍA.....	76

Índice de figuras

Figura 1. Ubicación y estructuras contempladas dentro del proyecto.	10
Figura 2. Orientación del proyecto al interior del lote. Fuente: (Aranguren, 2016)	10
Figura 3. Corte típico de la edificación a construir.....	11
Figura 4. Esquema tridimensional y nombre de los puntos de apoyo. a) Bloque 1. b) Bloque 2. Tomado de (Guevara Alvarez Ingenieros LTDA, 2017).....	11
Figura 5. Cargas que llegan a cimentación para cada bloque. a) Bloque 1. b) Bloque 2. Tomado de (Guevara Alvarez Ingenieros LTDA, 2017).....	12
Figura 6. Extracto del numeral A.2.5.1.2 de la norma sismo resistente colombiana Fuente: (NSR-10, 2010).....	12
Figura 7. Tabla A.2.5-1 de la norma sismo resistente colombiana Fuente: (NSR-10, 2010).....	13
Figura 8. Tabla H.3.1-1 de la norma sismo resistente colombiana Fuente: (NSR-10, 2010)	13
Figura 9. Mapa geológico de la sabana de Bogotá adaptado de (Hubach, 1957).....	14
Figura 10. Corte geológico adaptado Hernández y Uscátegui 1976.Aspectos hidrogeológicos.....	15
Figura 11. Corte hidrogeológico (Lobo-Guerrero, 1992).....	16
Figura 12. Mapa de zonificación por compresibilidad para la ciudad universitaria. Tomado de: (García Fera, 2008)	19
Figura 13. Localización en planta del sondeo No 49. Tomado de (INGEOMINAS, 1997)	20
Figura 14. Variación del contenido de agua, peso unitario y Gs con la profundidad.....	21
Figura 15. Variación del Límite Líquido y el Índice de Plasticidad con la profundidad	22
Figura 16. Variación de la relación de vacíos y los coeficientes de compresión con la profundidad	23
Figura 17. Variación de los parámetros de resistencia al corte C' y Φ' con la profundidad tomados a partir de ensayos	24
Figura 18. Dimensiones de la cimentación existente. Tomado de: (Aycardi Estructural S.A.S, 2015).....	25
Figura 19. Tabla H.3.2-1 de la norma sismo resistente colombiana. Número mínimo de sondeos y profundidad por cada unidad de construcción según categoría de la unidad. Fuente: (NSR-10, 2010)	27
Figura 20. Ubicación de la exploración directa realizada para la totalidad del proyecto.....	28
Figura 21. Ubicación de la exploración realizada.....	29
Figura 22. Esquema en perfil de la cimentación encontrada en el Apique 1.....	30
Figura 23. Esquema en planta de la cimentación encontrada en el Apique 2.	30
Figura 24. Esquema en perfil del cimientto encontrado en el Aplique 2.....	31
Figura 25. Esquema en planta de la cimentación encontrada en el Apique 2.	31
Figura 26. Resultados de la campaña de exploración directa realizada.	32
Figura 27 . Comparación de los valores de Resistencia al corte no drenada normalizada para distintos ensayos.....	34
Figura 28. Ubicación del ensayo de microtremores realizado para la obtención del modelo de velocidad de onda s en la zona de estudio. Modificado de Google Earth (2016).....	35
Figura 29. Localización de los ensayos realizados dentro de la zona de estudio	35
Figura 30. Modelo de velocidad de onda P para la zona de estudio.....	36
Figura 31. Modelo de velocidad de onda P y S resultado de la inversión sísmica para la curva de dispersión obtenida por las metodologías con arreglo espacial 2D –SPAC y arreglo lineal.....	36
Figura 32. Perfil de velocidad de onda de corte encontrado por técnicas no intrusivas.....	37
Figura 33. Ubicación de los ensayos ReMi realizados por el SGC.....	38
Figura 34. Resultados de los ensayos ReMi realizados por el SGC (parte I).....	39
Figura 35. Resultados de los ensayos ReMi realizados por el SGC (parte II).....	39
Figura 36. Ubicación de la medición de microtremores ejecutada por el SGC.	40
Figura 37. Arreglos empleados para la medición realizada por el SGC.....	41
Figura 38. Resultados de la medición de velocidad de onda de corte para los ensayos 1, 2 y 3.	42
Figura 39. Resultados de la medición de velocidad de onda de corte para los ensayos 4, 5 y 9.	42
Figura 40. Resultados de la medición de velocidad de onda de corte para los ensayos 10, 11 y 12.....	43
Figura 41. Variación del Nivel Freático en el SGC y en el ICN.....	44

Figura 42. Zonificación de la respuesta sísmica de Bogotá para el diseño sísmico resistente de edificaciones. Tomado de: (FOPAE, 2010).....	45
Figura 43. Curva diseño para un coeficiente de amortiguamiento de 5% del crítico. Tomado de: (FOPAE, 2010).	46
Figura 44. Espectros obtenidos en la modelación 1D.....	47
Figura 45. Variación de contenido de agua (izq.), límite líquido (centro) e índice de plasticidad (der.) con la profundidad.....	51
Figura 46. Variación de peso unitario total (izq.), peso específico (centro) y relación de vacíos (der.) con la profundidad.....	52
Figura 47. Variación de la resistencia al corte no drenado (izq.), ángulo de resistencia interna (centro) y cohesión (der.) con la profundidad.....	53
Figura 48. Variación del módulo no drenado (izq.), índice de consolidación virgen (centro) e índice de consolidación normalizado con la relación de vacíos (der.) con la profundidad.	54
Figura 49. Nomograma de diseño por capacidad portante para cimientos cuadrados superficiales bajo el área del edificio.....	59
Figura 50. Nomograma de diseño por carga máxima admisible para cimientos cuadrados superficiales bajo el área del edificio.	60
Figura 51. Nomograma de diseño por capacidad portante para cimientos cuadrados superficiales fuera del área del edificio.	61
Figura 52. Nomograma de diseño por carga máxima admisible para cimientos cuadrados superficiales fuera del área del edificio.....	62
Figura 53. Esquema de las estructuras.....	63
Figura 53. Bordillo prefabricado A-81. Fuente: Manual de especificaciones técnicas de diseño y construcción de parques y escenarios públicos de Bogotá D.C.....	71
Figura 54. Sardinela prefabricada A-10. Fuente: Manual de especificaciones técnicas de diseño y construcción de parques y escenarios públicos de Bogotá D.C.....	71

Índice de tablas

Tabla 1. Perfil de 21 capas propuesto por FOPAE en el 2008.....	26
Tabla 2. Ubicación de la exploración realizada.....	27
Tabla 3. Programación de ensayos de laboratorio.	32
Tabla 4. Perfil de velocidades P y S obtenidos para la zona de estudio.....	38
Tabla 5. Resumen de resultados ReMi realizado por el SGC.....	40
Tabla 6. Resultados de la medición del periodo fundamental del depósito realizada por el SGC.	41
Tabla 7. Descripción geotécnica del grupo Lacustre de la ciudad de Bogotá. Tomado de: (FOPAE, 2010).....	45
Tabla 8. Coeficientes de diseño. Tomado de: (FOPAE, 2010).....	46
Tabla 9. Perfil geológico-Geotécnico de la zona de estudio.....	48
Tabla 10. Propiedades físicas del perfil geológico-geotécnico.....	48
Tabla 11. Propiedades mecánicas del perfil geológico-geotécnico.	49
Tabla 12. Módulos de reacción vertical y horizontal.....	50
Tabla 13. Factores de seguridad en cimientos superficiales del bloque 1.....	56
Tabla 14. Factores de seguridad en cimientos superficiales del bloque 2.....	57
Tabla 15. Estructura recomendada para placas de contrapiso.....	63
Tabla 16. Resumen resultados caracterización subsante.....	64
Tabla 17. Estructura andenes.....	67
Tabla 18. Espesores de la placa en concreto hidráulico según la carga evaluada.....	68
Tabla 19. Esquema estructura soporte Zona de almacenamiento.....	68
Tabla 20. Espesores de la placa en concreto hidráulico según la carga evaluada.....	69
Tabla 21. Esquema estructura soporte Zona de almacenamiento.....	69
Tabla 22. Estructura articulada para el parqueadero.....	70

Lista de anexos

- Anexo 1 – Informe de Geofísica
- Anexo 2 – Registro de Perforaciones
- Anexo 3 – Resultado Ensayos de laboratorio
- Anexo 4 – Modelo Geológico-Geotécnico
- Anexo 5 – Capacidad portante de los elementos de cimentación superficial

GRUPO DE TRABAJO

Director del proyecto.

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

Coordinador General.

Ing. Livaniel Viveros Rosero, MI-Geotecnia.

Caracterización y diseños geotécnicos.

Ing. Luis José Parra Gómez

Ing. Carlos Román Reina Leal

Ing. Daniel Alfonso Camargo González

Ing. Angélica Marcela Orjuela Garzón

Estudio Geofísico.

Ing. Leonardo Quiñones Díaz

Personal de laboratorio.

Laboratorio de suelos, IEI. Universidad Nacional de Colombia

Ingeniero. Ceudiel Alexis Valero Portilla

Auxiliar de ingeniería. Juan Pablo Arévalo Rivera

Auxiliar de ingeniería. Edgar Santiago Vargas Sepúlveda

Auxiliar de ingeniería. Cesar Santiago Ramírez Rodríguez

Auxiliar de ingeniería. Jhon Alexander Arteaga Caviedes

Auxiliar de ingeniería. Cristian Armando Buenaventura Bastidas.

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

Ing. Angélica Marcela Orjuela Garzón
C.C. 1.077.146.390
Mat. Prof: 25202-312950 CND

Diseño de pavimentos

Ing. Leonel Eduardo Cotes de la Hoz
C.C. 1.082.925.312
Mat. Prof: 08202-268009 ATL

Estudio Geofísico.

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

1. INTRODUCCIÓN

En este documento se presentan los resultados del estudio de suelos y cimentaciones para la construcción del **PROYECTO DE RENOVACIÓN Y CONSTRUCCIÓN DE INFRAESTRUCTURA FÍSICA DEL SERVICIO GEOLÓGICO COLOMBIANO – BLOQUE 2** en el marco del CONVENIO INTERADMINISTRATIVO No. 12 ENTRE LA UNIVERSIDAD NACIONAL DE COLOMBIA Y EL SERVICIO GEOLÓGICO COLOMBIANO, en el campus de la sede Bogotá. El documento contiene la localización y generalidades del proyecto, las condiciones geológicas, y las condiciones de respuesta sísmica esperada en la zona.

El presente documento permite que las demás especialidades del proyecto aprovechen la información geotécnica para el desarrollo de sus propias actividades.

1.1. Objetivo.

Presentar los resultados del estudio de geotecnia correspondiente al Bloque 2 del Proyecto de Renovación y Construcción de Infraestructura Física del Servicio Geológico Colombiano, con el fin de que las diferentes especialidades involucradas en el proyecto apliquen la información sobre las características físico-mecánicas del subsuelo y las recomendaciones de cimentación.

1.2. Alcance.

Este memorando técnico abarca los siguientes resultados:

- Generalidades del proyecto.
- Recopilación de información secundaria.
- Resultados de la exploración del suelo.
- Análisis de características sísmicas y efectos locales.
- Modelo geotécnico.
- Análisis de estructuras de cimentación.
- Recomendaciones constructivas.
- Limitaciones del estudio.

2. GENERALIDADES

El punto de estudio se encuentra ubicado al noreste del campus de la Universidad Nacional de Colombia, sede Bogotá. El proyecto se enmarca dentro de un plan de renovación general de los terrenos actualmente en control del Servicio Geológico Colombiano para el aprovechamiento compartido por parte de las dos entidades. Se contempla la ejecución de dos edificios nuevos y la remodelación de una estructura existente en el lote, cuyos estudios que fueron adelantados en paralelo por la universidad. Las diferentes estructuras del proyecto se observan en la Figura 1.



Figura 1. Ubicación y estructuras contempladas dentro del proyecto.

El presente informe abarca las recomendaciones de orden geotécnico para el reforzamiento estructural del Bloque 2 del proyecto de renovación (edificio 631 - rosado en la figura).

2.1. Características arquitectónicas.

El proyecto se orienta en el lote al como se muestra en Figura 2. La vista en perfil de la edificación se puede consultar en la Figura 3.

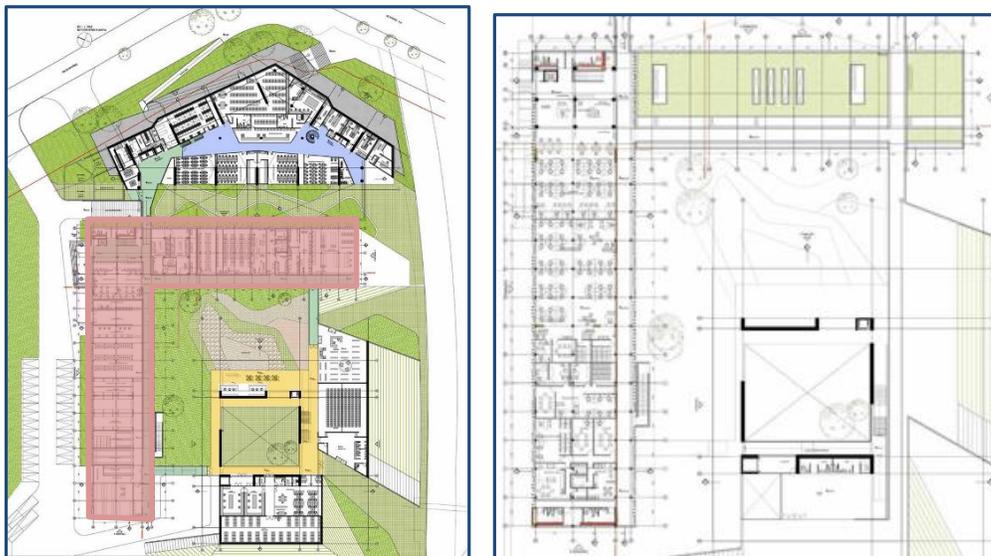


Figura 2. Orientación del proyecto al interior del lote. Fuente: (Aranguren, 2016)

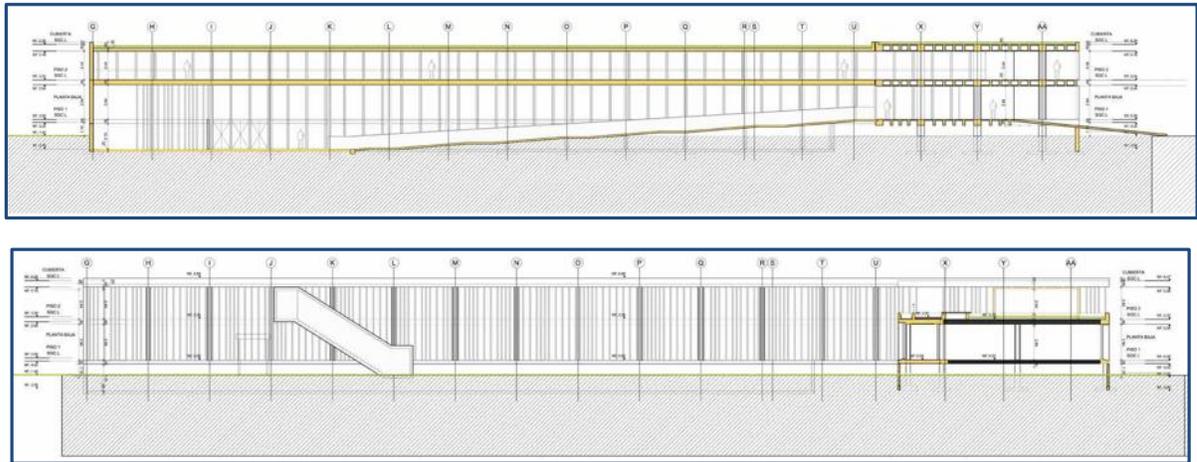


Figura 3. Corte típico de la edificación a construir.

2.2. Características estructurales.

La especialidad estructural realizó un pre-dimensionamiento de la estructura y obtuvo las cargas a cimentación esperadas tanto en condiciones estáticas como en condiciones dinámicas. La distribución de las cargas del edificio se obtuvieron seccionando la estructura en dos bloques en los cuales se presentan columnas rectangulares y circulares de 0,40 m de diámetro y luces de 4,60 m a 6,0 m. Para ambos bloques, las mayores cargas se encuentran concentradas en el centro de cada bloque, debido a la configuración geométrica que presentan. Para el Bloque 1, la carga máxima alcanzada en condición de servicio es de 1011,22 kN mientras que para el Bloque 2 es de 1121,38 kN. En la Figura 4 se muestra un esquema tridimensional del bloque, así como la numeración de los puntos de apoyo de la estructura. La Figura 5 muestra las cargas a cimentación para cada uno de los puntos de apoyo.

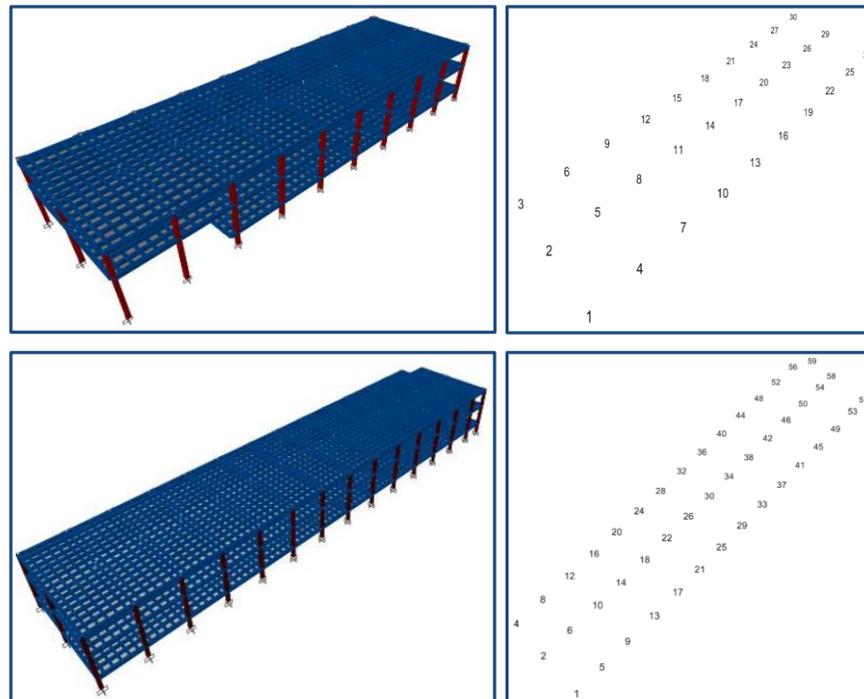


Figura 4. Esquema tridimensional y nombre de los puntos de apoyo. a) Bloque 1. b) Bloque 2. Tomado de (Guevara Alvarez Ingenieros LTDA, 2017)

JOINT	CM	CV	SX	SY
	Ton	Ton	Ton	Ton
1	13.78	2.43	9.17	8.81
2	28.69	5.9	15.9	3.41
3	11.8	1.97	9.34	11.4
4	28.55	5.99	2.42	14.64
5	62.02	14.44	0.99	3.61
6	24.82	5.02	2.64	18.51
7	37.93	7.22	11.88	23.16
8	83.83	17.5	19.93	7.78
9	32.45	5.95	11.92	30.2
10	47.02	8.76	3.77	24.85
11	103.08	20.93	4.35	6.34
12	40.33	7.28	4.72	31.35
13	45.61	8.53	1.87	20.95
14	101.01	20.57	0.81	5.68
15	38.95	7.05	2.02	26.6
16	45.79	8.56	1.31	19.49
17	101.2	20.6	0.34	5.23
18	39.16	7.09	1.76	24.72
19	45.72	8.54	1.27	19.26
20	101.09	20.57	0.36	5.16
21	39.12	7.07	1.4	24.45
22	45.84	8.59	0.87	20.44
23	101.42	20.67	0.66	5.53
24	38.91	7.04	2.54	25.82
25	47.76	9.06	8.02	23.82
26	102.42	21.11	8.02	6.01
27	41.3	7.61	6.09	30.27
28	21.9	3.67	20.69	17.61
29	48.58	9.03	38.26	7.88
30	18.87	3.04	23.27	23.64
Sumatoria	1538.95	301.79	216.59	496.62

JOINT	CM	CV	SX	SY
	Ton	Ton	Ton	Ton
1	24.24	6.135	21.02	16.19
2	51.44	14.475	25.76	4.72
4	20.63	5.025	21.38	20.56
5	50.06	14.385	5.49	23.28
6	114.31	35.61	1.74	5.42
8	43	12.015	5.14	28.86
9	47.3	13.545	1.1	21.6
10	107.44	33.435	0.28	5.38
12	40.15	11.145	1.5	26.92
13	47.37	13.56	0.76	20.87
14	107.86	33.54	0.18	5.16
16	40.42	11.22	0.93	26.02
17	47.37	13.56	0.51	20.13
18	107.84	33.54	0.13	4.98
20	40.41	11.22	0.64	25.11
21	47.37	13.56	0.3	19.45
22	107.84	33.54	0.07	4.81
24	40.41	11.22	0.38	24.26
25	47.37	13.56	0.21	18.8
26	107.84	33.54	0.05	4.65
28	40.42	11.22	0.26	23.45
29	47.36	13.56	0.34	18.17
30	107.84	33.54	0.08	4.5
32	40.42	11.22	0.43	22.67
33	47.37	13.56	0.56	17.59
34	107.85	33.54	0.14	4.35
36	40.43	11.22	0.7	21.94
37	47.3	13.53	0.79	17.03
38	107.75	33.51	0.19	4.21
40	40.4	11.205	0.99	21.24
41	47.48	13.59	1	16.7
42	108.09	33.63	0.25	4.12
44	40.55	11.25	1.3	20.83
45	46.61	13.485	2.01	15.06
46	104.97	33.03	1.52	3.8
48	39.63	11.115	1.43	18.82
49	46.12	13.515	2.07	12.9
50	102.25	32.49	3.25	3.45
52	41	11.67	4.48	16.07
53	41.12	11.715	20.15	13.64
54	88.7	27.45	27.68	5.22
56	23.75	6.255	9.35	20.71
57	17.48	4.08	35.61	13.26
58	31.13	8.04	43.72	12.25
59	14.29	3.15	18.95	23.68
Sumatoria	2660.98	788.4	264.82	682.83

Figura 5. Cargas que llegan a cimentación para cada bloque. a) Bloque 1. b) Bloque 2. Tomado de (Guevara Alvarez Ingenieros LTDA, 2017)

2.3. Características según la NSR-10

Obedeciendo al uso institucional 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 (NSR-10, 2010). Como se muestra en la Figura 6, el proyecto clasifica en el grupo estructural número tres.

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 numeral A.2.5.1.2 de la norma sismo resistente colombiana Fuente: (NSR-10, 2010)

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	Coefficiente 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: (NSR-10, 2010)

Adicionalmente, según las especificaciones de altura del proyecto, las edificaciones pueden clasificarse según la tabla H.3.1-1 de la norma. Como se muestra en la Figura 8, la estructura del proyecto clasifica dentro de la categoría de construcción media, de acuerdo a las cargas suministradas por la especialidad estructural.

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: (NSR-10, 2010)

3. CONDICIONES GEOLÓGICAS.

Es importante conocer la geología del área donde se encuentra ubicado el proyecto ya que esta brinda información que sirve para conocer las características y tipo de suelo en profundidad, del sitio donde se cimentarán las estructuras. Con esta información y los resultados de la exploración del subsuelo se generará un modelo geotécnico basado en la información geológica regional y la hidrogeología presente en la zona.

3.1. Geología regional.

En la parte central de la Cordillera oriental se encuentra localizada la altiplanicie de la Sabana, es un amplio sinclínico con orientación SSW-NNE, en rocas sedimentarias del Cretáceo Medio hasta el Cuaternario (Hubach, 1957). Las formaciones Guadalupe, Guaduas, Cacho y Bogotá, y las rocas del grupo Villeta se encuentran fuertemente falladas, plegadas y diaclasadas (Cretáceo Medio a Terciario Inferior). Las cuales fueron conformadas y recubiertas, en el borde oriental de la cuenca, por las Formaciones Regadera y Usme (Terciario Inferior). Las Formaciones Tilatá, Sabana y Tunjuelo son depósitos sedimentados en el centro y los bordes de grandes lagos interandinos cerca de la cumbre de la Cordillera, a los cuales llegaban los materiales fluviales y fluvio-glaciares del Plioceno y Pleistoceno.

En el área donde se localiza el proyecto afloran las formaciones Sabana (QTs), Tunjuelo (Qpt) y Bogotá (Teb). En superficie se encuentra la formación sabana que está conformada por materiales tipo arcilla plástica y en menor proporción lentes y capas de arcillas turbosas, turbas, limos, arenas finas hasta gruesas, restos de madera y capas de diatomita. En algunos sectores subyaciendo a la anterior, se encuentra la formación Tunjuelo que se compone básicamente de suelos tipo grava, gravilla, arena, limo y arcilla. En profundidad se encuentra la formación Bogotá que se compone de materiales tipo arcillolitas abigarradas, bien estratificadas, con algunos bancos de areniscas micáceas. En la Figura 9 se presentan las formaciones encontradas en la sabana de Bogotá. (Lobo-Guerrero, 1992).

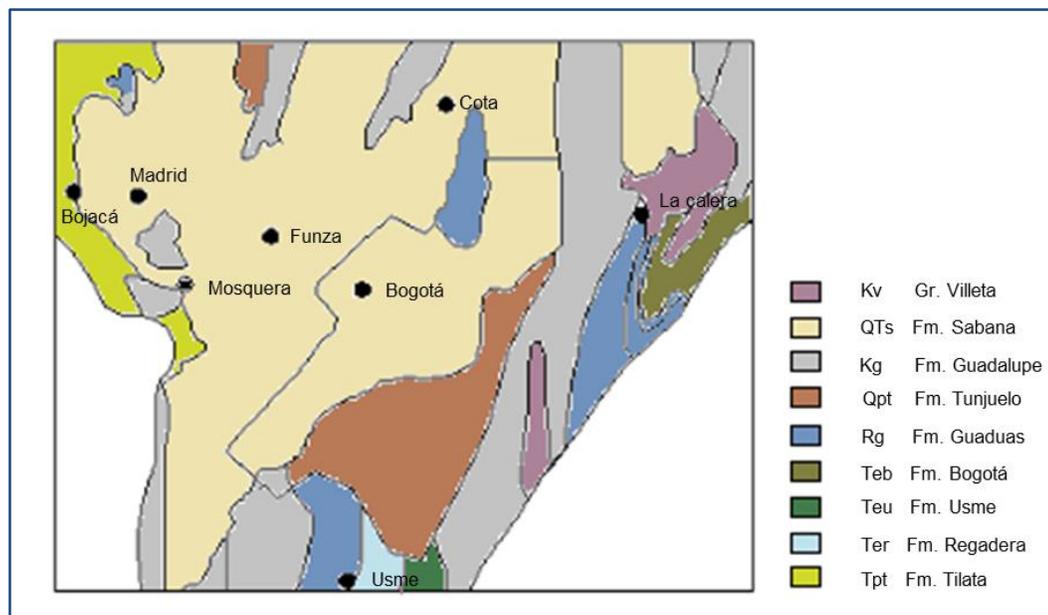


Figura 9. Mapa geológico de la sabana de Bogotá adaptado de (Hubach, 1957)

3.1.1. Unidades geológicas superficiales.

Formación Sabana (Terciario-Cuaternario, Plioceno-Pleistoceno-Holoceno) (QTs)

La Formación Sabana representa la parte superior del relleno lacustre del gran lago de la Sabana de Bogotá (Hubach, 1957). Está compuesta en su mayor parte por capas horizontales, poco consolidadas, de arcillas plásticas grises y verdes, y en menor proporción por lentes y capas de arcillas turbosas, turbas, limos, arenas finas hasta gruesas, restos de madera y capas de diatomita. También hay numerosas capas de cenizas volcánicas. El máximo espesor registrado es de 317 m en el pozo Funza-1 del acueducto de esa población (Valencia, 1988).

Formación Tunjuelo (Cuaternario, Pleistoceno-Holoceno) (Qpt)

La parte antigua de la capital se asienta principalmente sobre la Formación Tunjuelo. El cono fluvio-glaciar de Tunjuelito es un extenso depósito del curso bajo del río Tunjuelito, en el sur de la ciudad (Julivert, 1963; Caro Peña & García Núñez, 1988). Los sedimentos que constituyen el depósito son bloques hasta de 2 m de diámetro de grava, gravilla, arena, limo y arcilla. El cono se divide en tres sectores: una parte alta entre la quebrada del Aleñadero y la quebrada de Yomasa; una parte media entre la quebrada de Yomasa y los barrios Meissen y Tunjuelito; y una parte baja entre los citados barrios y Ciudad Kennedy. La parte alta está compuesta principalmente por arenas gruesas con grandes bloques, arcillas y limos, con un espesor hasta de 50 m. La parte media está compuesta principalmente por gruesas capas de gravas, arenas y limos, debajo de una capa superficial de arcillas entre 7 m y 12,50 m, con un espesor total variable hasta de 150 m. En este sector se encuentran las grandes explotaciones de agregados. La parte baja está compuesta principalmente por arenas finas y arcillas, las cuales se intercalan con los depósitos lagunares de la Formación Sabana.

Formación Bogotá (Terciario, Paleoceno-Eoceno Inferior) (Teb)

Esta formación tiene un espesor con valores alrededor de 800m y 200m, está compuesta en su mayoría por arcillolitas abigarradas (grises, violáceas, moradas y rojas), bien estratificadas, con algunos bancos de areniscas micáceas grises de grano fino hacia la parte superior de la unidad. La Formación Bogotá se encuentra concordantemente encima de la Arenisca del Cacho en los Sinclinales de Tunjuelo, Bogotá-Cajicá Checua, Teusacá, Sesquilé, y Siecha-Sisga. En la Figura 10 se muestra un corte geológico Este - Oeste por la calle 45 entre la carrera 7 y la carrera 25.

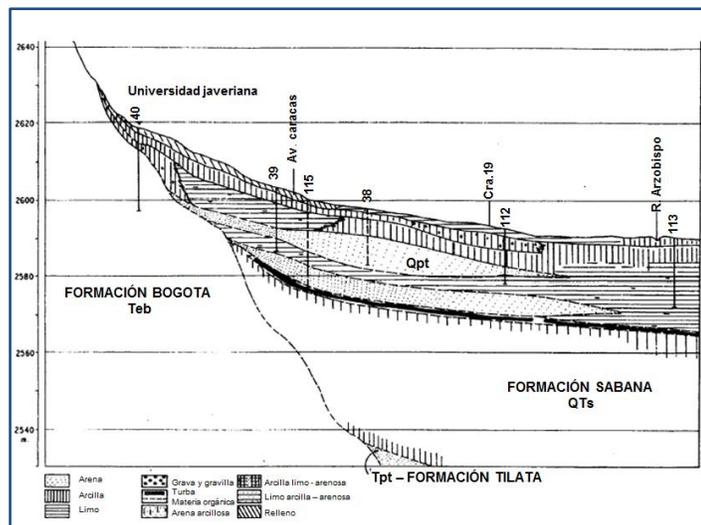


Figura 10. Corte geológico adaptado Hernández y Uscátegui 1976. Aspectos hidrogeológicos.

En la sabana de Bogotá se han realizado numerosos estudios por el Servicio Geológico Colombiano desde 1918, por lo cual se ha logrado tener buen conocimiento sobre la situación hidrogeológica de esta zona (TAHAL, 1973).

Las Formaciones Tilatá y Sabana, que conjuntamente forman el relleno fluvio-lacustre de la cuenca, compuestas por gravas, arenas, limos, arcillas y turbas, también son acuíferas, siendo unidades semiconsolidadas de alta o de moderada permeabilidad. Tienen acuíferos libres, acuíferos colgados, acuíferos confinados, capas semiconfinantes y capas confinantes. En la Formación Tilatá la transmisividad varía entre 10 y 350 m²/d y el rendimiento de pozos individuales entre 3,5 y 20 Ips. En la Formación Sabana la transmisividad varía entre 5 y 50 m²/d y el rendimiento de pozos individuales entre 0,1 y 5 Ips. El mejor acuífero y el que provee la mayoría del agua tanto a los cultivos de flores como a las industrias, es la Formación Tilatá

En la Figura 11 se muestra un corte hidrogeológico esquemático de la cuenca del río Bogotá. En las que se muestran las distintas formaciones superficiales presentes en el área de estudio.

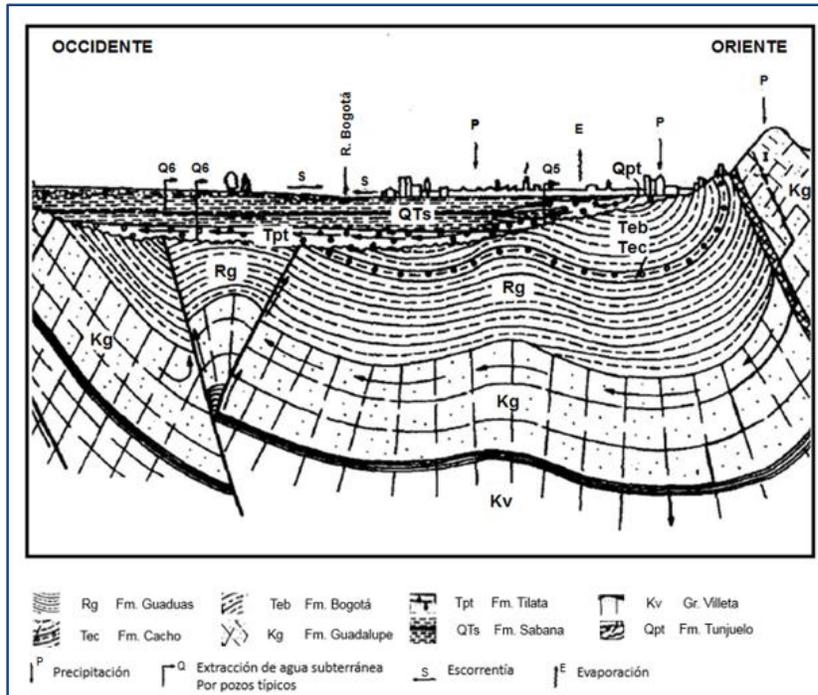


Figura 11. Corte hidrogeológico (Lobo-Guerrero, 1992)

4. INFORMACIÓN SECUNDARIA.

La revisión de información secundaria, consistió principalmente en una recopilación bibliográfica de cuatro documentos: El estudio de suelos desarrollado por el profesor Julio Moya Barrios para el Edificio de Ciencia y Tecnología Luis Carlos Sarmiento Angulo, el estudio realizado por el Ingeniero Germán Darío Tapia Muñoz para el Nuevo Edificio de Enfermería, el estudio de suelos realizado por el GISRPS para el Edificio de Posgrados de Derecho y Ciencias Económicas y la tesis de Maestría en Ingeniería- Geotecnia titulada “Análisis geoestadístico y probabilístico de la compresibilidad de un depósito lacustre”, elaborada por el ingeniero William Mauricio García Fera.

Adicionalmente, se consultó la información obtenida en la exploración realizada hasta la roca en las instalaciones del SGC en el 2015, y los ensayos de laboratorio y estratigrafía presentados en la microzonificación sísmica de Bogotá.

A continuación, se describen de forma general los resultados de dichos estudios.

4.1. Edificio Luis Carlos Sarmiento Angulo.

El edificio Biblioteca de Ciencia y Tecnología (Moya Barrios, 2006), de la Facultad de Ingeniería, se encuentra ubicado dentro de la Universidad Nacional de Colombia. La edificación consiste en una estructura combinada de acero y concreto con un área aproximada de 8000 m² distribuida en cuatro pisos y una terraza. El área de la edificación se destinó para las aulas de ingeniería, la biblioteca de ciencia y tecnología, el auditorio Luis Carlos Sarmiento Angulo para 250 personas ubicado en el sótano y un restaurante para el servicio de la comunidad.

Dentro de los estudios para la construcción del edificio se realizó el estudio de suelos, cimentaciones y efectos locales en la respuesta sísmica. Las conclusiones del estudio respecto al modelo geotécnico del suelo y el diseño de cimentación y obras de contención son presentadas en el presente estudio con el objetivo de establecer una visión general del tipo de suelo que se encuentra en la ciudad universitaria.

El perfil de suelo encontrado es de tipo lacustre compuesto por intercalaciones de arcillas y limos arcillosos de alta plasticidad y de consistencia media a dura. Los primeros 2 metros corresponden a una arcilla limosa gris oxidada de consistencia firme y sobre consolidada potencialmente expansiva, a partir de este material el perfil se conforma por una intercalación de limos y arcillas destacando una capa de turba entre los 23 y 25 m con intercalaciones de capas delgadas de arena fina. Entre los 3 m hasta los 51 metros los suelos son ligeramente sobre consolidados con relaciones de sobre consolidación de 1,90 a 1,20. El valor de la resistencia al corte no drenado aumenta gradualmente con la profundidad variando de 3,0 ton/m² para capas superiores y de 7,0 ton/m² para las capas inferiores de 50 m.

En el análisis del tipo de cimentación se descartó cualquier solución con cimentación superficial con cimientos aislados, combinados o con placa y sistemas combinados placa-pilote. Por lo tanto, se recomendó para el diseño un tipo de cimentación profunda con base en grupos de pilotes unidos por dados, cabezales o vigas de cimentación, se recomendó pilotes pre-excavados de sección circular de 0,6 m de diámetro y 35 m de longitud efectiva.

4.2. Edificio de enfermería.

El Nuevo Edificio de Enfermería (Tapia Muñoz, 2011) se encuentra ubicado dentro de la Universidad Nacional de Colombia, al occidente de la Facultad de Derecho, al norte de las Facultades de Ciencias Humanas y Odontología, al oriente de la Facultad de Veterinaria y Zootecnia y al sur de la Facultad de Medicina. El diseño arquitectónico consta de dos edificaciones aisladas, la primera cuenta con 5 pisos incluyendo un semisótano abierto de libre circulación y la segunda edificación se compone de dos auditorios y una plazuela. Ambas estructuras proyectadas en un sistema estructural mixto de pórticos y pantallas de concreto reforzado con luces de máximo de 10,00 m.

Del estudio de suelos realizado para la construcción del edificio de enfermería se obtuvo una caracterización geotécnica del suelo basados en 9 sondeos y ensayos de laboratorio para asignación de propiedades físicas y mecánicas. El perfil del suelo establecido en el estudio fue:

- Materiales arcillosos con presencia de gravas y arenas en gran cantidad hasta una profundidad promedio de 3,5m.
- Desde los 3,5m hasta los 10 m en promedio se encuentra una arcilla gris clara de consistencia media a blanda, algo arenosa con alta plasticidad.

- Desde los 10 m hasta los 35 metros una arcilla limosa gris verdosa de consistencia blanda a muy blanda, con alta plasticidad normalmente consolidada.
- Estratos intercalados de turba a los 15 metros y 26 metros.

Del análisis de los ensayos de compresión inconfiada, ensayo de veleta y penetrómetro de bolsillo se estableció en el estudio que la resistencia al corte no drenado para los primeros metros alcanza un valor de $1,50 \text{ kg/cm}^2$ y a medida que se avanza con la profundidad este disminuye a valores entre $0,1$ y $0,3 \text{ kg/cm}^2$. El módulo de elasticidad se obtuvo a partir de ensayos de compresión inconfiada mostrando una tendencia similar a la resistencia no drenada al corte, los primeros metros alcanzan valores de 100 kg/cm^2 y conforme se avanza los datos, no superan los valores de 40 kg/cm^2 .

En el análisis de tipo de cimentación para los dos edificios de determino la solución de pilotes preexcavados y fundidos en sitio, se recomendó usar pilotes de igual diámetro y longitud con fines constructivos. Para excavación se recomienda en el documento realizar taludes de 1H:3V y proteger durante la construcción con lechada arena - cemento, y la excavación debe realizarse mediante trincheras máximo de 6 m de ancho.

4.3. Tesis de análisis geoestadístico.

La tesis en cuestión se desarrolló en 2008 (García Feria, 2008) con el objetivo de aplicar una metodología de variación especial para analizar la compresibilidad de los depósitos lacustres de la universidad. En ella se identificaron materiales de la ciudad universitaria, se construyó una base de datos de propiedades y se determinó una zonificación de acuerdo con los comportamientos mecánicos del campus.

Los principales materiales definidos en este estudio fueron los siguientes:

1. Desde 0,00 a 6,00 metros: Suelo arcilloso sobre-consolidado ($RSC \approx 4$), con humedades bajas e índices de plasticidad medios ($IP \approx 26$). La relación de vacíos se encuentra entre 0,5 y 1,5 con índices de compresión cercanos a 0,5 y de recompresión del orden de 0,08.
2. Entre 6,00 a 20,00 metros: Suelo arcilloso normal a ligeramente sobre-consolidado ($RSC = 1,0-1,3$), contenido de agua alto e índice de plasticidad alto ($IP \approx 40$). Las relaciones de vacíos están entre 1 y 3,5, con índices de compresión virgen y de recompresión del orden de 1,30 y 0,16 respectivamente.
3. Entre 20,00 a 25,00 metros: Turba color café y negro con trozos de madera con contenido de agua muy alto. La relación de vacíos es alta con valores entre 2,8 y 5,6 con índices de compresión y recompresión de 2,6 y 0,2 respectivamente.
4. Entre 25,00 y 35,00 metros: Suelos arcillosos, con intercalaciones de arena, normal a ligeramente sobre-consolidados. De contenido de agua medio y plasticidad aproximada de $IP = 30$. Las relaciones de vacíos están cercanas a 1,4 y los índices de compresión y recompresión son cercanos a 0,7 y 0,08.

Dicha clasificación se realizó para la totalidad del área del campus en la universidad por lo que es susceptible de variaciones significativas por efectos locales. No obstante, presenta una válida referencia frente a las expectativas del terreno en los primeros 35 metros.

En la Figura 12 se muestra el mapa de zonificación por asentamientos superficiales para la ciudad universitaria. En él puede observarse que la zona oriental del campus, donde se ubica el proyecto, presenta comportamientos de menor compresibilidad que la occidental.

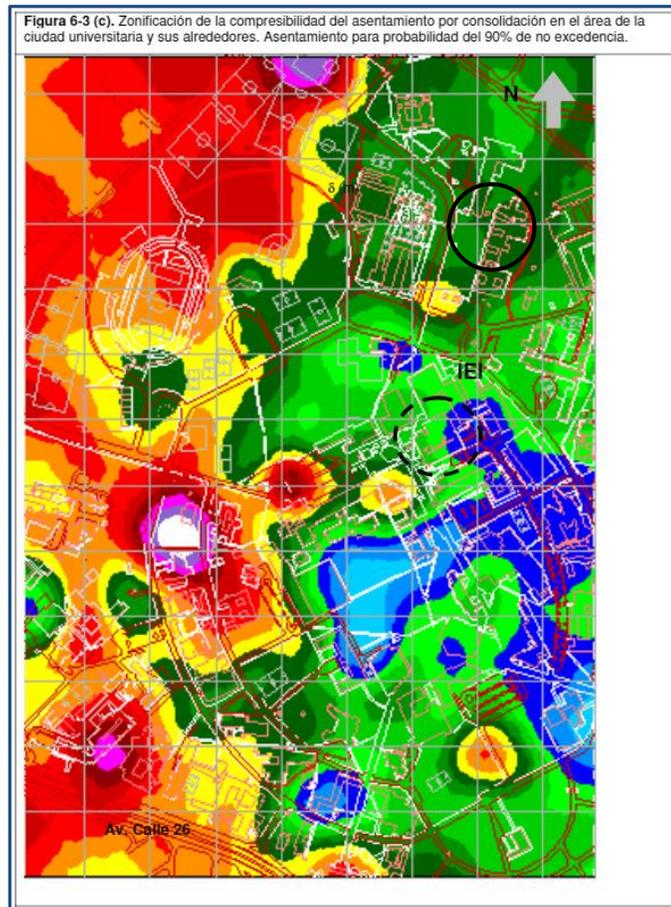


Figura 12. Mapa de zonificación por compresibilidad para la ciudad universitaria. Tomado de: (García Feria, 2008)

4.4. Estudio de Microzonificación Sísmica de Bogotá

Para el desarrollo del Estudio de Microzonificación Sísmica de la ciudad de Bogotá se ejecutó un sondeo de 180 m de profundidad ubicado dentro del lote del proyecto. La perforación ejecutada fue identificada como Sondeo No 49, de acuerdo con el Informe Definitivo de Microzonificación Sísmica de Santafé de Bogotá (INGEOMINAS, 1997) y en la Figura 13 se muestra su localización en planta.

El informe en cuestión presentó resultados de ensayos de laboratorio ejecutados a las muestras extraídas con el objetivo de caracterizar las zonas de comportamiento homogéneo y establecer correlaciones entre sus propiedades. Los ensayos de laboratorio se centraron en determinar las propiedades de los materiales, por lo que se ejecutaron ensayos de caracterización física (límites de Atterberg, contenido de agua, peso específico de los suelos, peso unitario) y ensayos de caracterización mecánica (compresión inconfiada, veleta de laboratorio, compresión triaxial, consolidación unidimensional).

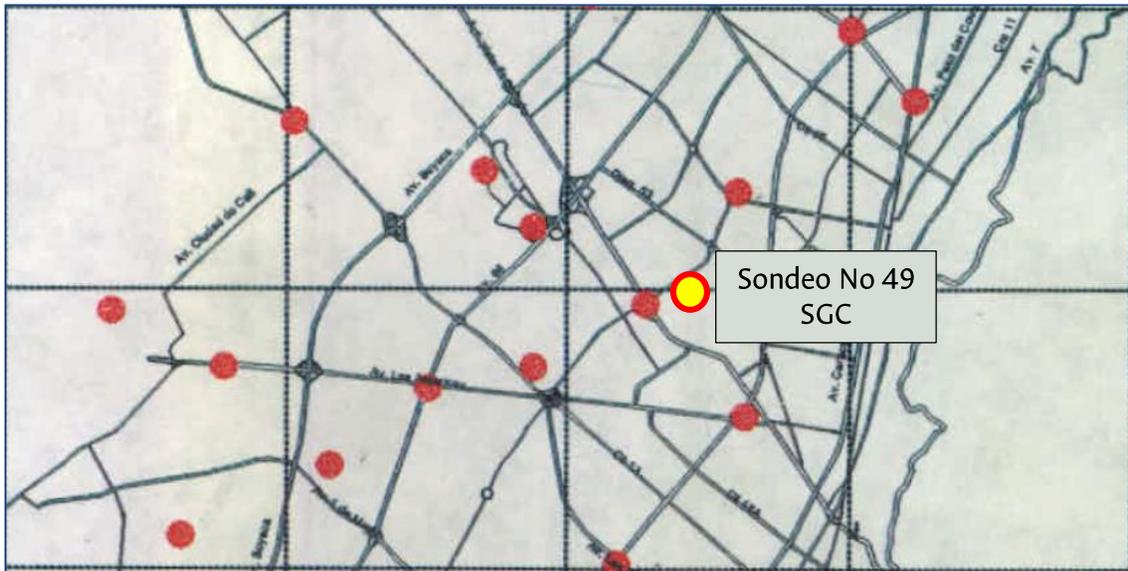


Figura 13. Localización en planta del sondeo No 49. Tomado de (INGEOMINAS, 1997)

Con base en el Informe Definitivo de Microzonificación Sísmica de Santafé de Bogotá (INGEOMINAS, 1997) y la información en bruto provista por el SGC, se depuraron los resultados de ensayos de laboratorio, los cuales se presentan desde la Figura 14 a la Figura 17.

4.5. Estudio de suelos y análisis de cimentación para la vulnerabilidad sísmica y reforzamiento estructural del edificio central y de administración

Este estudio ejecutado por Aycardi Estructural S.A.S en colaboración para el área de Geotecnia de Alfonso Uribe S. y Cia S.A. en el año 2015 se realizó en el marco del Convenio Interadministrativo No. 12 entre la Universidad Nacional de Colombia y el Servicio Geológico Colombiano con el objetivo de establecer las necesidades de reforzamiento para el edificio 631.

En el estudio se realizó un apique ubicado al costado noroccidental del edificio existente del museo y de acuerdo con los resultados se reporta:

“Para establecer las características de la cimentación existente se excavó un apique con el cual fue posible establecer que la fundación existente es de tipo superficial y está conformada por zapatas aisladas para las columnas y cimientos corridos para los muros apoyados sobre las arcillas de color café a profundidades entre 1,20 m y 1,70 m con relación al nivel de piso fino en cada sitio”

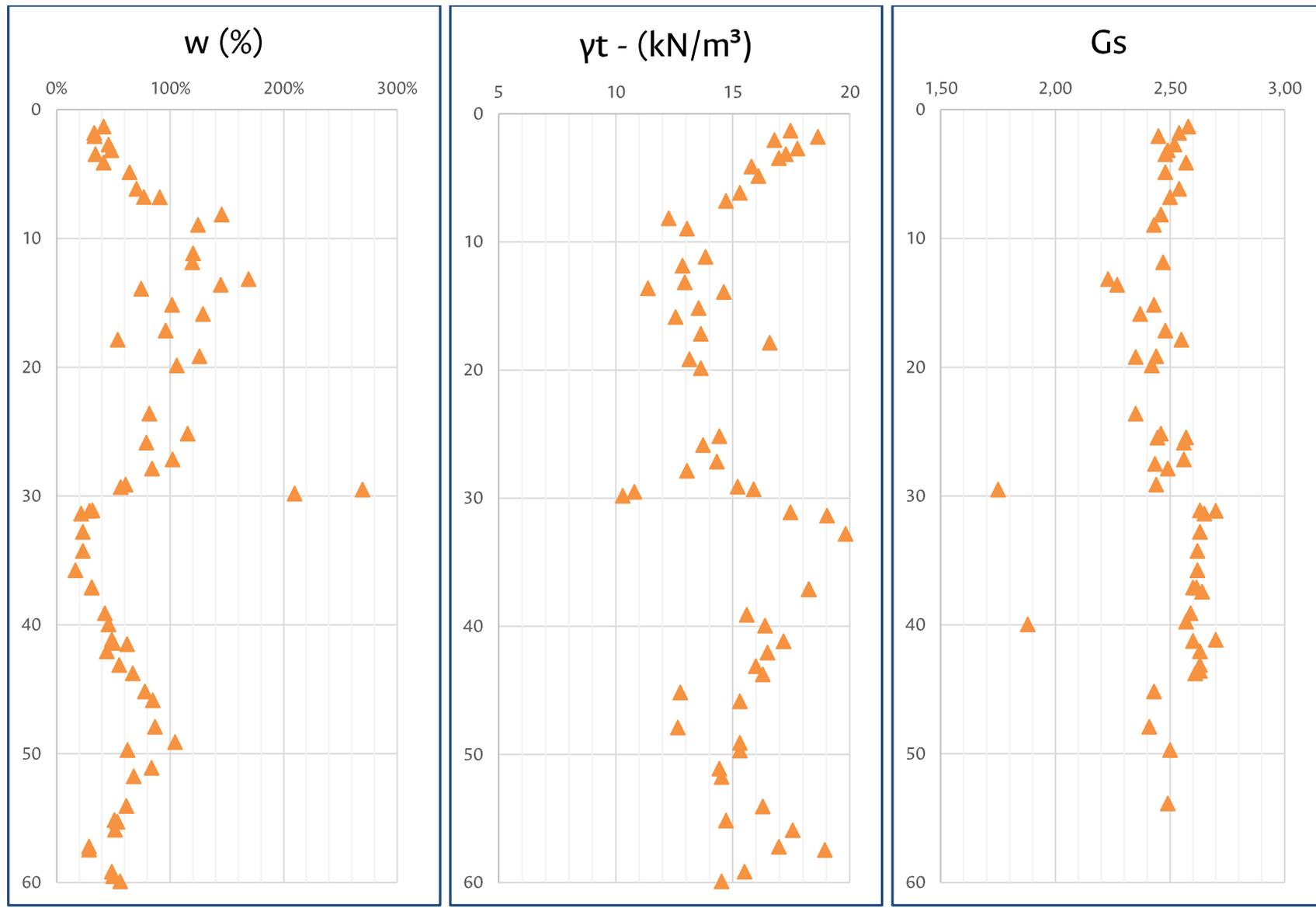


Figura 14. Variación del contenido de agua, peso unitario y Gs con la profundidad

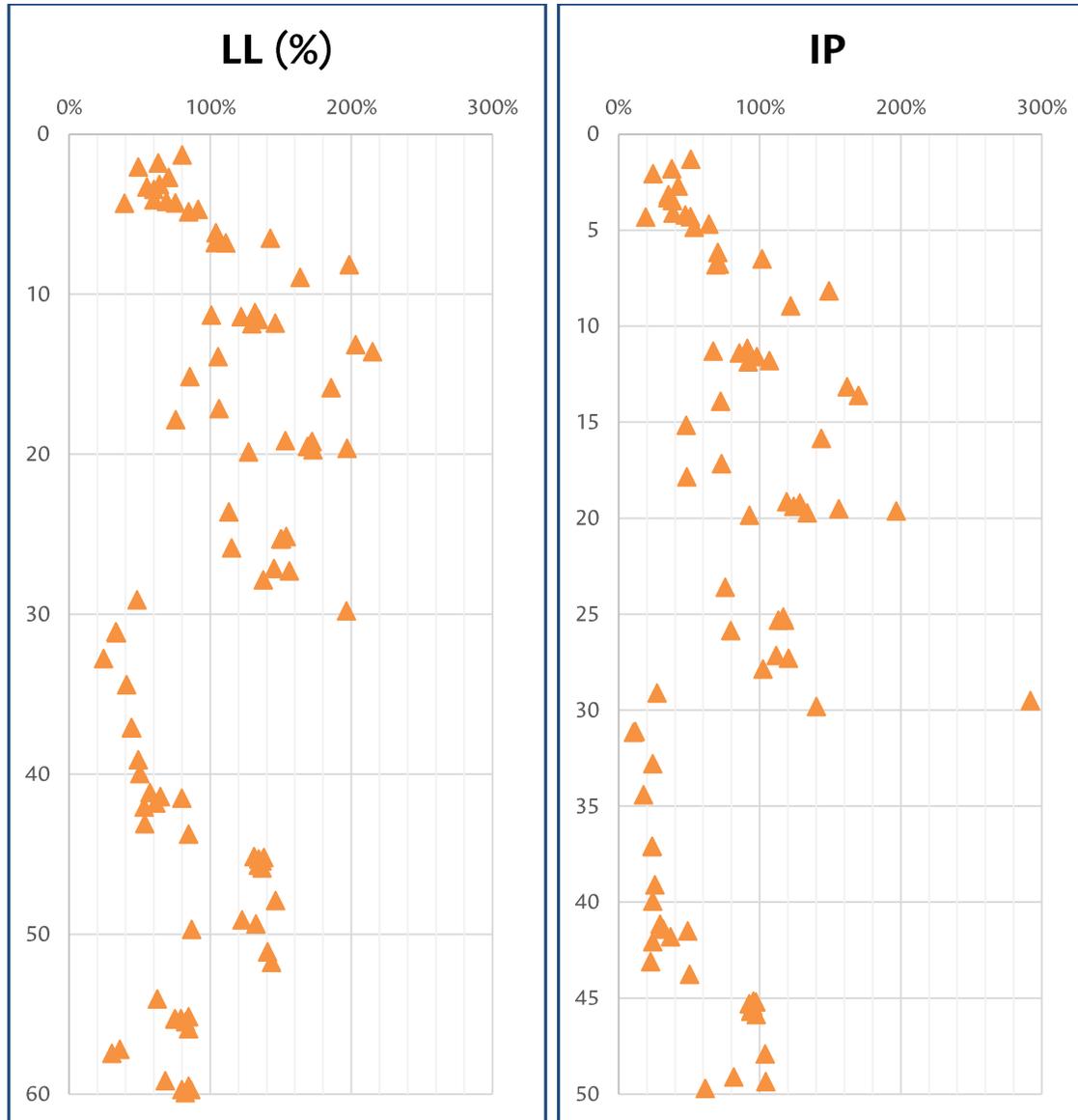


Figura 15. Variación del Límite Líquido y el Índice de Plasticidad con la profundidad

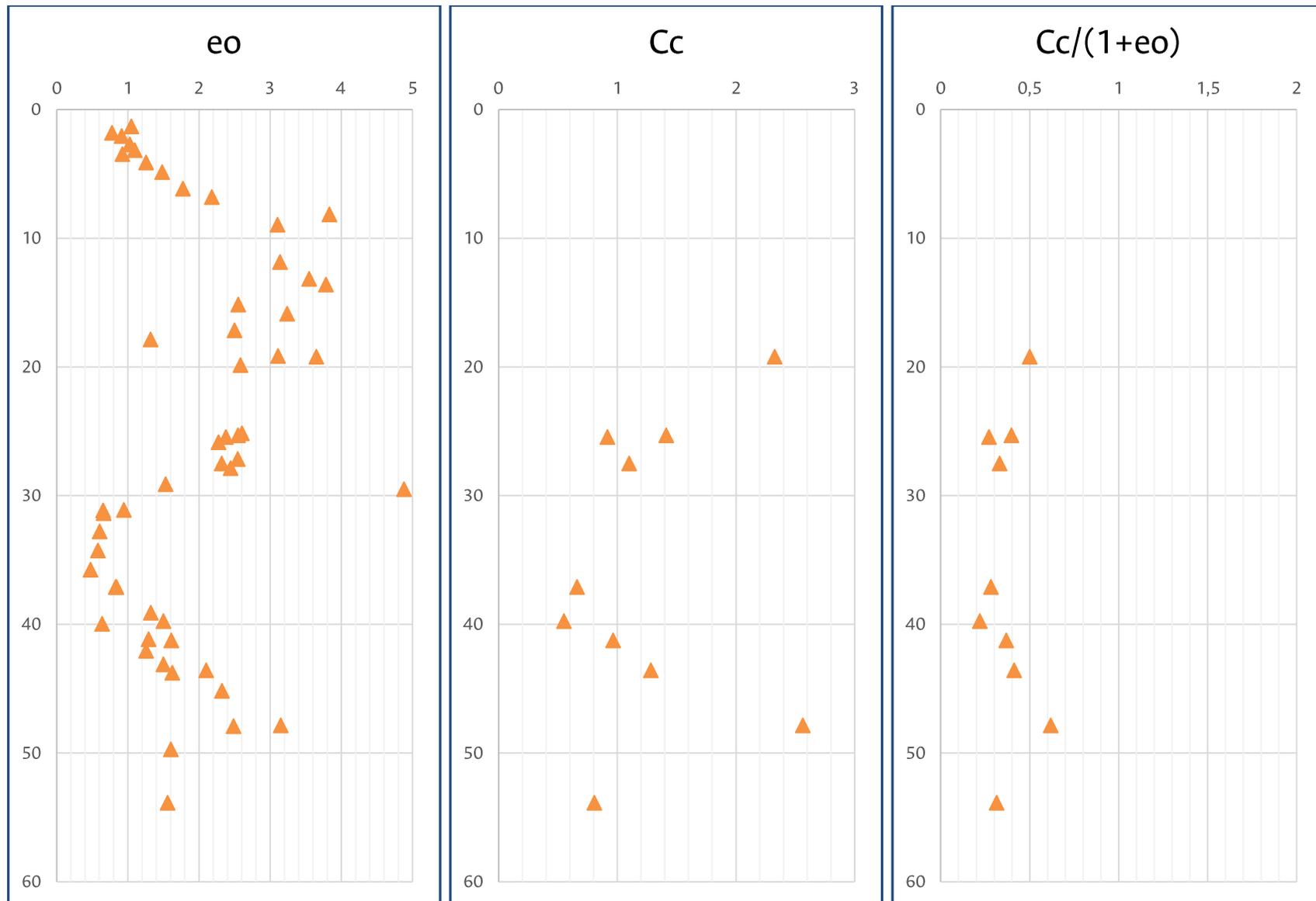


Figura 16. Variación de la relación de vacíos y los coeficientes de compresión con la profundidad

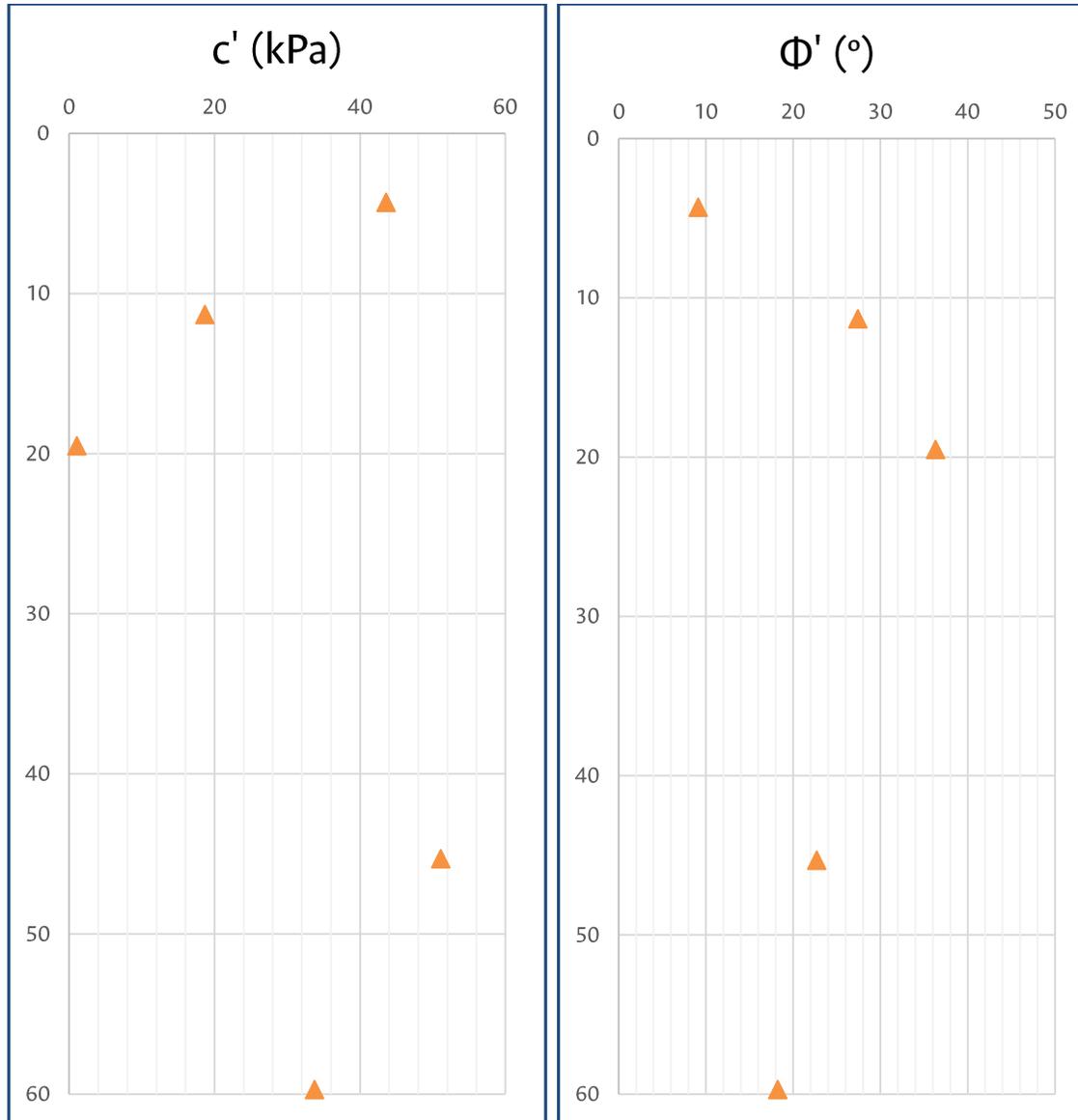


Figura 17. Variación de los parámetros de resistencia al corte C' y Φ' con la profundidad tomados a partir de ensayos

En el documento se presenta el esquema de la cimentación encontrada (Figura 18).

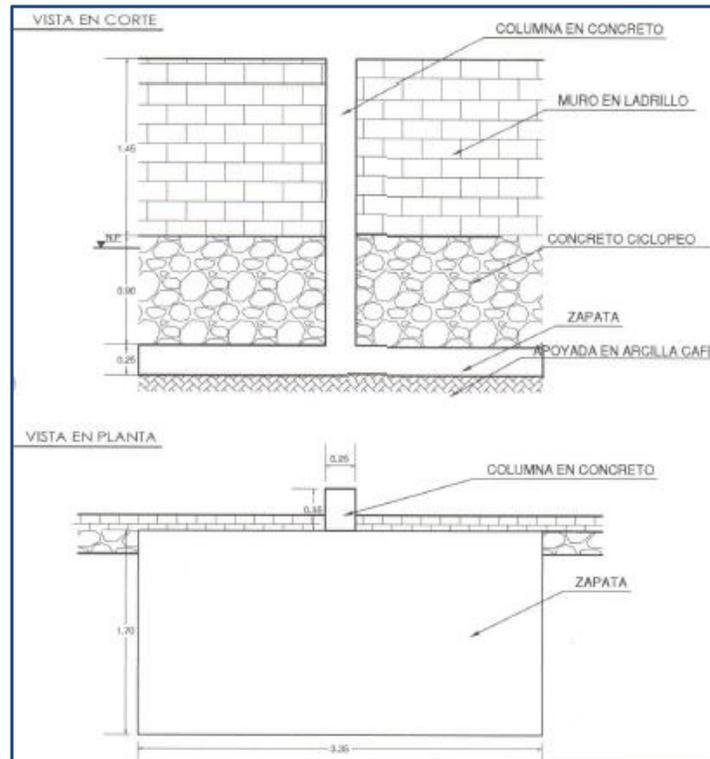


Figura 18. Dimensiones de la cimentación existente. Tomado de: (Aycardi Estructural S.A.S, 2015)

Además del apique ejecutado para establecer las necesidades de reforzamiento del edificio 631, se realizaron siete perforaciones alrededor de los edificios administrativos del Servicio Geológico Colombiano con profundidades entre 6 m y 15 m y de acuerdo con los resultados, el modelo geotécnico encontrado es el siguiente:

“Para el análisis se estableció un modelo geotécnico con dos estratos principales, un estrato superior correspondiente a arcillas de color café y gris verdoso que inicia a profundidades comprendidas entre 0,60 y 1,30 m (superficialmente se encuentran rellenos que no se han tenido en cuenta en los análisis geotécnicos) y un estrato No. 2 correspondiente a las arcillas de color café, con una profundidad inicial a 3 m y que alcanzan la profundidad de investigación”.

Según se menciona en el informe, la ejecución de las perforaciones se desarrolló mediante la combinación de ensayos de veleta de campo, ensayo de penetración estándar SPT, y ensayo de resistencia a la penetración mediante piezocono holandés CPT.

4.6. Perfil de comportamiento sísmico para el depósito.

Para la aplicación de estudios de propagación de ondas unidimensionales en el terreno, en el 2008 el FOPAE realiza un estudio de procesamiento de señales de la red de acelerógrafos y establece un perfil simplificado de 21 capas geotécnicas. En particular se resaltan las velocidades de onda de modelo derivadas para el perfil hasta la roca. El perfil se presenta en la Tabla 1.

No Capa	Material	DESCRIPCION GEOTECNICA	Tramo desde (m)	Tramo hasta (m)	wn (%)	eo	IP	Peso unitario gr/cm ³	Vref m/s	Vs modelado m/s
1	CH-MH	Arcilla ligeramente limosa, gris.	0	5	43	1.10	45	1.80	170	137
2	CH	Arcilla, gris rosado palido.	5	7	79	1.90	92	1.65	170	157
3	CH	Arcilla, gris marrón.	7	12	127	2.91	151	1.40	170	161
4	CH	Arcilla, gris oliva.	12	17	119	2.88	149	1.38	170	166
5	CH	Arcilla, marrón.	17	21	116	2.78	143	1.43	170	169
6	PT	Turba.	21	23	300	5.50	270	1.00	150	151
7	CH	Arcilla, marrón amarillento oscuro.	23	30	87	2.70	122	1.45	170	174
8	CL	Arena arcillosa fina-media, marrón amarillo.	30	38	28	0.96	17	1.95	285	305
9	CH	Arcilla limosa, marrón amarillento oscuro.	38	44.5	52	1.32	46	1.75	175	196
10	CH	Arcilla, gris oliva, turba arcillosa negra.	44.5	52.5	81	2.10	104	1.55	175	201
11	PT	Turba	52.5	58	120	2.95	155	1.34	150	175
12	CH	Arcilla arenosa gris oliva	58	67	37	1.00	38	1.90	175	208
13	PT	Turba	67	69	120	2.95	155	1.30	150	182
14	CL	Intercalaciones de arena y arcilla	69	80	26	1.05	23	1.95	285	352
15	CL	Intercalaciones de arena y arcilla	80	100	25	1.05	22	1.95	285	368
16	CL	Intercalaciones de arena y arcilla	100	120	20	0.95	14	1.95	285	384
17	CL	Intercalaciones de arena y arcilla	120	140	27	1.05	24	1.95	285	398
18	CL	Intercalaciones de arena y arcilla	140	152	27	1.05	0	1.95	285	408
19	CH	Arcilla gris y marrón	152	157	29	0.90	27	1.80	175	253
20	PT	Turba	157	159	120	2.00	155	1.30	150	218
21	CL	Intercalaciones de arena y arcilla	159	180	40	1.15	42	1.95	285	419

Tabla 1. Perfil de 21 capas propuesto por FOPAE en el 2008.

5. EXPLORACIÓN DEL SUBSUELO.

En este capítulo se describe la exploración geotécnica directa e indirecta realizada en el terreno y se resumen sus resultados, así como los requisitos mínimos exigidos por la norma sismo-resistente vigente.

5.1. Requerimientos mínimos según NSR -10.

La norma sismo-resistente NSR-10 no contempla cantidad y profundidad mínima de sondeos para la rehabilitación de una construcción existente. Sin embargo, teniendo en cuenta que el presente proyecto queda definido como unidad de construcción de categoría media, y de acuerdo con la norma sismo-resistente NSR-10 en la tabla H.3.2.1-1 así como en los incisos H.3.2.3 y H.3.2.4, se tendrá en cuenta lo consignado en la Figura 19.

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 19. Tabla H.3.2-1 de la norma sismo resistente colombiana. Número mínimo de sondeos y profundidad por cada unidad de construcción según categoría de la unidad. Fuente: (NSR-10, 2010)

Esto que implica la necesidad de realizar cuatro sondeos con una profundidad mínima de 15 metros con por lo menos el 50% de los mismos dentro del área de cada unidad constructiva y con recuperación de muestras por lo menos cada 1.50 metros.

5.2. Plan de exploración directa

Para la definición de las propiedades mecánicas y la estratigrafía presente en la zona de estudio se ejecutaron dos (2) perforaciones mecánicas con recuperación continua de muestras hasta los treinta y seis metros (36), una (1) hasta los sesenta (60) dos (2) hasta los veintiún (21), una (1) hasta los quince (15), dos (2) hasta los seis (6) metros de profundidad (Perforaciones P-1, P-2, P-3, P-4, P-5, P-6, P-7 y P-8 respectivamente) y dos (2) ensayos de penetración con cono (CPTu) hasta cuarenta (40) metros. La localización de las perforaciones se puede consultar en la Figura 20.

Para la definición y verificación de las estructuras de cimentación existentes, se auscultaron dos columnas de la edificación existente mediante dos (2) apiques bajo el nivel de la placa. Los apiques se realizaron con el objetivo de corroborar las dimensiones y el estado de la cimentación del edificio hasta una profundidad promedio de 1,85 metros desde el nivel del terreno, donde se encontró el nivel de desplante de la cimentación del edificio. Una vez conocidas las características geométricas del cimiento, se extrajeron muestras representativas del suelo bajo el nivel de desplante. Las coordenadas de las perforaciones se presentan en la Tabla 2, y la localización de la perforación y los apiques se puede consultar en la Figura 21.

Tabla 2. Ubicación de la exploración realizada

Perforación	Profundidad (m)	N	E	Nivel Freático (m)
P-1	36	1004951	999752	1,25
P-2	36	1005000	999727	1,35
P-3	60	1004977	999756	2,66
P-4	21	1004949	999679	0,4
P-5	21	1004954	999635	0,8
P-6	15	1004997	999671	0,7

P-7	6,4	1004920	999687	1,5
P-8	6,4	1004928	999646	-
CPTu-1	40	1004977	999732	-
CPTu-2	40	1004925	999663	-

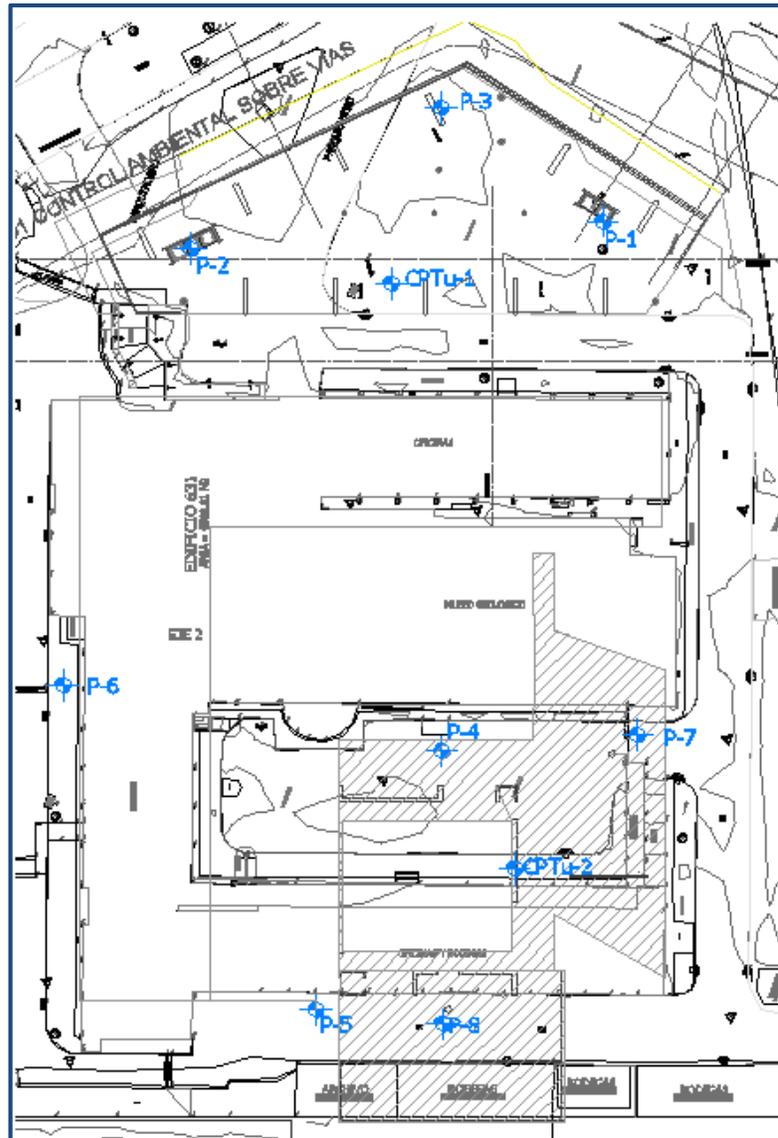


Figura 20. Ubicación de la exploración directa realizada para la totalidad del proyecto

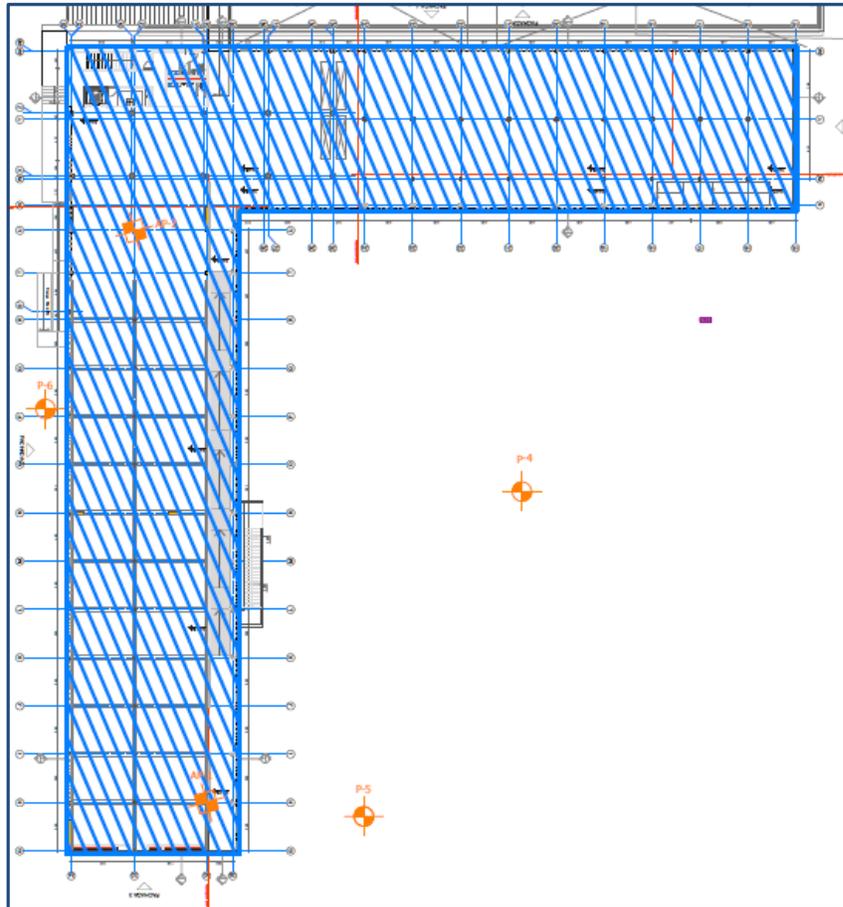


Figura 21. Ubicación de la exploración realizada.

5.2.1. Resultados de los apiques

A continuación, se presenta la geometría y características encontradas en los apiques realizados.

5.2.1.1. Apique 1

El apique 1 se localiza en los ejes B-15. En él se encontró que el cimiento tiene una profundidad aproximada de desplante de 1.90 metros con respecto al nivel del pavimento presente en las inmediaciones del edificio. Las dimensiones en sentido transversal corresponden a 1,50 metros medidos desde el borde del muro. En sentido longitudinal se prevé un cimiento corrido debido a que se excavo hasta el punto medio entre columnas y no se encontró el borde del cimiento. En la Figura 22 y la Figura 23 se observan los detalles del cimiento.

El material usado como relleno en las inmediaciones de la zapata corresponde a un suelo natural de tipo arcilloso de color amarillo y café con alto contenido de agua y consistencia blanda. La zapata corrida tiene un acartelamiento suave, de no más de 0,10 m en el ancho de la zapata

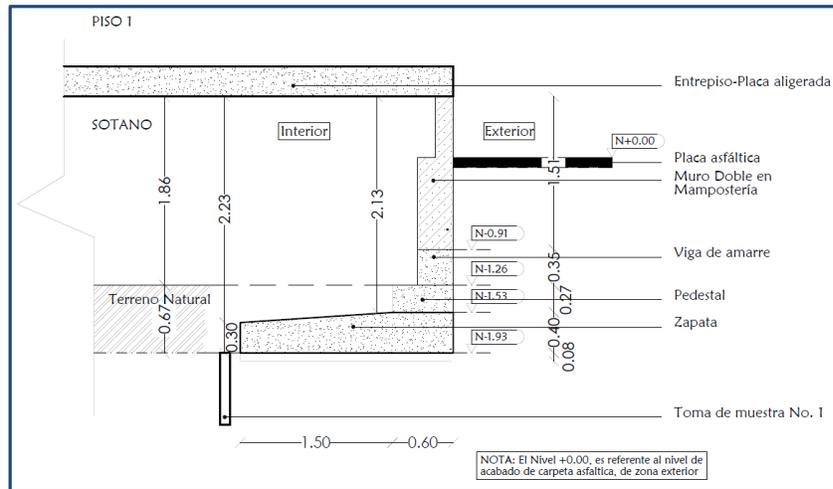


Figura 22. Esquema en perfil de la cimentación encontrada en el Apique 1.

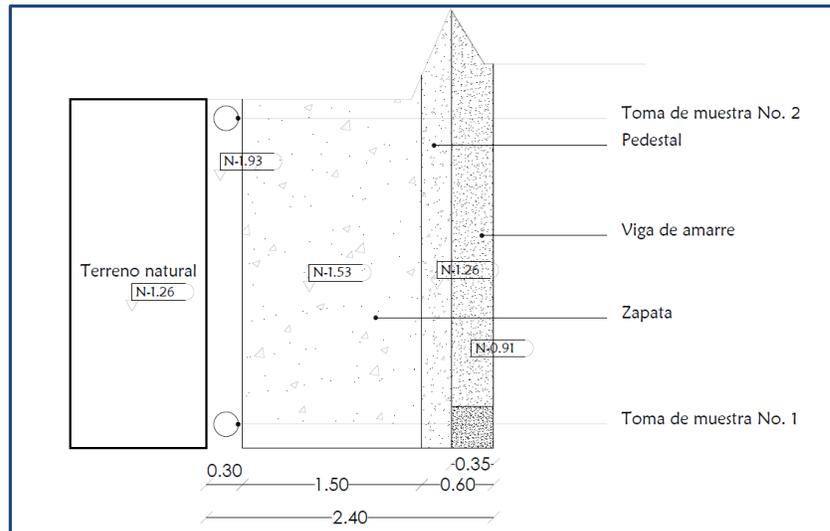


Figura 23. Esquema en planta de la cimentación encontrada en el Apique 2.

5.2.1.2. Apique 2

El apique 2 se localiza en los ejes M-17. En él se encontró que la zapata tiene una profundidad de desplante de 2,20 metros con respecto al nivel del pavimento presente en las inmediaciones del edificio (esta profundidad es estimada con base a lo observado pues no se encontró el borde del cemento en las labores). La cimentación recibe la carga de la columna de manera concéntrica y se distribuye hacia la base mediante vigas de rigidez acarteladas a 45° de los ejes. No se encontró ancho definido de la cimentación por lo que se asume que la comuna descansa sobre un cemento corrido en ambas direcciones de ancho mínimo de 4 m. Todo lo anterior se ilustra en la Figura 24 y la Figura 25.

El material usado como relleno en las inmediaciones de la zapata corresponde a un suelo natural de tipo arcilloso de color amarillo y café con alto contenido de agua y consistencia blanda.

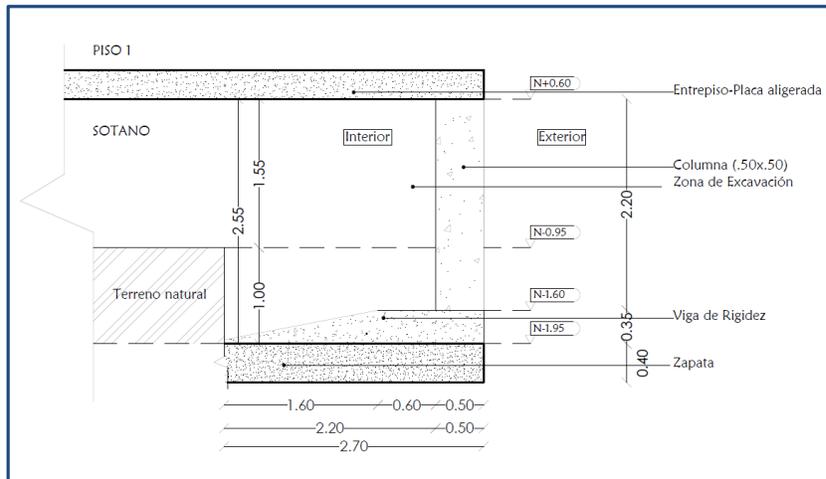


Figura 24. Esquema en perfil del cimiento encontrado en el Apique 2.

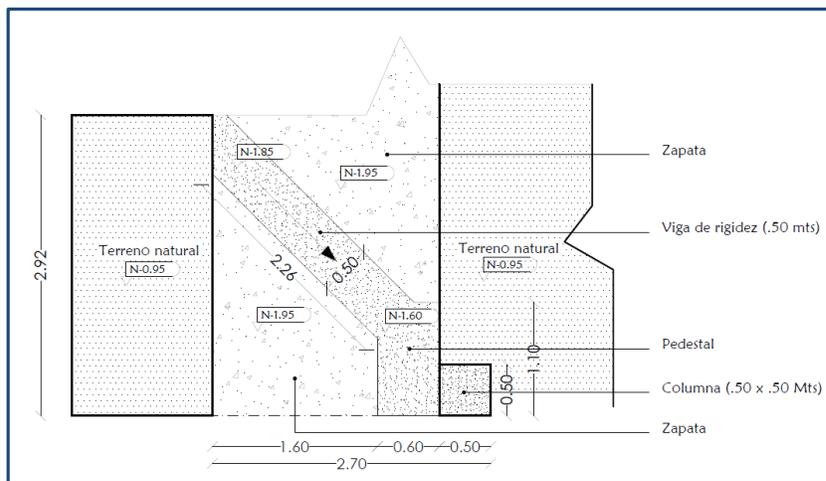


Figura 25. Esquema en planta de la cimentación encontrada en el Apique 2.

5.2.2. Resultados

Los resultados de la exploración ejecutada mostraron que en general se encuentra un relleno antrópico asociado a la presencia de zonas duras aledañas a las edificaciones en el primer metro, seguido de arcillas grises sobreconsolidadas de consistencia muy dura en los primeros metros que se ubican sobre arcillas grises de consistencia media a blanda. Los resultados de la exploración geotécnica se resumen en la Figura 26.

Perforación mecánica SGC - P4		Perforación mecánica SGC - P5		Perforación mecánica SGC - P6	
Z (m)	Material	Z (m)	Material	Z (m)	Material
1	Capa vegetal. Relleno antrópico.	1	Carpeta de pavimento Relleno antrópico.	1	Capa vegetal Relleno antrópico
2	Arcilla sobreconsolidada de color gris parduzco de consistencia muy dura con presencia de arenas de compacidad media y material orgánico.	2	Arcilla sobreconsolidada de color gris parduzco de consistencia muy dura. Presencia de arena fina.	2	Arcilla sobreconsolidada de color gris claro de plasticidad alta y consistencia dura. Presencia de vetas asociadas a oxidación en los primeros metros del estrato.
3		3		3	
4		4		4	
5		5		5	
6	Arcilla de color gris oscuro de consistencia dura a media.	6	Arcilla de color gris oscuro de consistencia dura a media.	6	Arcilla de color gris oscuro de consistencia media a blanda.
7		7		7	
8		8		8	
9		9		9	
10		10		10	
11	Arcilla de color gris oscuro de consistencia blanda a muy blanda. Presencia de vetas habanas en los últimos 1.5 m de la perforación.	11	Arcilla de color gris oscuro de consistencia blanda a muy blanda con algún contenido de limo y material orgánico.	11	Arcilla de color gris de consistencia media a blanda. Presencia de material limoso en los primeros metros del estrato.
12		12		12	
13		13		13	
14		14		14	
15		15		15	
16		16		16	
17		17		17	
18		18		18	
19		19		19	
20		20		20	
21		21		21	

Figura 26. Resultados de la campaña de exploración directa realizada.

5.2.3. Ensayos de laboratorio

A partir de las muestras recuperadas de las diferentes perforaciones incluidas las de otras edificaciones en el lote, se asignaron pruebas de laboratorio para la determinación de sus propiedades físicas y mecánicas. Los ensayos se distribuyeron homogéneamente en la profundidad y en total se realizaron los relacionados en la Tabla 3, donde debe resaltarse la cantidad de ensayos mecánicos programados.

ENSAYO	No	ENSAYO	No
Límites de Consistencia	25	Compresión inconfiada	34
Contenido de Agua	256	Consolidación	27
Peso Unitario Total	94	Corte Directo	18
Peso Específico de Sólidos	126	Triaxial CU	2
Granulometrías	16		

Tabla 3. Programación de ensayos de laboratorio.

5.2.4. Ensayo CPTu.

Existe muy buena relación entre el perfil aproximado mediante el ensayo de campo y el perfil de capas encontradas en la perforación. En la Figura 27 se presenta la comparación tanto de la resistencia al corte no drenada obtenida mediante el ensayo CPTu, mediante ensayos de laboratorio y recopilados de información secundaria en la zona del proyecto, como los valores límite sugeridos para el diseño. La similitud en comportamiento de los distintos valores, corrobora la homogeneidad del lote en el cual se construirá la totalidad del proyecto, y permite obtener valores promedio para toda la zona de estudio. Un análisis similar se puede realizar con los valores de peso unitario total encontrados.

5.3. Plan de exploración indirecta

Como complemento a la exploración geotécnica, se realizaron técnicas geofísicas no intrusivas. A continuación, se presentan ciertas generalidades del proceso; un mayor detalle del ensayo a realizar se puede consultar en el Anexo.

La exploración geofísica realizada para el proyecto tiene como principal objetivo estimar la velocidad de onda S en los primeros 50 metros para la clasificación del perfil del suelo y los factores de amplificación del suelo según las disposiciones del Código Colombiano de Construcciones sismoresistentes NSR-10.

Se realizaron ensayos en arreglos triangulares y lineales, bajo el área proyectada de las futuras edificaciones. Bajo el museo se realizó una línea sísmica tipo MASW con extensión de 54 m con separación de canales cada 2m y un arreglo espacial triangular con aperturas de 15m, 7,5m y 3,25m como se muestra en la Figura 29. Los arreglos triangulares mostrados en la Figura 28 y Figura 29 se realizaron para tomar mediciones de microtremores.

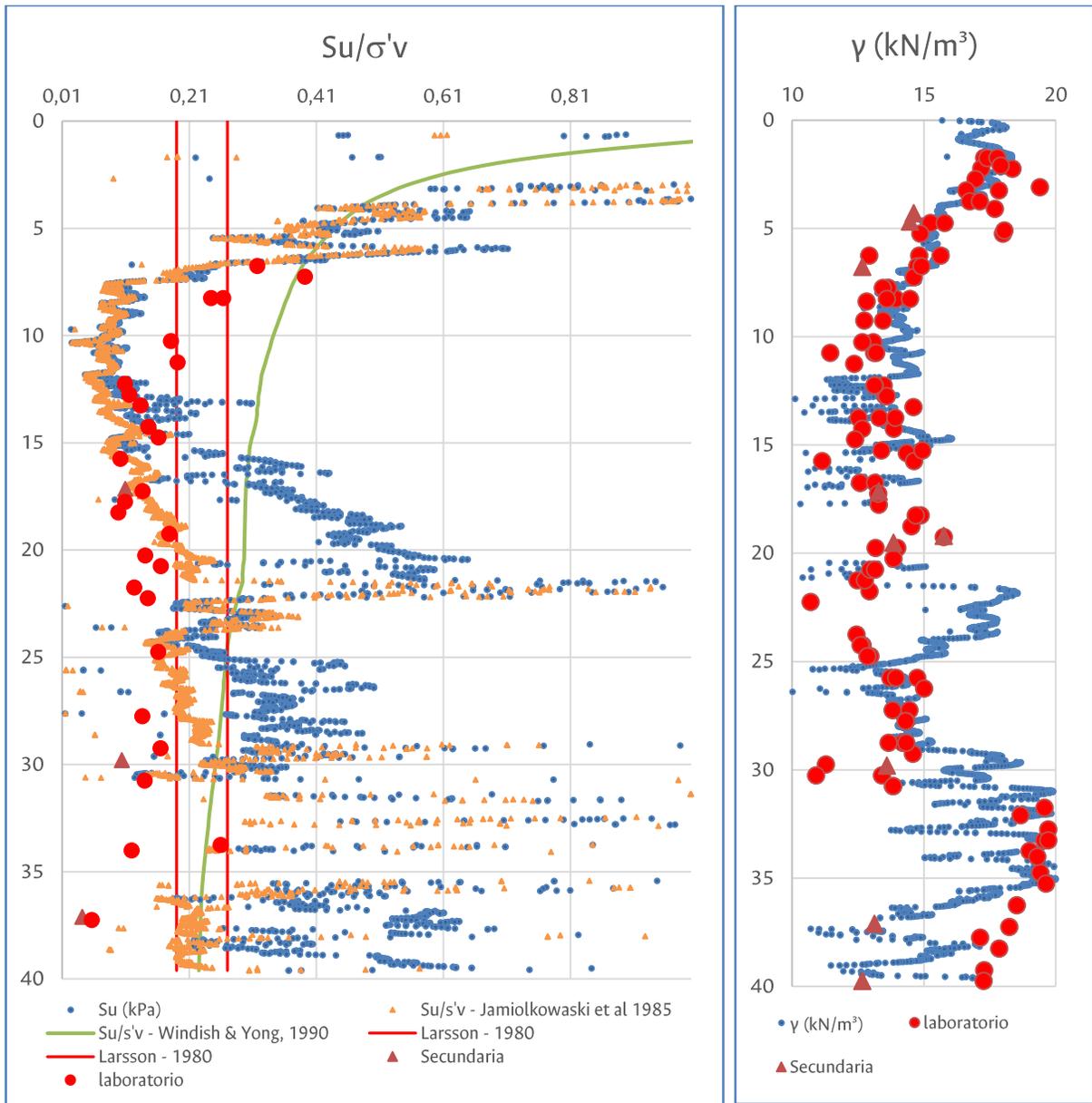


Figura 27 . Comparación de los valores de Resistencia al corte no drenada normalizada para distintos ensayos.

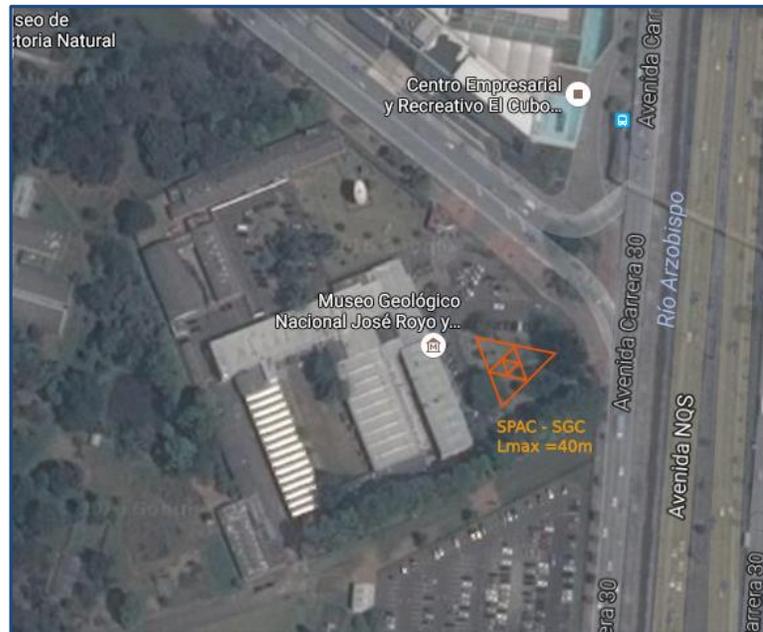


Figura 28. Ubicación del ensayo de microtremores realizado para la obtención del modelo de velocidad de ondas en la zona de estudio. Modificado de Google Earth (2016)



Figura 29. Localización de los ensayos realizados dentro de la zona de estudio

5.3.1. Sísmica de refracción - Museo

La Figura 30 muestra los resultados obtenidos de la inversión de las curvas tiempo distancia empleando el método de la tomografía sísmica. Este modelo puede explicarse como un modelo sencillo de 3 capas planas horizontales; la primera capa corresponde a un material no consolidado en estado de saturación que sostiene la cobertura vegetal, posiblemente asociado a materiales finos tipo arcilla con presencia de pequeños fragmentos de roca hacia la zona más occidental de la zona de estudio. Para esta capa los valores de velocidad se encuentran cercanos a los 500 m/s. La siguiente capa corresponde posiblemente a una capa de arcilla o limo con un grado de saturación entre el 90% y 95%, dentro de esta capa se encuentra la posición del nivel freático, estimada para este caso alrededor de los 3 o 4 m de profundidad. Finalmente, se presenta una capa que puede representar materiales arcillosos o limosos completamente saturados.

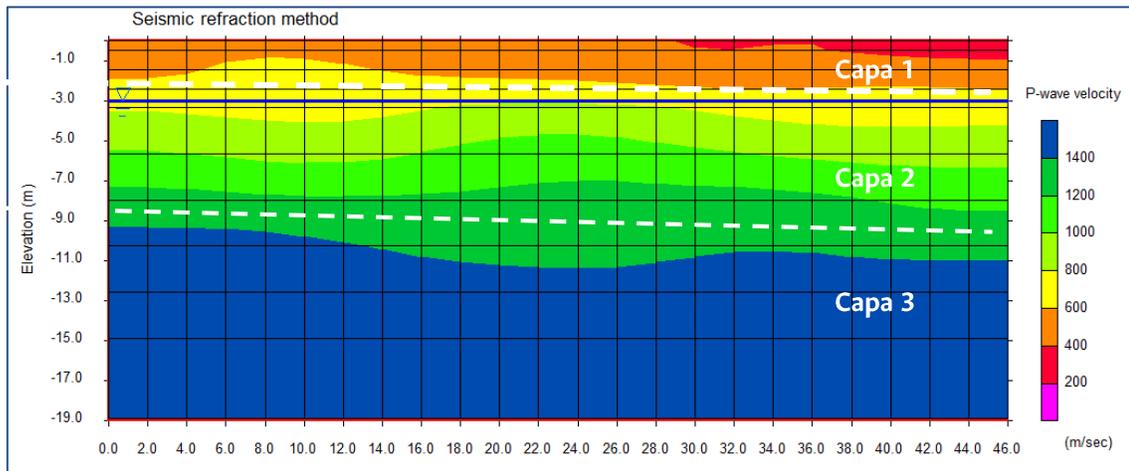


Figura 30. Modelo de velocidad de onda P para la zona de estudio.

5.3.2. Ensayo MASW y medición de microtremores - Museo

Otro de los motivos para la realización de estos ensayos es poder contar con dos metodologías con distinta fundamentación teórica para poder estimar la curva de dispersión con un menor grado de incertidumbre. Para la línea tipo MASW se realizaron dos procedimientos para obtener la curva de dispersión: el método Space Shift mientras que para el arreglo espacial se empleó la metodología SPAC.

La parametrización empleada para la obtención de los modelos V_p y V_s de la curva de dispersión define como velocidad máxima de onda P igual a los 1400 m/s y como velocidad mínima se fijan los 500 m/s. Se emplea una densidad media del depósito de 1500 kg/m³ para realizar la inversión de los datos cuyos resultados bajo el futuro edificio de Museo se presenta en la Figura 31. Se fija como máxima profundidad de exploración 60m.

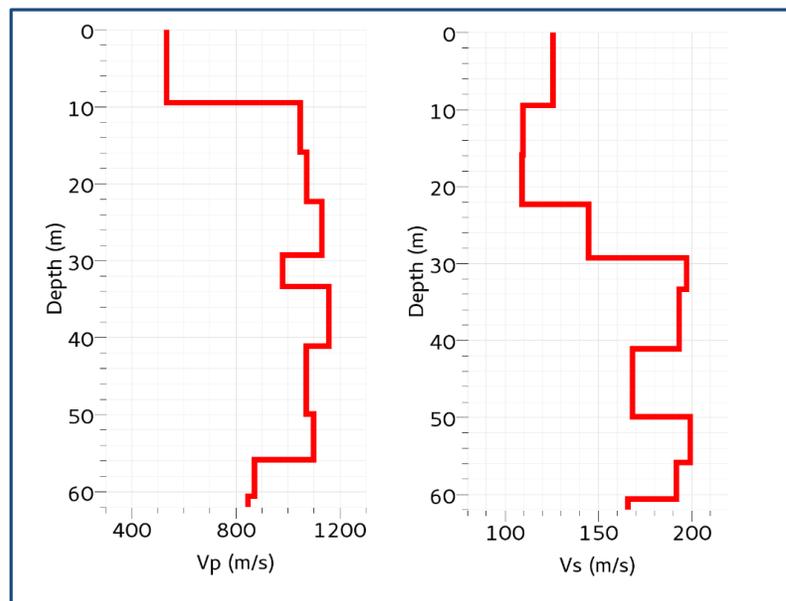


Figura 31. Modelo de velocidad de onda P y S resultado de la inversión sísmica para la curva de dispersión obtenida por las metodologías con arreglo espacial 2D –SPAC y arreglo lineal.

5.3.3. Medición de microtemores - Torre

El perfil de velocidad de ondas obtenido se caracteriza por la presencia de intercalaciones de capas de diferentes propiedades que impiden identificar una tendencia general (aumento o disminución de velocidad) conforme se avanza en general.

La parametrización empleada para la obtención de los modelos V_p y V_s de la curva de dispersión define como velocidad máxima de onda P 1400 m/s y como velocidad mínima se fija de 500 m/s. Se emplea el perfil de densidad estimado en el presente estudio para realizar la inversión de los datos, los resultados se presentan en la Figura 32. Se fija como máxima profundidad de exploración 70m.

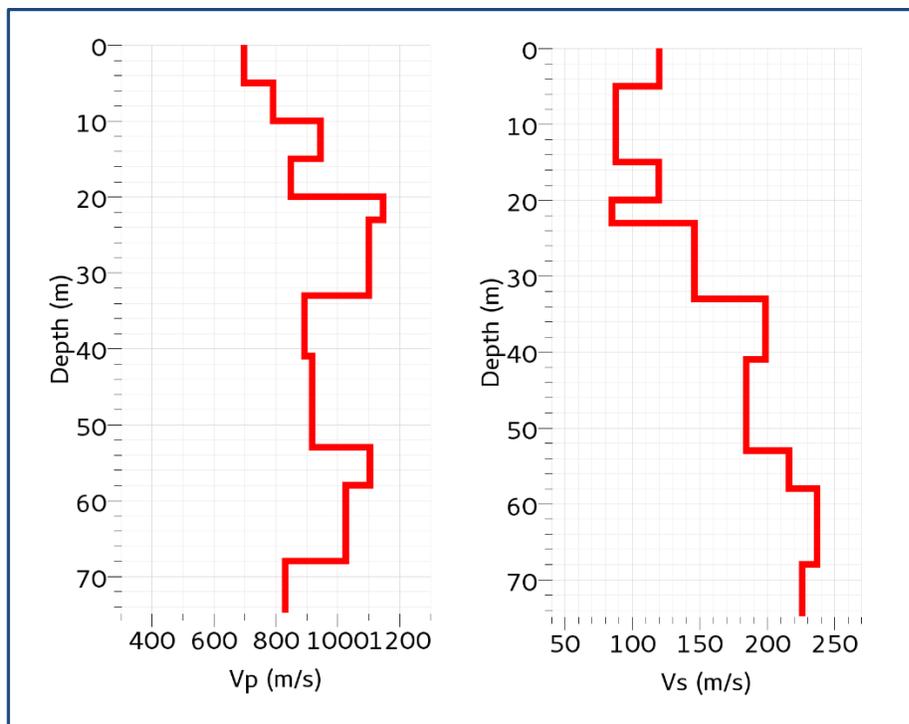


Figura 32. Perfil de velocidad de onda de corte encontrado por técnicas no intrusivas.

La Tabla 4 resume los valores de velocidades mostrados en la Figura 32.

Espesor (m)	V_p (m/s)	V_s (m/s)
5,0	698,2	120,0
10,0	792,4	87,9
5,0	849,4	119,7
3,0	1146,5	85,0
10,0	1101,5	146,3
8,0	893,9	199,0
2,4	918,3	184,4
2,4	918,3	184,4
2,4	918,3	184,4
2,4	918,3	184,4
2,4	918,3	184,4
5,0	1104,8	216,4
10,0	1026,1	237,5

INF	831,8	226,2
Vs30 (m/s)		111,9
Vs50 (m/s)		141,5

Tabla 4. Perfil de velocidades P y S obtenidos para la zona de estudio.

5.4. Exploración geofísica adicional ejecutada por el SGC.

Además de la exploración mencionada en los numerales anteriores, el Servicio Geológico Colombiano dentro de su experticia en el área de caracterización sísmica, ejecuto una serie de ensayos geofísicos dentro del área de interés del proyecto. Estos ensayos tuvieron por objetivo caracterizar el comportamiento sísmico total del depósito de suelo con el fin de validar la caracterización sísmica y los espectros de diseño, además de observar tendencias espaciales de los materiales y otras características de los suelos presentes.

Los ensayos realizados consistieron en ensayos de Refracción Microtremor (ReMi) en área en el lote con el objetivo de chequear la variación de las velocidades en el lote. Y la medición de microtremores mediante arreglos triangulares y la metodología SPAC. Los resultados entregados por el SGC se resumen en los numerales siguientes. Los resultados en su totalidad se presentan en los Anexos.

5.4.1. ReMi.

Se realizaron seis (6) mediciones de microtremores usando la técnica ReMi en los puntos mostrados en la Figura 33.



Figura 33. Ubicación de los ensayos ReMi realizados por el SGC.

Los resultados de los perfiles de velocidad en cada punto son los presentados en la Figura 34 y la Figura 35.

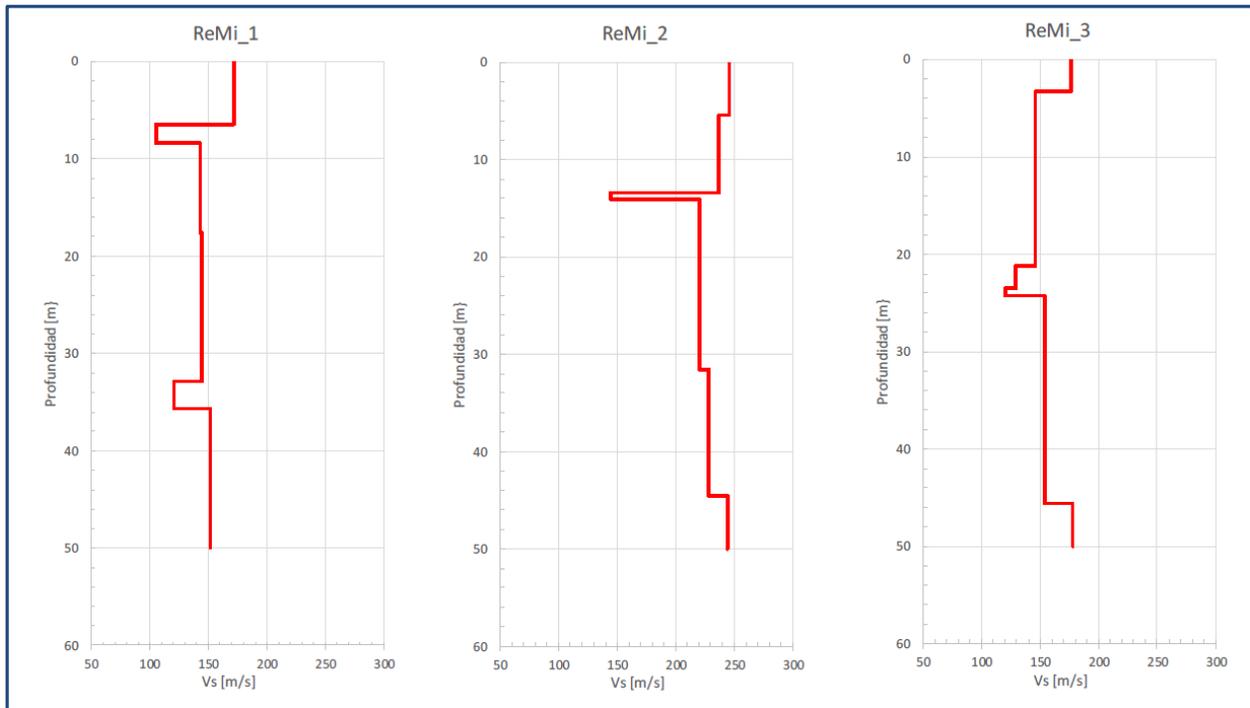


Figura 34. Resultados de los ensayos ReMi realizados por el SGC (parte I)

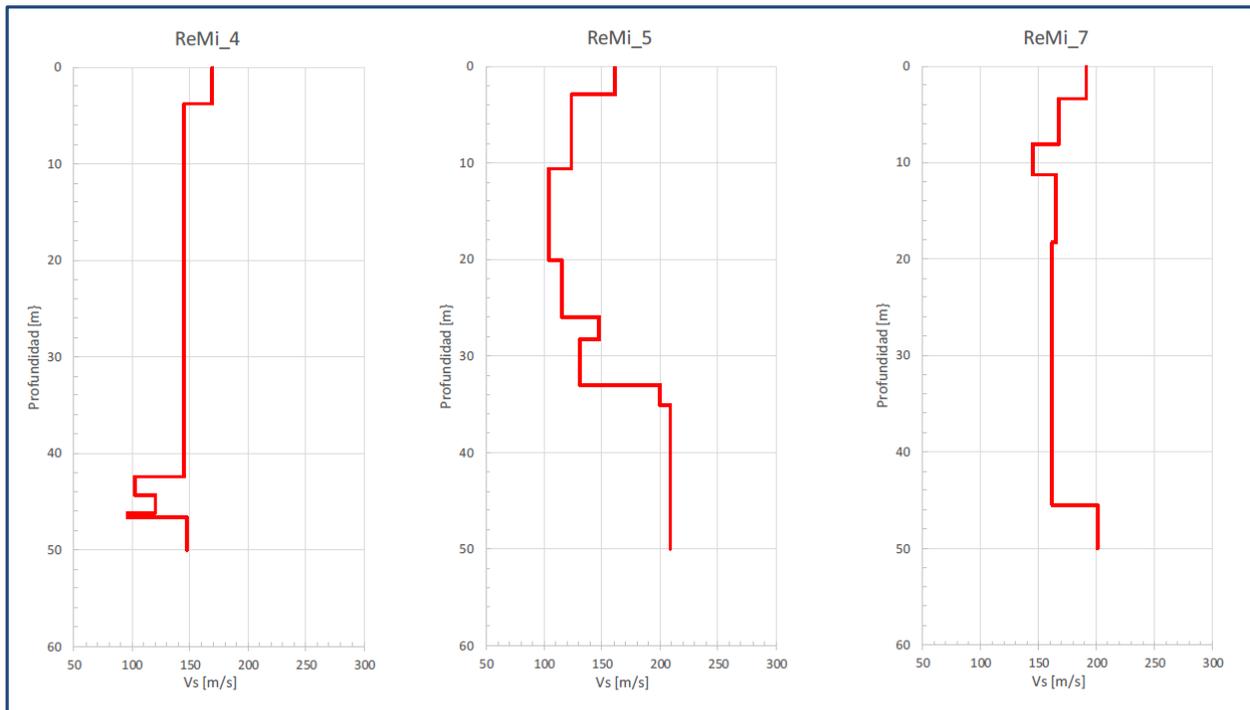


Figura 35. Resultados de los ensayos ReMi realizados por el SGC (parte II)

Los resultados en términos de la velocidad de onda promedio se resumen en la tabla 4

Punto	Vs30 [m/s]	Perfil Suelo (NSR-10)	Fa (NSR-10) Aa=0.15	Fv (NSR-10) Av=0.20	Microzonificación Bogotá (MZB) Vs30	Fa (MZB)	Fv (MZB)	A0 (MZB)
ReMi_1	147.57 ± 10	E	2.1	3.2	< 175	1.20	3.50	0.18
ReMi_2	131.66 ± 10	E	2.1	3.2	< 175	1.20	3.50	0.18
ReMi_3	152.05 ± 10	E	2.1	3.2	< 175	1.20	3.50	0.18
ReMi_4	142.48 ± 10	E	2.1	3.2	< 175	1.20	3.50	0.18
ReMi_5	140.51 ± 10	E	2.1	3.2	< 175	1.20	3.50	0.18
ReMi_7	166.19 ± 10	E	2.1	3.2	< 175	1.20	3.50	0.18

Tabla 5. Resumen de resultados ReMi realizado por el SGC.

Se puede constatar que los perfiles de velocidad de onda cortante son relativamente constantes en el lote, siendo diferentes únicamente en el ReMi 5 que se encuentra fuera de la zona de influencia directa del proyecto. Esto permite plantear que existe homogeneidad general en las capas de suelo dentro del lote, no obstante, los perfiles de velocidad de onda son relativamente constantes alrededor de 150 m/s lo cual no es completamente coherente con la estratificación encontrada en las perforaciones.

5.4.2. Mediciones de Microtremores.

Se realizaron 12 ensayos de medición con arreglos triangulares para la verificación del periodo fundamental del depósito de suelo y para establecer el perfil de velocidades de onda de corte en el terreno. Los sitios de medición se muestran en la Figura 36.



Figura 36. Ubicación de la medición de microtremores ejecutada por el SGC.

Los arreglos de medición son triangulares como los que se muestran en la Figura 37.

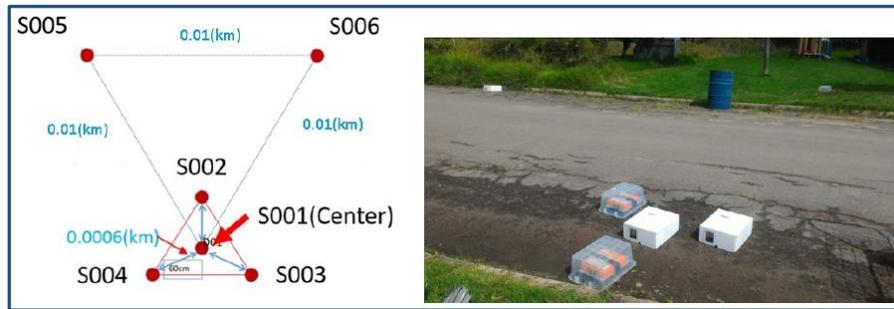


Figura 37. Arreglos empleados para la medición realizada por el SGC.

Los periodos de oscilación del depósito medidos se encontraron entre 2 y 2,3 segundos y se resumen en la Tabla 6.

Resultados H/V			
Código	Lat(°)	Long(°)	Periodo (HZ)
CBOGP1	4.6416	-74.0808	0.45
CBOGP2	4.6414	-74.0805	0.45
CBOGP3	4.6414	-74.0797	0.50
CBOGP4	4.6409	-74.0805	0.45
CBOGP5	4.6410	-74.0808	0.45
CBOGP6	4.6410	-74.0797	0.44
CBOGP7	4.6408	-74.0798	0.49
CBOGP8	4.6414	-74.0800	0.44
CBOGP9	4.6402	-74.0808	0.45
CBOGP11	4.6413	-74.0800	0.45
CBOGP12	4.6408	-74.0799	0.45

Tabla 6. Resultados de la medición del periodo fundamental del depósito realizada por el SGC.

Las mediciones de perfiles de velocidad cortante se realizaron en nueve puntos diferentes y se resumen desde la Figura 38 a la Figura 40.

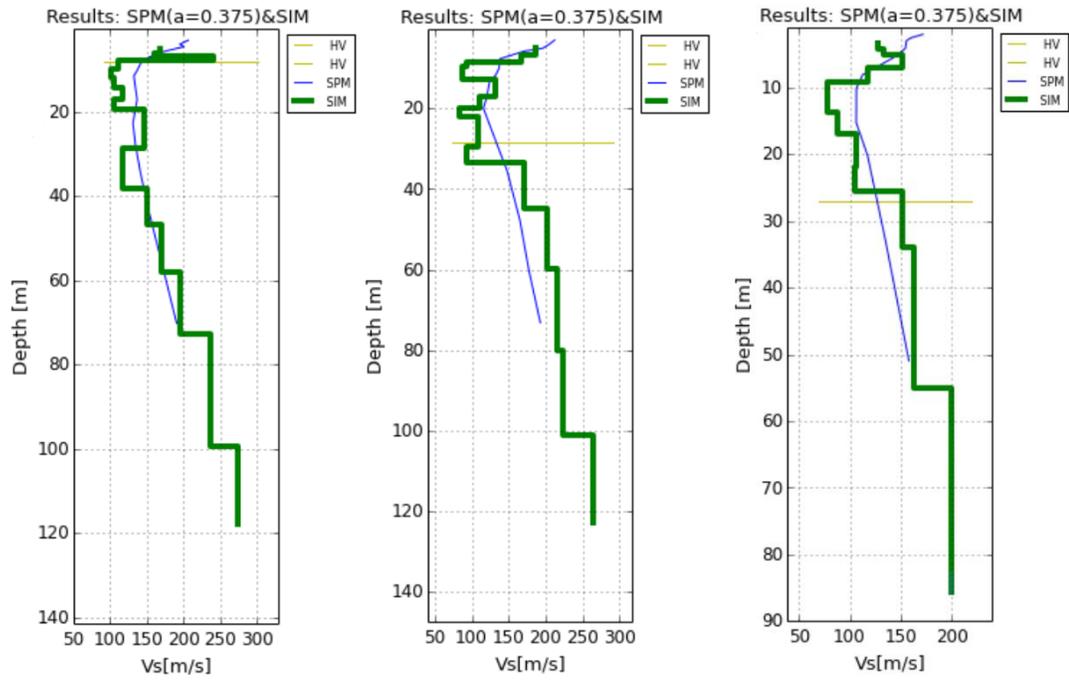


Figura 38. Resultados de la medición de velocidad de onda de corte para los ensayos 1, 2 y 3.

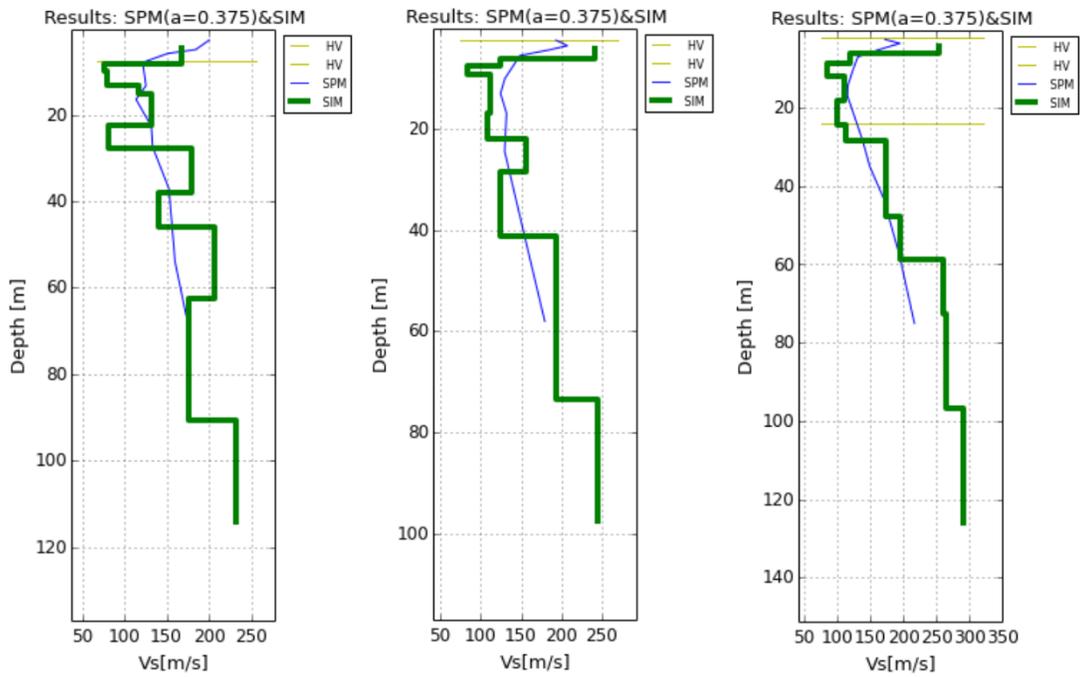


Figura 39. Resultados de la medición de velocidad de onda de corte para los ensayos 4, 5 y 9.

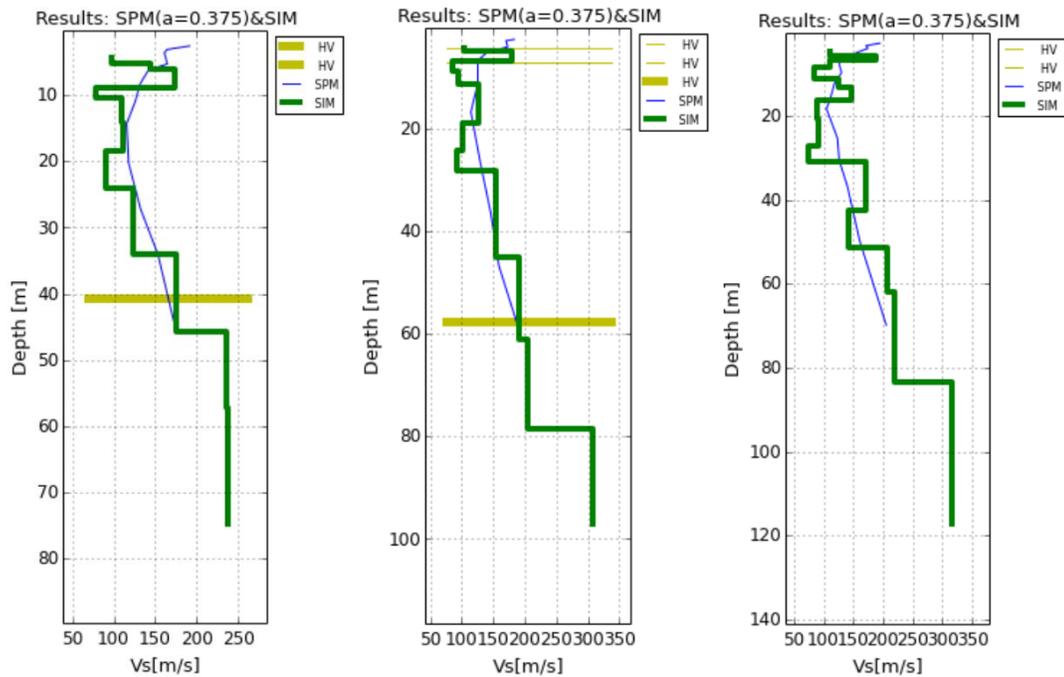


Figura 40. Resultados de la medición de velocidad de onda de corte para los ensayos 10, 11 y 12.

En términos generales se observa que los primeros metros del perfil presentan velocidades bajas incluso por debajo de los 100 m/s, seguido de un aumento generalizado alrededor de los 30 metros de profundidad. Esto es coherente con la capa de arena encontrada en las perforaciones y el aumento en la consistencia de los materiales allí descritos. La tendencia general es coherente con el modelo geotécnico, en particular para los ensayos cercanos a los puntos de exploración.

5.5. Seguimiento al nivel freático

En la perforación P-1, se instaló un piezómetro abierto para inspeccionar la variación del nivel freático. Se cuentan con medidas tomadas desde octubre de 2016 hasta junio de 2017. Desde enero 2017, teniendo en cuenta las variaciones en la precipitación que se están presentando a diario, se realiza lectura de nivel freático 4 veces a la semana.

Adicionalmente, se cuenta con un piezómetro abierto en el Instituto de Ciencias Naturales (ICN) de la Universidad Nacional de Colombia, que se encuentra a una distancia aproximada de 270 m del piezómetro instalado en el SGC. En la Figura 41 se presenta la variación del nivel freático en la zona de estudio y al interior del Campus de la Universidad Nacional de Colombia, en las inmediaciones del edificio 425 (Instituto de Ciencias Naturales, ICN).

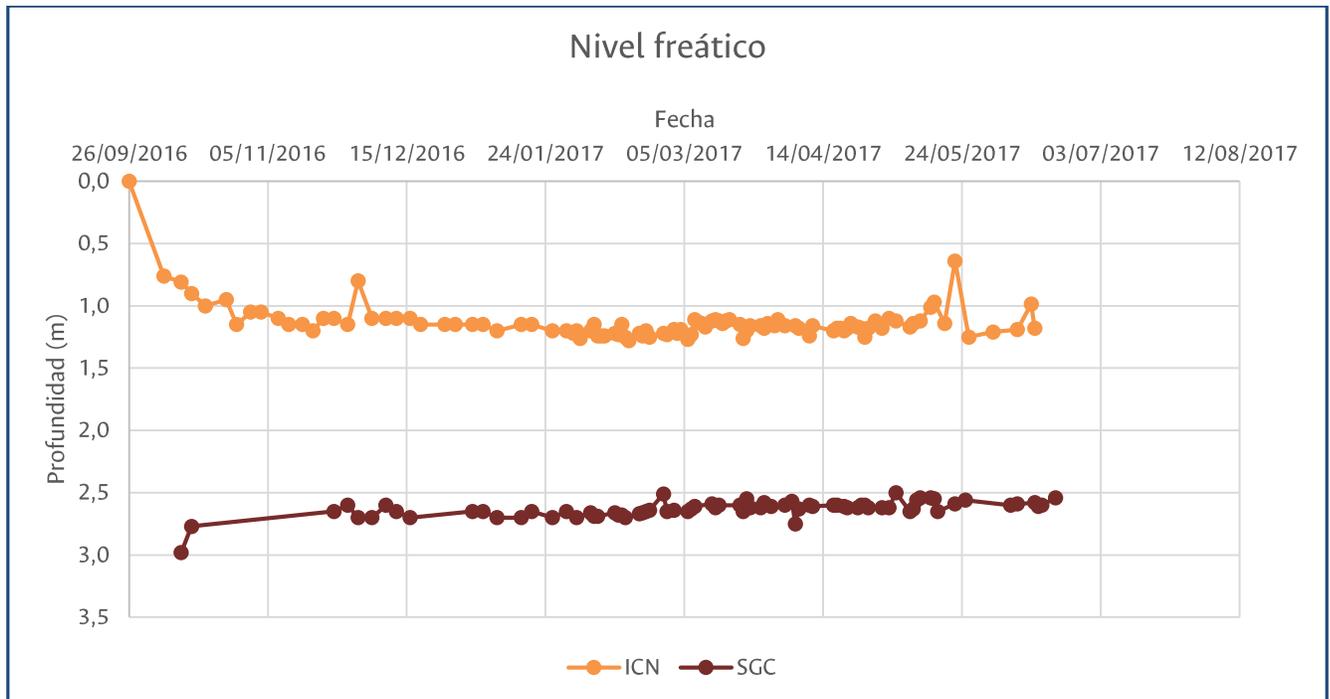


Figura 41. Variación del Nivel Freático en el SGC y en el ICN.

6. CARACTERIZACIÓN SÍSMICA Y EFECTOS LOCALES.

Siguiendo los lineamientos del Título A del Reglamento Colombiano de Normas Sismo resistentes – NSR-10 sobre la prevalencia de los estudios de microzonificación sísmica del municipio sobre el propio reglamento, se hace uso del Decreto 523 de 2010 donde se especifican los resultados del estudio de zonificación sísmica de la ciudad de Bogotá.

En la Figura 42 se muestra que la zona de respuesta sísmica para el área de estudio corresponde al grupo **Lacustre 200**. Para esta zona los coeficientes de diseños que deberían emplearse en el diseño de la respuesta sísmica del edificio son los presentados en la Tabla 8 y la curva de diseño correspondiente es la presentada en la Figura 43.

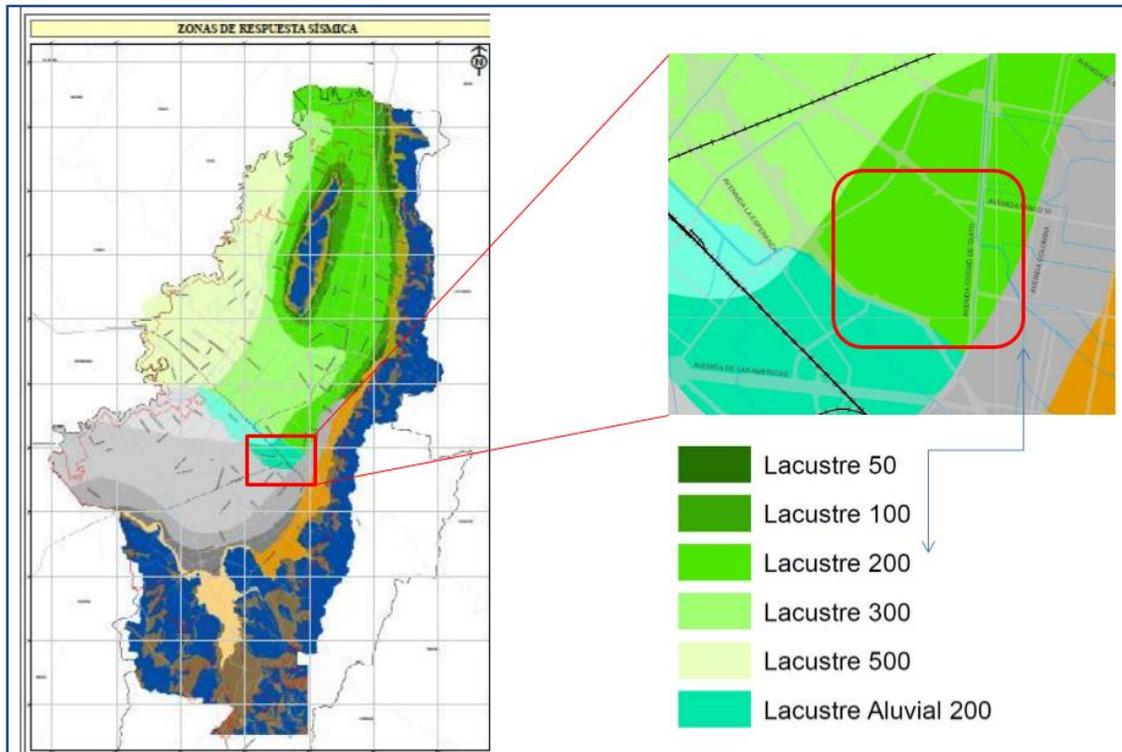


Figura 42. Zonificación de la respuesta sísmica de Bogotá para el diseño sísmico resistente de edificaciones. Tomado de: (FOPAE, 2010)

Zona	Espesor del depósito (m)	Periodo fundamental del suelo (s)	Descripción Geotécnica General	Velocidad onda promedio 50 m Vs (m/s)	Humedad Promedio 50 m Hn (%)	Efectos de sitio relacionados
Lacustre-50	< 50	1.0-1.5	Suelo lacustre blando: Arcillas limosas o limos arcillosos, en algunos sectores con intercalaciones de lentes de turba	< 175	> 80	Amplificación
Lacustre-100	50-100	1.5-2.5				Amplificación
Lacustre-200	100-200	2.5-3.5				Amplificación
Lacustre-300	200-300	3.5-4.5				Amplificación
Lacustre-500	300-500	4.5-6.5				Amplificación

Tabla 7. Descripción geotécnica del grupo Lacustre de la ciudad de Bogotá. Tomado de: (FOPAE, 2010)

Zona	F_a (475)	F_v (475)	T_C (s)	T_L (s)	A_0 (475) (g)
CERROS	1.35	1.30	0.62	3.0	0.18
PIEDEMONTE A	1.65	2.00	0.78	3.0	0.22
PIEDEMONTE B	1.95	1.70	0.56	3.0	0.26
PIEDEMONTE C	1.80	1.70	0.60	3.0	0.24
LACUSTRE-50	1.40	2.90	1.33	4.0	0.21
LACUSTRE-100	1.30	3.20	1.58	4.0	0.20
LACUSTRE-200	1.20	3.50	1.87	4.0	0.18

Tabla 8. Coeficientes de diseño. Tomado de: (FOPAE, 2010)

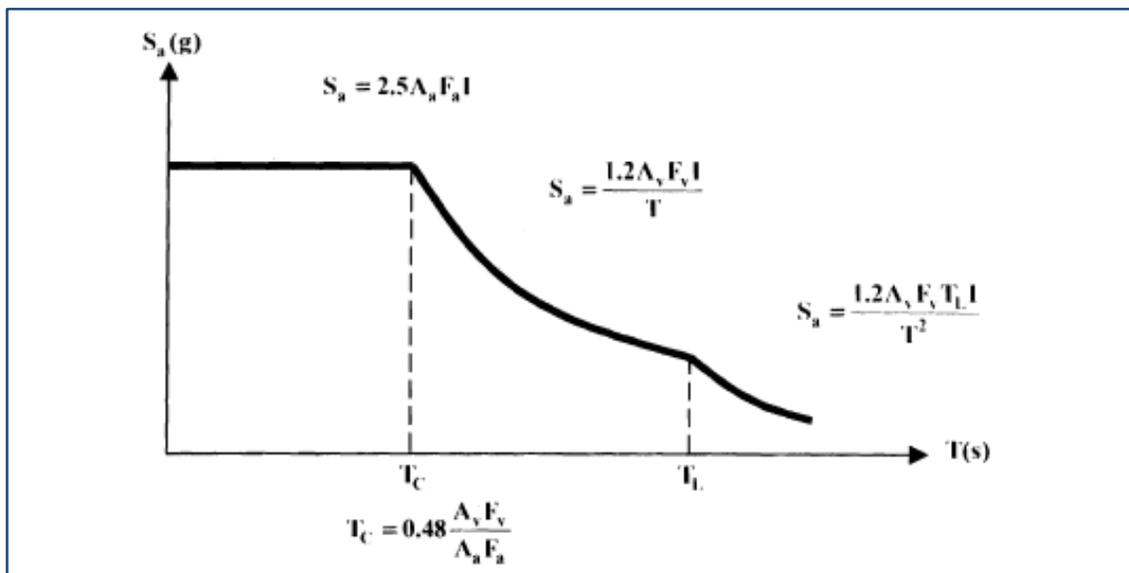


Figura 43. Curva diseño para un coeficiente de amortiguamiento de 5% del crítico. Tomado de: (FOPAE, 2010).

6.1. Validación de los espectros de la MZSB.

Con la información del perfil del terreno y los ensayos geofísicos realizados tanto por la Universidad como por el Servicio Geológico Colombiano, se cuenta con valiosa información sobre la respuesta dinámica de los depósitos en el lote. Con ella y contando con la información secundaria del FOPAE en 2008 y de la microzonificación sísmica de Bogotá, se pudo establecer un modelo dinámico unidimensional para el chequeo de los espectros normativos.

La construcción mecánica del modelo se basó en los resultados de la campaña geotécnica hasta los 60 metros de profundidad y en el perfil del FOPAE para estratos inferiores. Las formas de las curvas dinámicas de cada uno de los materiales se eligieron teniendo en cuenta su tipología, propiedades índice y siguiendo recomendaciones de la literatura (principalmente las curvas de (Vucetic & Dobry, 1991) para arcillas y las de (Idriss & Idriss, 1970) y (Darendeli, 2001) para arenas). En el caso de las turbas, se emplearon las curvas definidas en la microzonificación sísmica de Bogotá para estos materiales que pueden consultarse en (Moreno & Rodriguez, 2004).

Para definir las velocidades de la onda de corte en el terreno se agrupó la información disponible de todos los ensayos realizados, así como la presentada en el perfil del FOPAE. En los primeros metros se tomaron los valores de velocidad de onda cortante obtenidos por la Universidad Nacional en el área de la torre debido a su alta relación con la estratigrafía encontrada en las perforaciones. Desde los 60 metros de profundidad se emplearon las velocidades obtenidas en el ensayo

de micro tremores numero 12 elaborado por el SGC, y después de los 120 metros se completó la información con las velocidades sugeridas por el perfil del FOPAE 2008.

Este modelo dinámico con 21 capas se ensayó en el programa DEEPSOIL V6.1 desarrollado de la Universidad de Illinois. Los sismos de diseño empleados son los sismos de fuente cercana, intermedia y lejana definidos por el IDIGER en cada caso se analizaron 3 movimientos. Los espectros de respuesta en superficie obtenidos por el software se muestran comparados con el espectro del proyecto en la Figura 44.

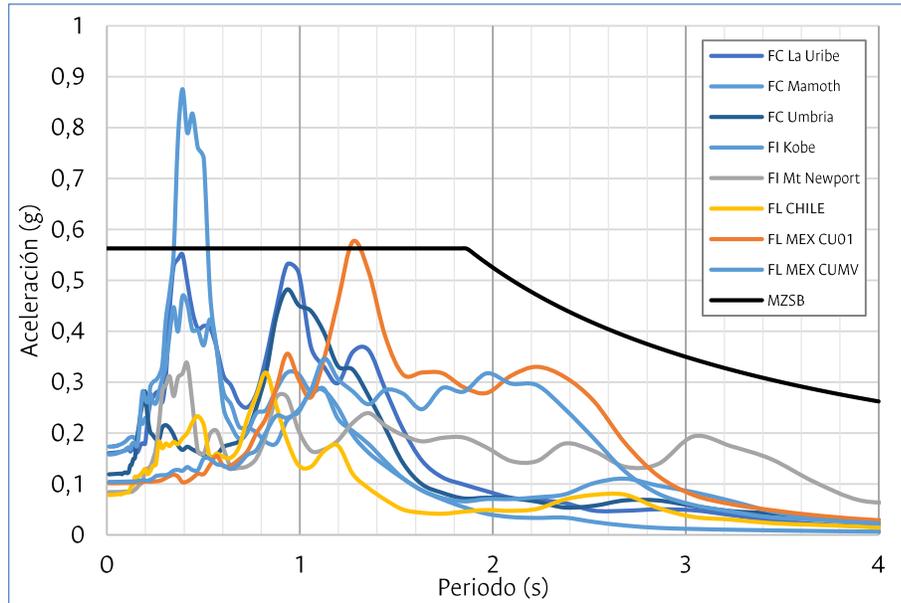


Figura 44. Espectros obtenidos en la modelación 1D.

Se puede constatar que el espectro de la MZSB es adecuado como envolvente de los espectros calculados. Éste cruza por debajo del espectro para el sismo de Mamoth Lake, pero esto se debe a resonancias propias del modelo y de la naturaleza particular de este movimiento. El modelo empleado es preliminar pues se espera discretizar con mayor precisión el perfil del suelo y realizar un análisis de sensibilidad de los parámetros. No obstante, el supuesto de que la microzonificación sísmica de Bogotá es adecuada, puede validarse a partir de estos resultados.

6.2. Resonancia entre el suelo y las estructuras.

De acuerdo con las mediciones realizadas por el SGC, el periodo de vibración del depósito esta entre 2 y 2,3 segundos. Todos los periodos de las estructuras a contempladas en el proyecto se encuentran por debajo de los 1,5 segundos por lo que se considera que no existirá resonancia doble entre el depósito y los edificios

7. MODELO GEOTÉCNICO.

A partir de los resultados de la recopilación de información secundaria y la exploración directa e indirecta realizada, se discriminó el terreno en 12 materiales de acuerdo con sus propiedades físicas y mecánicas. Una composición general del área de estudio se presenta en la Tabla 9, donde las profundidades están referenciadas con el nivel actual del terreno.

Material	Descripción	Desde (m)	Hasta (m)	Espesor (m)
M1	Relleno antrópico	0,0	0,5	0,5
M2	Arcilla gris parduzco de consistencia muy dura	0,5	5,0	4,5
M3	Arcilla gris parduzco de consistencia dura	5,0	9,0	4,0
M4	Arcilla gris de consistencia blanda a muy blanda	9,0	21,6	12,6
M5	TURBA	21,6	24,8	3,2
M6	Arcilla gris de consistencia media a blanda	24,8	29,3	4,5
M7	TURBA	29,3	31,0	1,7
M8	Arcilla arenosa/arena arcillosa	31,0	35,0	4,0
M9	Arcilla gris de consistencia media	35,0	45,0	10,0
M10	Arcilla café de consistencia media	45,0	52,3	7,3
M11	TURBA	52,3	53,4	1,1
M12	Arcilla gris de consistencia dura	53,4	60,0	6,6

Tabla 9. Perfil geológico-Geotécnico de la zona de estudio

7.1. Propiedades físicas y parámetros mecánicos

En la Tabla 10 se resumen las propiedades físicas (peso unitario total - γ_t , peso unitario seco - γ_d , contenido de agua - w , peso específico - G_s , relación de vacíos - e_0) de cada uno de los materiales definidos para el modelo geotécnico presentado en la Tabla 9. Los valores dobles corresponden a una variación lineal entre el techo y la base del estrato.

ESTRATO	Propiedades Físicas				
	γ_t (kN/m ³)	γ_d (kN/m ³)	w (%)	G_s	e_0
M2	(18,10-16,00)	(12,93-11,43)	40%	2,540	(0,93-1,18)
M3	(16,00-13,30)	(9,41-6,19)	(70%-115%)	2,500	(1,61-2,96)
M4	13,50	(5,40-7,94)	(150%-70%)	2,587	(3,70-2,20)
M5	12,44	3,34	272%	1,675	3,91
M6	14,40	7,58	90%	(2,670-2,520)	(2,46-2,26)
M7	11,35	3,47	227%	1,750	3,95
M8	19,30	15,08	28%	2,650	0,72
M9	(18,50-15,80)	(14,45-8,78)	(28%-80%)	2,630	(0,79-1,94)
M10	(14,00-16,00)	(7,22-9,70)	(94%-65%)	(2,520-2,715)	(2,43-1,75)
M11	12,50	5,56	125%	2,695	3,76
M12	(16,70-18,00)	(10,77-12,41)	(55%-45%)	(2,700-2,773)	(1,46-1,19)

Tabla 10. Propiedades físicas del perfil geológico-geotécnico

En la Tabla 11, se presentan algunas propiedades mecánicas de las capas del suelo. El modelo geotécnico detallado y la variación de parámetros mecánicos y físicos pueden consultarse en el Anexo.

ESTRATO	Propiedades Mecánicas					
	Φ (°)	C' (kPa)	Su (kPa)	Cc	Cc/(1+e)	E* (kPa)
M2	20,00	12,00	(42,00-22,00)	0,375	(0,195-0,172)	1482
M3	16,50	2,80	(22,00-17,00)	1,000	(0,384-0,384)	512
M4	(15,00-25,00)	18,00	17,00	(1,550-0,850)	(0,330-0,266)	678
M5	25,00	29,00	(17,00-21,00)	1,900	0,387	716
M6	21,00	17,00	(21,00-25,00)	(1,100-0,800)	(0,318-0,245)	1074
M7	21,50	9,50	25,00	1,700	0,344	1031
M8	35,00	15,00	44,00	(0,135-0,130)	(0,078-0,075)	5239
M9	20,50	(5,00-16,00)	18,00	(0,130-0,100)	(0,073-0,340)	2555
M10	21,00	36,00	(18,00-40,00)	(1,600-1,250)	(0,467-0,455)	1386
M11	20,00	0,00	40,00	2,500	0,525	1378
M12	21,30	10,00	85,00	(1,200-0,300)	(0,488-0,137)	2841

(* El módulo de elasticidad presentado corresponde al módulo equivalente derivado de los ensayos de consolidación en los niveles de esfuerzos esperados en el proyecto)

Tabla 11. Propiedades mecánicas del perfil geológico-geotécnico.

Adicional a la campaña general en la que se constató el supuesto de baja variabilidad en el lote, se realizaron ensayos particulares en las muestras tomadas en cercanía a la cimentación actual del edificio (tomadas en los apiques). En estas muestras se realizaron ensayos particulares de expansión de arcillas y resistencia no drenada, que se emplearon para el chequeo de los cimientos presentes.

7.1.1. Perfil de propiedades físicas

En la Figura 45 y Figura 46 se puede consultar la variación de las propiedades físicas con la profundidad. Se presenta la totalidad de los ensayos realizados en el Laboratorio de Geotecnia de la Universidad Nacional de Colombia, los resultados de los ensayos recopilados de la Microzonificación Sísmica de 2010 (Información secundaria), y los valores seleccionados para la el modelo geológico geotécnico empleado en el diseño de la totalidad del proyecto.

7.1.2. Perfil de parámetros mecánicos

En la Figura 47 y Figura 48 se puede consultar la variación de los parámetros mecánicos con la profundidad. Se presenta la totalidad de los ensayos realizados en el Laboratorio de Geotecnia de la Universidad Nacional de Colombia, los resultados de los ensayos recopilados de la Microzonificación Sísmica de 2010 (Información secundaria), y los valores seleccionados para la el modelo geológico geotécnico empleado en el diseño de la totalidad del proyecto

7.1.3. Módulos de reacción

Para la obtención de los módulos de reacción horizontales y verticales, se modeló el perfil estratigráfico con las propiedades presentadas en la Tabla 10 y Tabla 11, realizando cargas horizontales y verticales en el rango de trabajo esperado. Los módulos obtenidos son válidos únicamente para el perfil presentado; cualquier modificación en espesores o propiedades del mismo traerá consigo variación en los valores de módulo encontrado. Los módulos de reacción se presentan en la Tabla 12.

Material	Desde (m)	Hasta (m)	Prof. Media (m)	Espesor (m)	Horizontal (kN/m)	Vertical (kN/m)
M1	0,0	0,5		0,5		
M2	0,5	5,0	2,8	4,5	17723	11492
M3	5,0	9,0	7,0	4,0	21507	12320
M4	9,0	21,6	15,3	12,6	70971	13974
M5	21,6	24,8	23,2	3,2	57922	28840
M6	24,8	29,3	27,1	4,5	77118	33569
M7	29,3	31,0	30,2	1,7	106034	56050
M8	31,0	35,0	33,0	4,0	211471	85315
M9	35,0	45,0	40,0	10,0	431486	247436
M10	45,0	52,3	48,7	7,3	190418	185325
M11	52,3	53,4	52,9	1,1	86735	75714
M12	53,4	60,0	56,7	6,6	347567	87919

Tabla 12. Módulos de reacción vertical y horizontal

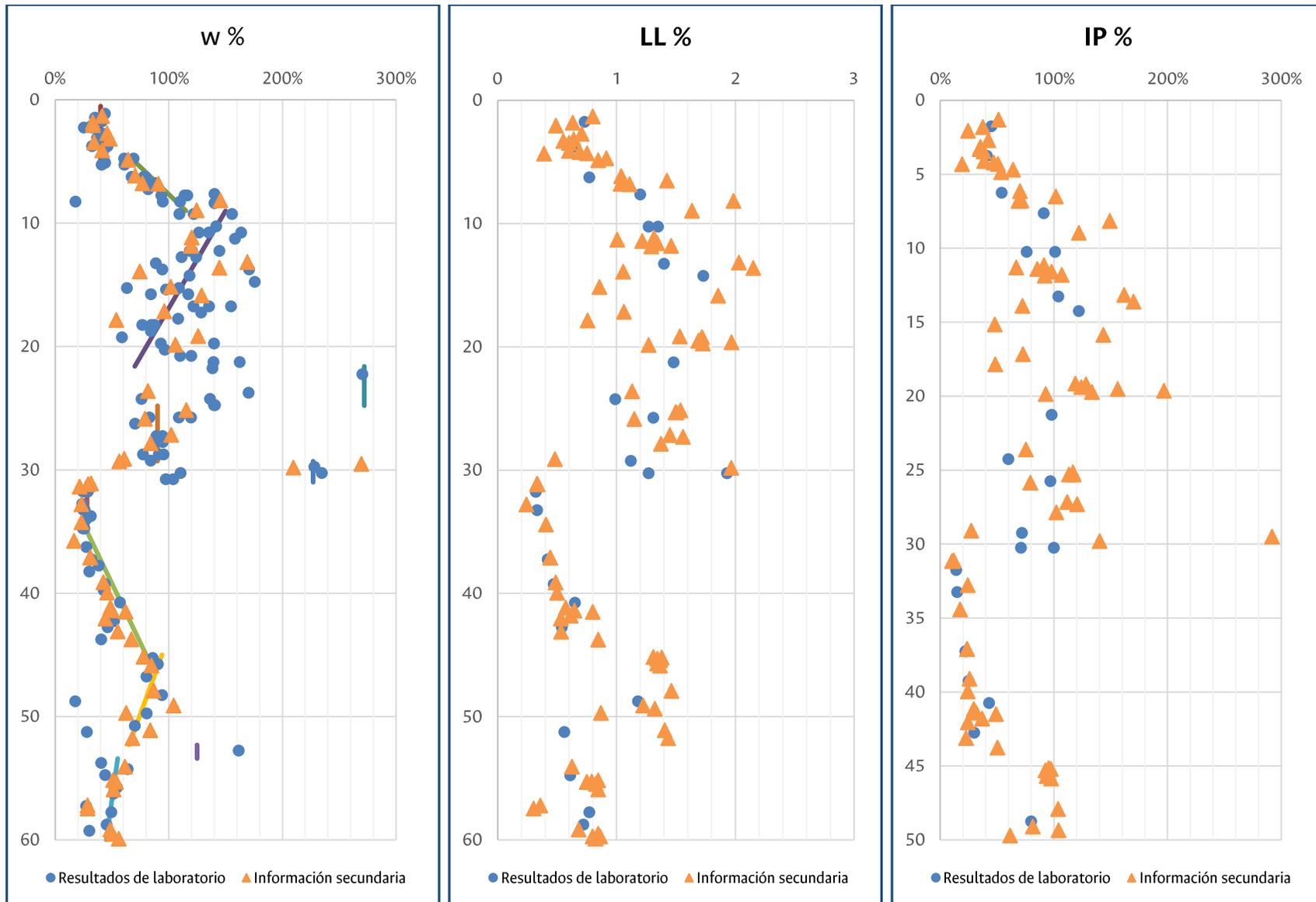


Figura 45. Variación de contenido de agua (izq.), límite líquido (centro) e índice de plasticidad (der.) con la profundidad

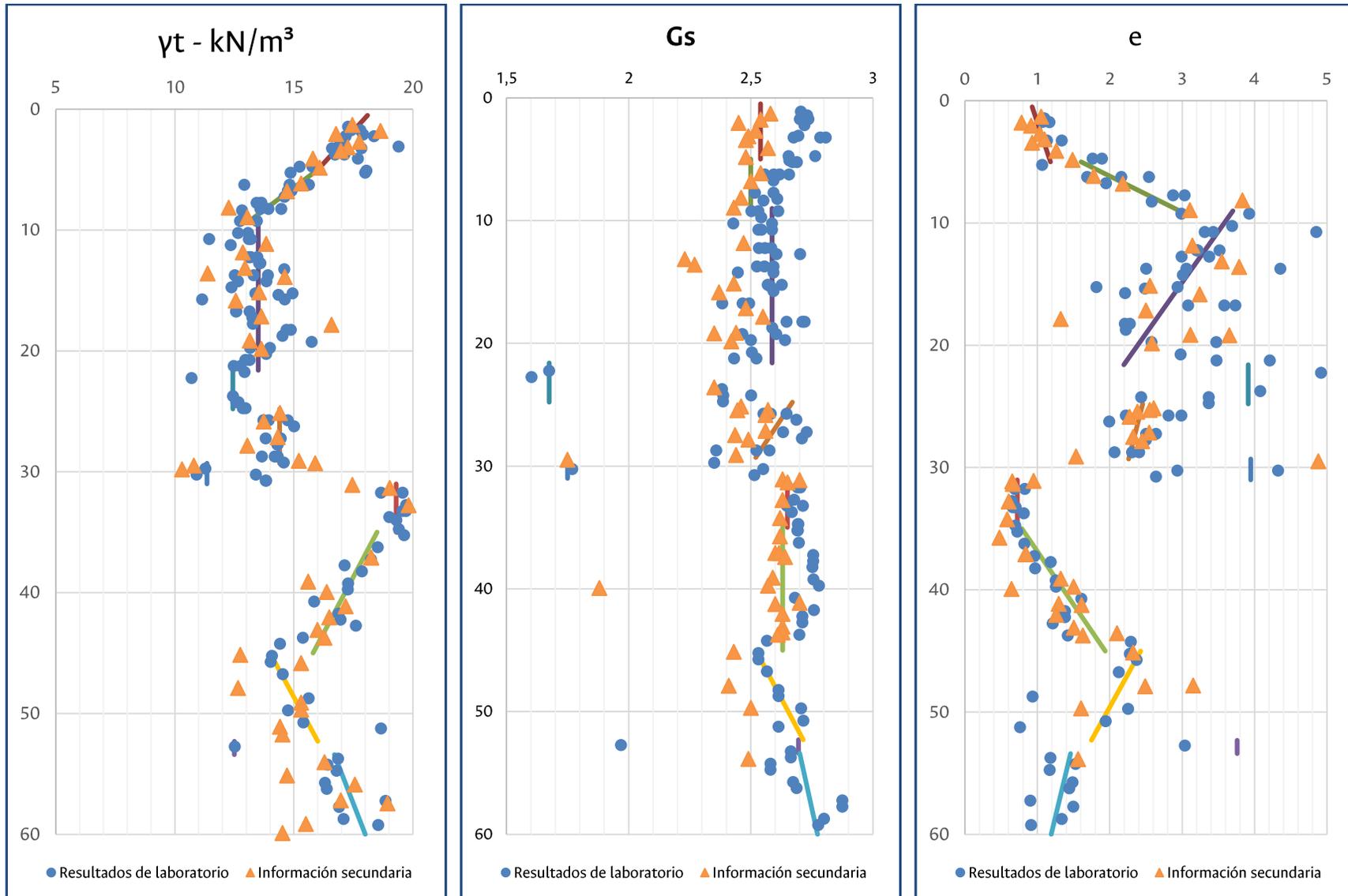


Figura 46. Variación de peso unitario total (izq.), peso específico (centro) y relación de vacíos (der.) con la profundidad.

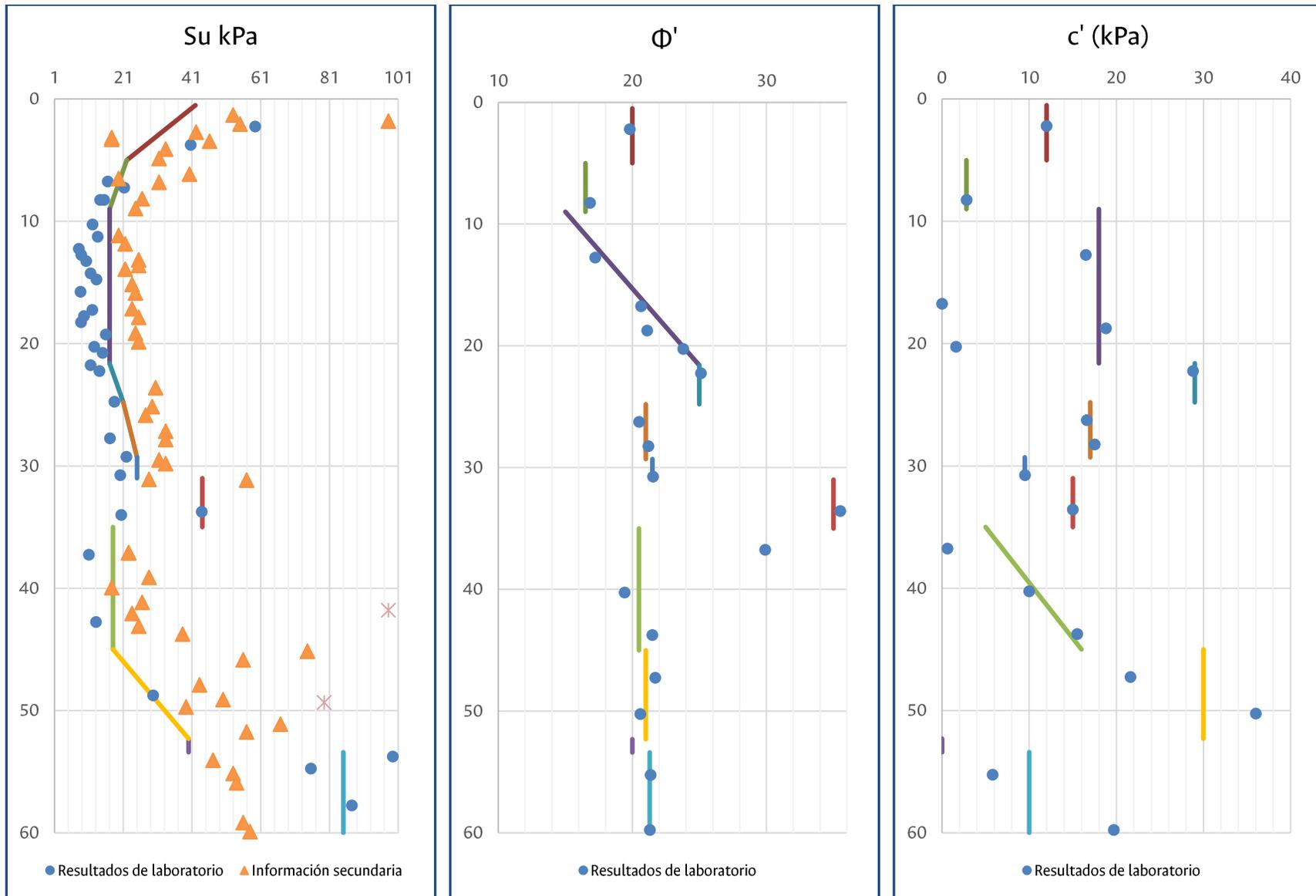


Figura 47. Variación de la resistencia al corte no drenado (izq.), ángulo de resistencia interna (centro) y cohesión (der.) con la profundidad.

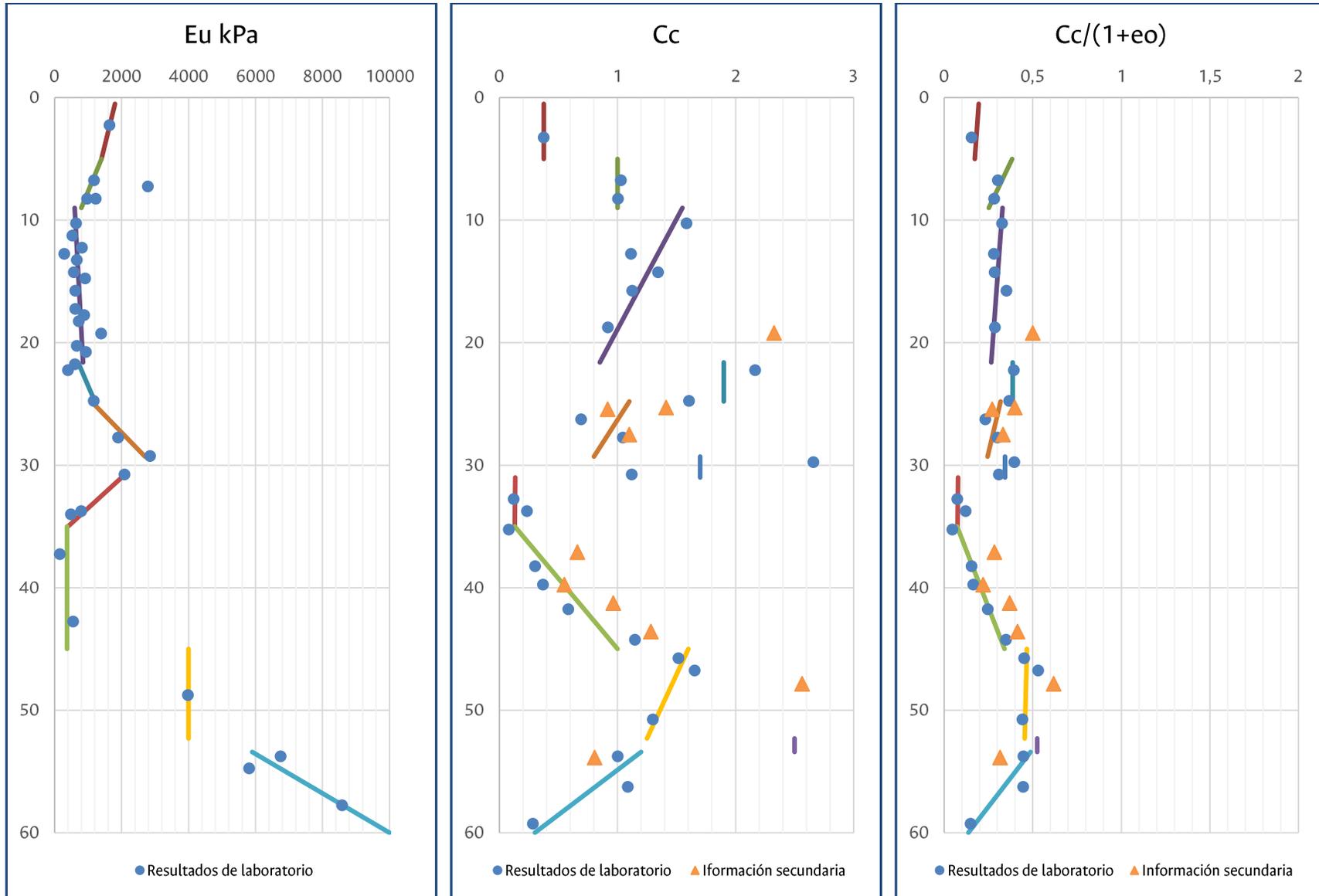


Figura 48. Variación del módulo no drenado (izq.), índice de consolidación virgen (centro) e índice de consolidación normalizado con la relación de vacíos (der.) con la profundidad.

8. ANÁLISIS DE CIMENTACIÓN.

8.1. Análisis de la cimentación existente

De acuerdo con la información recopilada por los apiques realizados se definieron dos estructuras de cimentación críticas para la evaluación de la capacidad de los cimientos.

1. Para las columnas del borde y el muro de fachada de la estructura se evaluó la resistencia de una zapata continúa de 2,10 cimentada a 0,50 metros bajo al nivel del terreno en la que la sobrecarga del terreno no aporta a la resistencia del conjunto. Se consideró una excentricidad en la carga de 0,35 metros teniendo en cuenta su condición de borde.
2. Para las columnas centrales se evaluó la resistencia de zapatas cuadradas de 4 metros de ancho. Aunque la evidencia encontrada en los apiques habla de zapatas de hasta 5 metros, se adopta esta geometría teniendo en cuenta la eficiencia de las vigas de rigidez para transferir la carga de la columna en estas distancias. De igual manera se consideraron cimentadas a 0,80 metros de profundidad sin considerar la resistencia o aporte de la sobrecarga.

Para estos cimientos se evaluó el factor de seguridad ante las cargas futuras y se estimaron los asentamientos previstos a futuro.

8.1.1. Capacidad portante de cimientos superficiales

Para los cimientos definidos se calculó la capacidad portante ante falla mecánica del cimiento 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.

Teniendo en cuenta que los materiales en superficie no son materiales granulares altamente erosionables, y que la cimentación se encontrará protegida por la superestructura frente a estos procesos, los resultados presentados fueron realizados teniendo en cuenta el nivel actual del terreno dado que no se espera una erosión significativa en el perfil encontrado.

Se encontró que para los cimientos corridos la carga máxima es de 557 kN/m mientras que para los cimientos superficiales es de 5753 kN. Ambos valores corresponden a la carga neta adicional al peso del cimiento. Para los cimientos corridos se tomó una aferencia de 5 metros correspondiente a la luz entre columnas mínima para una carga máxima por columna de 2784 kN por columna.

De acuerdo con estos valores, los factores de seguridad de los cimientos se presentan en la Tabla 13 y Tabla 14 para el bloque 1 y bloque 2 del edificio 631.

Apoyo	Carga Muerta	Carga Viva	Carga Total (kN)	Carga Máxima (kN)	FS
1	13,78	2,43	159,02	2784,81	17,51
2	28,69	5,90	339,33	2784,81	8,21
3	11,80	1,97	135,08	2784,81	20,62
4	28,55	5,99	338,84	2784,81	8,22
5	62,02	14,44	750,07	5671,58	7,56
6	24,82	5,02	292,73	2784,81	9,51
7	37,93	7,22	442,92	2784,81	6,29
8	83,83	17,50	994,05	5671,58	5,71
9	32,45	5,95	376,70	2784,81	7,39
10	47,02	8,76	547,20	2784,81	5,09

Apoyo	Carga Muerta	Carga Viva	Carga Total (kN)	Carga Máxima (kN)	FS
11	103,08	20,93	1216,54	5671,58	4,66
12	40,33	7,28	467,05	2784,81	5,96
13	45,61	8,53	531,11	2784,81	5,24
14	101,01	20,57	1192,70	5671,58	4,76
15	38,95	7,05	451,26	2784,81	6,17
16	45,79	8,56	533,17	2784,81	5,22
17	101,20	20,60	1194,86	5671,58	4,75
18	39,16	7,09	453,71	2784,81	6,14
19	45,72	8,54	532,29	2784,81	5,23
20	101,09	20,57	1193,48	5671,58	4,75
21	39,12	7,07	453,12	2784,81	6,15
22	45,84	8,59	533,96	2784,81	5,22
23	101,42	20,67	1197,70	5671,58	4,74
24	38,91	7,04	450,77	2784,81	6,18
25	47,76	9,06	557,40	2784,81	5,00
26	102,42	21,11	1211,83	5671,58	4,68
27	41,30	7,61	479,81	2784,81	5,80
28	21,90	3,67	250,84	2784,81	11,10
29	48,58	9,03	565,15	5671,58	10,04
30	18,87	3,04	214,94	2784,81	12,96

Tabla 13. Factores de seguridad en cimientos superficiales del bloque 1.

Apoyo	Carga Muerta	Carga Viva	Carga Total (kN)	Carga Máxima (kN)	FS
1	24,24	6,14	297,98	2784,81	9,35
2	51,44	14,48	646,63	2784,81	4,31
4	20,63	5,03	251,68	2784,81	11,07
5	50,06	14,39	632,21	2784,81	4,40
6	114,31	35,61	1470,72	5671,58	3,86
8	43,00	12,02	539,70	2784,81	5,16
9	47,30	13,55	596,89	2784,81	4,67
10	107,44	33,44	1381,98	5671,58	4,10
12	40,15	11,15	503,20	2784,81	5,53
13	47,37	13,56	597,72	2784,81	4,66
14	107,86	33,54	1387,13	5671,58	4,09
16	40,42	11,22	506,59	2784,81	5,50
17	47,37	13,56	597,72	2784,81	4,66
18	107,84	33,54	1386,94	5671,58	4,09
20	40,41	11,22	506,49	2784,81	5,50
21	47,37	13,56	597,72	2784,81	4,66
22	107,84	33,54	1386,94	5671,58	4,09
24	40,41	11,22	506,49	2784,81	5,50
25	47,37	13,56	597,72	2784,81	4,66
26	107,84	33,54	1386,94	5671,58	4,09
28	40,42	11,22	506,59	2784,81	5,50
29	47,36	13,56	597,63	2784,81	4,66

Apoyo	Carga Muerta	Carga Viva	Carga Total (kN)	Carga Máxima (kN)	FS
30	107,84	33,54	1386,94	5671,58	4,09
32	40,42	11,22	506,59	2784,81	5,50
33	47,37	13,56	597,72	2784,81	4,66
34	107,85	33,54	1387,04	5671,58	4,09
36	40,43	11,22	506,69	2784,81	5,50
37	47,30	13,53	596,74	2784,81	4,67
38	107,75	33,51	1385,76	5671,58	4,09
40	40,40	11,21	506,25	2784,81	5,50
41	47,48	13,59	599,10	2784,81	4,65
42	108,09	33,63	1390,27	5671,58	4,08
44	40,55	11,25	508,16	2784,81	5,48
45	46,61	13,49	589,53	2784,81	4,72
46	104,97	33,03	1353,78	5671,58	4,19
48	39,63	11,12	497,81	2784,81	5,59
49	46,12	13,52	585,02	2784,81	4,76
50	102,25	32,49	1321,80	5671,58	4,29
52	41,00	11,67	516,69	2784,81	5,39
53	41,12	11,72	518,31	2784,81	5,37
54	88,70	27,45	1139,43	5671,58	4,98
56	23,75	6,26	294,35	2784,81	9,46
57	17,48	4,08	211,50	2784,81	13,17
58	31,13	8,04	384,26	2784,81	7,25
59	14,29	3,15	171,09	2784,81	16,28

Tabla 14. Factores de seguridad en cimientos superficiales del bloque 2.

Como puede observarse en la Tabla 13 y Tabla 14, los factores de seguridad están por encima de 3,00 en todos los casos, aun en condiciones críticas. Por tal motivo se considera que la cimentación presente en el edificio tiene características adecuadas para manejar las imposiciones futuras.

8.1.2. Asentamientos pasados y esperados de cimientos superficiales.

Para el cálculo de asentamientos futuros se parte de la suposición de que los asentamientos inmediatos y los asentamientos por consolidación primaria han ocurrido en su totalidad bajo la acción de las cargas presentes en el edificio.

8.2. Reforzamiento de la cimentación.

Teniendo en cuenta que los factores de seguridad y los niveles de asentamiento esperados, son adecuados con la cimentación actual del edificio, no se considera necesario intervenir las estructuras de cimentación para el reforzamiento planteado. No obstante, dado que el supuesto de amarre entre los elementos, parte de la suposición de existencia de cimientos continuos, es recomendable construir las vigas de amarre entre la cimentación en el nivel del terreno actual. La construcción de estas vigas de amarre permitirá vincular estructuralmente la cimentación ante momentos y sismos además de limitar la esbeltez de las columnas de primer piso, lo cual puede ser deseable desde el punto de vista estructural.

Adicionalmente es recomendable proteger el suelo de cimentación de cambios bruscos en el contenido de agua debido a sequías o fuertes lluvias. Para ello se propone un sistema de filtros perimetrales y canales que permitan controlar la infiltración de aguas lluvias o la evapotranspiración del suelo. Las recomendaciones de estos sistemas se presentan el numeral 10.4 de este informe.

8.3. Cimentaciones superficiales adicionales.

En caso de requerirse la construcción de cimientos superficiales adicionales, estos pueden dimensionarse haciendo uso del ábaco presentado desde Figura 49 hasta Figura 52, para cimientos dentro del área anterior de la estructura y para cimientos fuera de la misma. Se recomienda cimentarlos a una profundidad de 1,90 metros bajo el nivel del terreno. Estas zapatas deben vincularse estructuralmente al resto de la cimentación construyendo vigas de amarre en el nivel del terreno (al interior de la edificación).

8.4. 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 10, 15 y 20 kPa. La subrasante evaluada en el diseño corresponde a una capa con capacidad de soporte (CBR) de 4%, sin expansividad.

8.4.1. 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)

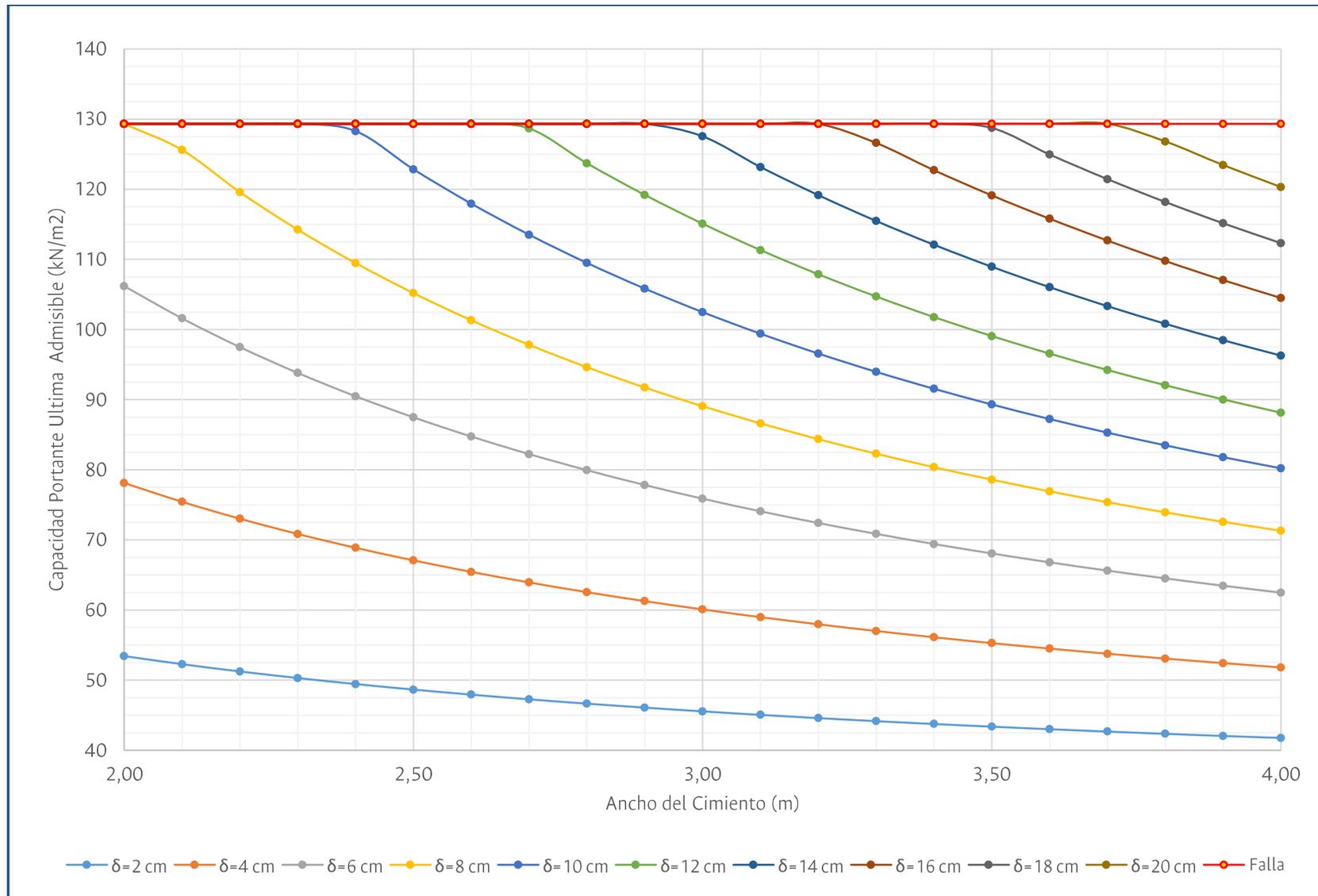


Figura 49. Nomograma de diseño por capacidad portante para cimientos cuadrados superficiales bajo el área del edificio.

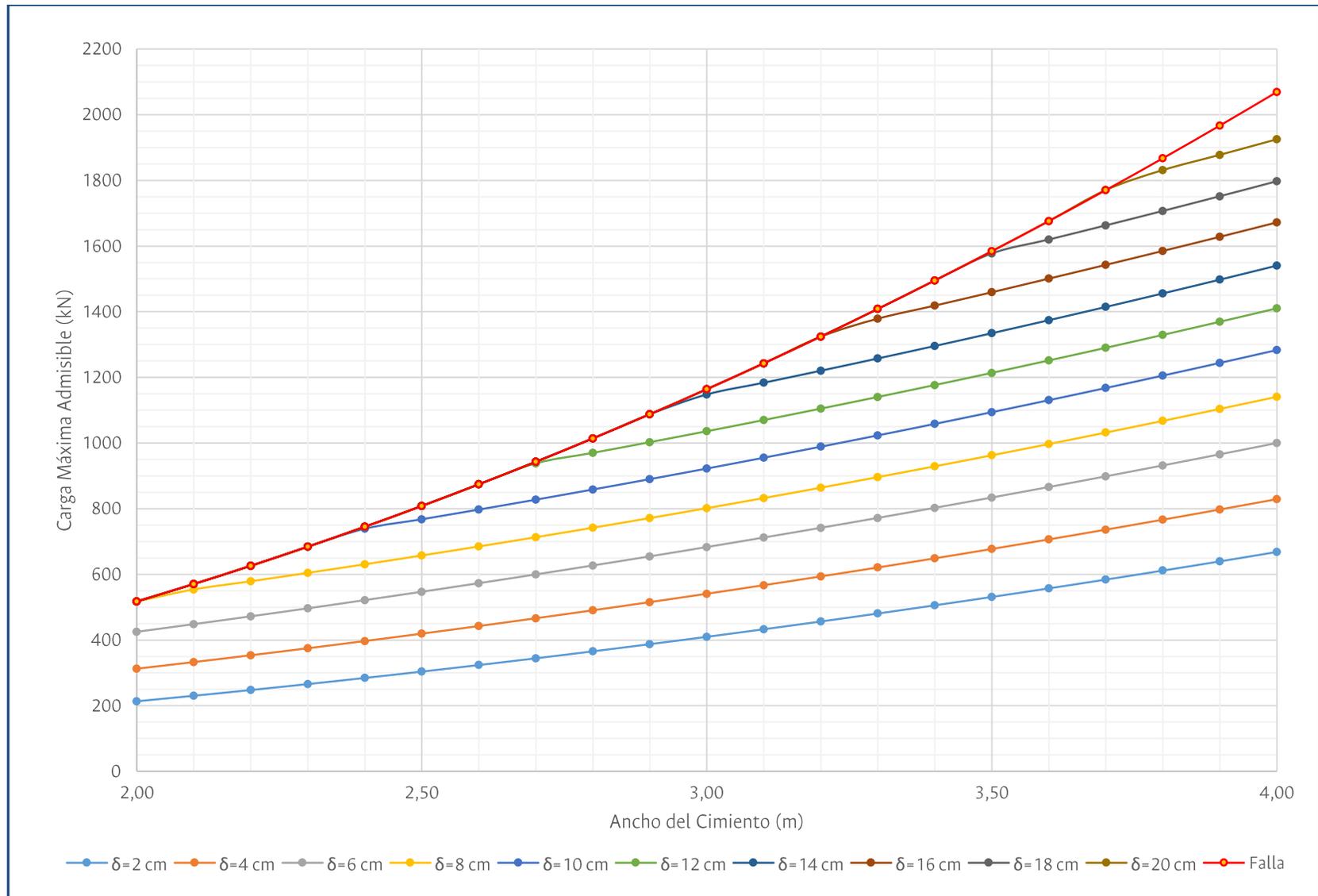


Figura 50. Nomograma de diseño por carga máxima admisible para cimientos cuadrados superficiales bajo el área del edificio.

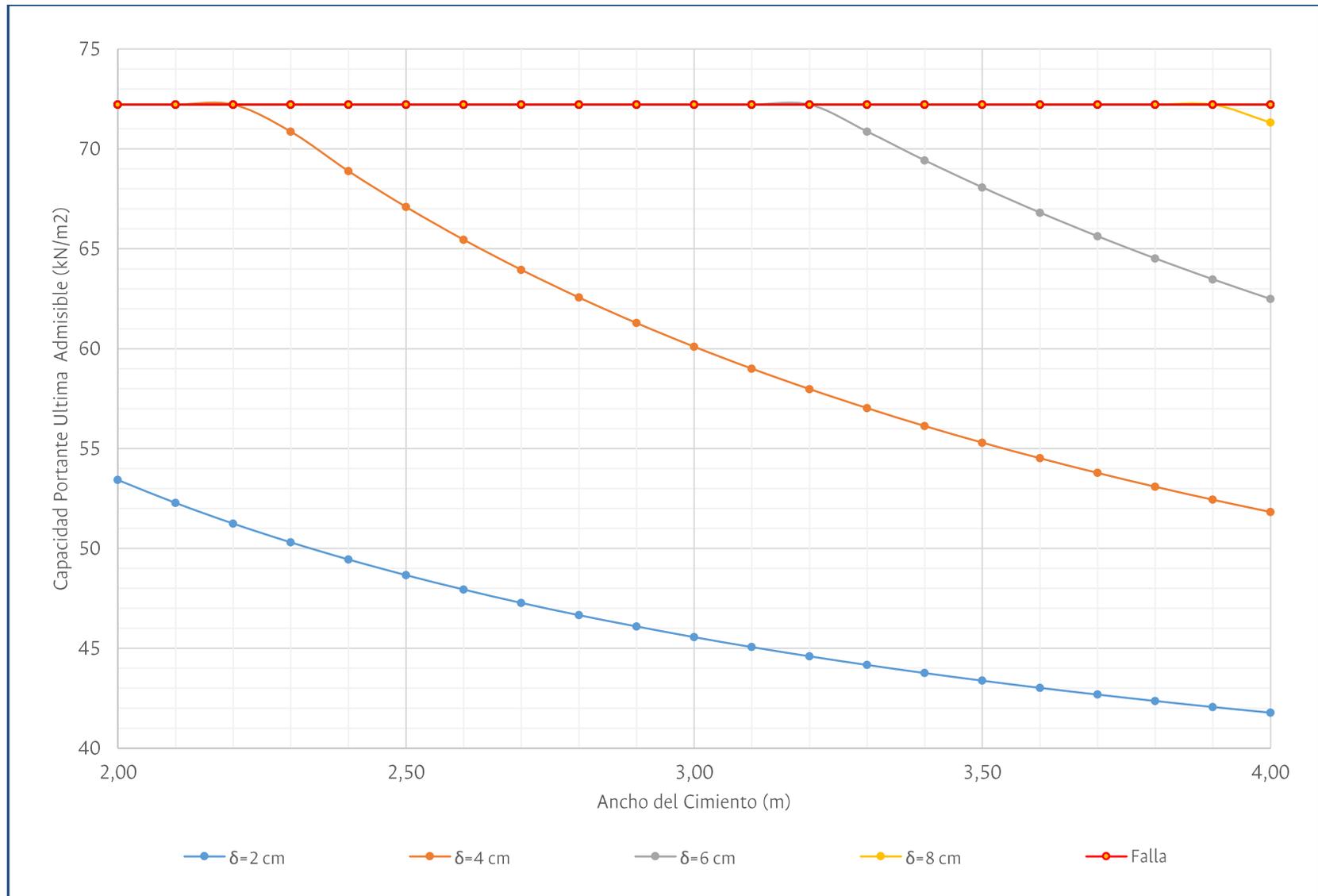


Figura 51. Nomograma de diseño por capacidad portante para cimientos cuadrados superficiales fuera del área del edificio.

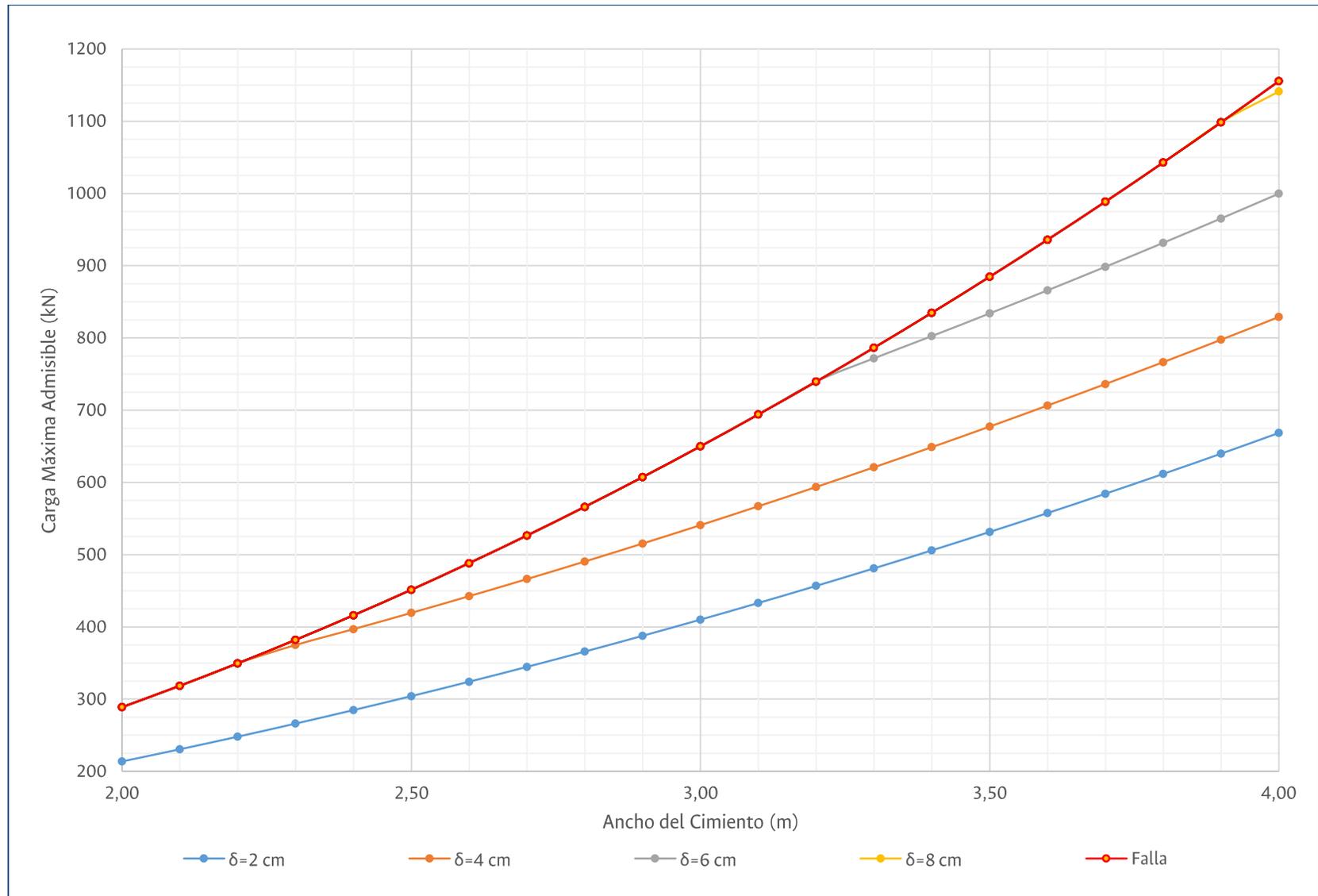


Figura 52. Nomograma de diseño por carga máxima admisible para cimientos cuadrados superficiales fuera del área del edificio

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

Donde,

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

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

8.4.2. Estructura recomendada

En general, la estructura recomendada está compuesta por una capa de material seleccionada tipo subbase, 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 15, se presenta los espesores recomendados de acuerdo a nivel de carga.

Carga (kN/m ²)	Espesor SBG (cm)	Espesor Placa (cm)
10	20	15
15	20	15
20	20	20

Tabla 15. Estructura recomendada para placas de contrapiso.

En la Figura 53, se presenta el esquema de las estructuras propuestas.



Figura 53. 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 punzamiento (ASTM D4833) de 440 N, debe ser colocado de sentido transversal y debe presentar un traslapo 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.

9. DISEÑO DE ZONAS DURAS.

9.1. Estimaciones de carga

Las estimaciones de carga se hicieron para las diferentes zonas y su estimación de carga se relaciona a continuación.

9.1.1. Parqueaderos

Para las recomendaciones del parqueadero, se estimó un número de vehículos pesados 10 y 15 por día, considerando la intervención y el mayor número de solicitudes en términos de vehículos pesados por el ingreso de material, maquinaria, y demás. Así mismo se espera, que cuando esta fase acabe, y entre en funcionamiento el parqueadero, el número de vehículos livianos aumente sin embargo las consideraciones de diseño están en función de los vehículos pesados. También se tuvo en cuenta posibles eventos que incluyan grandes logísticas que hace necesaria la entrada de vehículos con cargas considerables. La proyección se realizará a 20 años con una tasa de crecimiento de 4,5%.

Se diseña para un eje equivalente de 8,2 Ton. La proyección a 20 años estima un valor de 1.75×10^5 ejes equivalentes para las recomendaciones de los parqueaderos. Los ejes equivalentes mencionados anteriormente corresponden a un tráfico NT1 según lo establecido en el Artículo 100 de las Especificaciones Generales de Construcción de Carreteras, del Instituto Nacional de Vías-INVÍAS, 2013.

El número de vehículos, la tasa de crecimiento y los años de servicios del parqueadero, fueron estimados basados en consultas y estimaciones previas, sin embargo, estos datos deben obedecer a un estudio de tránsito minucioso que no está considerado y no es competencia del presente informe. Basado en lo anterior, como un estudio minucioso de tránsito estas consideraciones pueden variar dando como resultado estimaciones más certeras.

9.1.2. Andenes y senderos

Para el dimensionamiento para los andenes y senderos peatonales se estimó una carga de funcionamiento equivalente a 1.0 ton/m².

9.2. Características de la subrasante

La profundidad del estrato explorado va desde -0,5 m a -5,0 m. En las estructuras a diseñar, la profundidad oscila entre -1,2 m y -1,40, del nivel actual de terreno. La muestra corresponde a una arcilla color gris parduzco de consistencia muy dura.

De acuerdo a los ensayos reportados, el suelo de subrasante presenta las características físicas descritas en la

N° de Apique	Parámetros			Clasificación	
	Contenido de agua (%)	Índice de Plasticidad	G _s	USCS	AASHTO
Muestra 2	40	50	2,540	CH	A-7-5

Tabla 16.

N° de Apique	Parámetros			Clasificación	
	Contenido de agua (%)	Índice de Plasticidad	G _s	USCS	AASHTO
Muestra 2	40	50	2,540	CH	A-7-5

Tabla 16. Resumen resultados caracterización subrasante.

Mediante la carta de plasticidad de Casagrande se identifica una familia geotécnica descrita como arcillas de alta compresibilidad (CH) en la muestra caracterizada, la cual por su naturaleza tienden a retener humedad y presentar bajos valores de resistencia, situación que será considerada durante el proceso de modelación de las estructuras.

Por las características de expansividad asociadas al material y a su comportamiento en presencia del agua, se propone un mejoramiento del suelo de subrasante mediante la incorporación de una capa de rajón. La adición de este material proporciona a la estructura una plataforma homogénea de trabajo para la construcción de la siguiente capa.

Adicionalmente ayuda a disipar las deformaciones produciendo resistencia y estabilidad en forma permanente. Para el presente proyecto, se busca un aporte estructural de la capa mejorada con rajón y se busca una capa funcional de soporte con el fin de evitar deformaciones producto del contacto del suelo y el agua presente en la zona del proyecto.

Adicional a lo anterior, para el correcto funcionamiento y durabilidad de la estructura es necesaria la realización de obras de drenaje superficial y sub-superficial.

Teniendo en cuenta el mejoramiento de la subrasante con una capa de 30 cm de rajón, obtiene un CBR de diseño equivalente de 4% determinado con base en el método Ivanov (Ivanov, 1973).

9.3. Metodologías de Diseño

El comportamiento de los pavimentos en concreto hidráulico se ha estudiado se ha investigado desde la 1920. Inicialmente, Westergaard (1926) propuso una teoría para el análisis de este tipo de estructuras, luego Hogg en 1938, Burmister (1943) y por último los trabajos experimentales de Jeuffroy y Bachelez en 1957. En todas estas teorías, se plantean el problema de la determinación de los esfuerzos en una losa de concreto de superficie infinita, apoyada sobre un suelo homogéneo y que soporta cargas verticales repartidas sobre un área circular de radio r , o un área elíptica (Díaz, 2009).

Para cada una de las metodologías existentes para el diseño de pavimentos rígidos, flexibles y articulados, intervienen un gran número de variables que deben ser tenidas en cuenta para obtener estructuras eficientes, acordes con los requerimientos propios de cada proyecto. Las características fundamentales que deben tenerse en cuenta para el diseño de estas estructuras son: las cargas, las características de la subrasante y la calidad de cada uno de los materiales en las capas subyacentes del pavimento (Díaz, 2009).

Para el diseño de las estructuras para los andenes y el parqueadero, se utilizó la metodología de Westergaard y la metodología AASHTO. La metodología de Westergaard, se utilizó para el dimensionamiento de los andenes, y para el dimensionamiento de la estructura de pavimento del parqueadero, se utilizaron las metodologías AASHTO y de Diseño Racional de pavimentos.

9.3.1. Método de Westergaard

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, isotrópico 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

ν = relación de poisson

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

9.3.2. Metodología AASHTO

La metodología planteada por la Asociación Americana de Oficiales de Carreteras Estatales y Transportes (AASHTO, por sus siglas en inglés), está basada en los resultados del ensayo vial AASHTO desarrollado en Illinois a fines de los años 50 (AASHTO, 1993). La versión más reciente de esta metodología fue publicada en 1993 (Jugo, 2010). Esta metodología contempla las siguientes variables de diseño:

- ❖ Características de la subrasante o fundación.
- ❖ Repeticiones de cargas.
- ❖ Nivel de falla o comportamiento del pavimento.
- ❖ Confiabilidad estadística.
- ❖ Estructura de pavimento y materiales disponibles.

Para el diseño se tuvo en cuenta las características de los materiales y las indicaciones de la AASHTO. Para escoger los coeficientes de drenaje se tuvo en cuenta las características climatológicas de la zona. Esta metodología ha sido modificada para ser utilizada en pavimentos rígidos y articulados.

Liley en 1994, propuso una equivalencia entre la rigidez de una capa de rodadura de un pavimento articulado (adoquín - arena de soporte - arena de sello) y una capa de concreto asfáltico (Liley, 1994). Para caso de los pavimentos articulados, los parámetros aproximados de equivalencia de la rodadura (adoquín - arena de soporte - arena de sello) para diseño estructural:

- ❖ Coeficiente de aporte estructural (AASHTO), $a_1 = 0,40$ a $0,44$
- ❖ "Módulo dinámico" equivalente, $M_d = 2760$ a 3100 MPa

9.3.3. Método de diseño racional de pavimentos

La metodología racional para el diseño de pavimentos, se basada en el cálculo de esfuerzos y deformaciones en las interfaces de las capas del pavimento. El método hace uso de la teoría de la elasticidad y aplicación de las leyes de fatiga de las capas, integrando modelos matemáticos y rutinas de cálculo en software especializado (Reyes, 2013).

Para la aplicación de del método racional de diseño de pavimentos, son necesarias las siguientes variables:

- ❖ Tráfico.
- ❖ Parámetros de cálculo básico: Vida útil y probabilidad de falla.
- ❖ Datos climáticos y del ambiente.

9.4. Estructuras Propuestas

Basados en las condiciones evaluadas, a continuación, se presentan las estructuras propuestas para las zonas de andenes y zona de parqueo.

9.4.1. Estructura Andenes

La estructura propuesta para los andenes o senderos peatonales es una losa en concreto. La estructura recomendada se presenta en la Tabla 17.

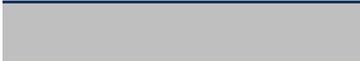
Esquema	Espesor (cm)	Tipo de material
	10	Concreto hidráulico. INV 500-13
	25	Subbase Granular Clase C. INV 320-13
	---	Geotextil no tejido
	---	Subrasante

Tabla 17. Estructura andenes

La estructura diseñada tiene 0,35 m.

Para la retracción del fraguado y temperatura del concreto hidráulico en la losa del piso se deberá reforzar con mallas electro soldadas, utilizando como mínimo malla del tipo M-188 o similar (varillas de 6,0 mm de diámetro cada 15 cm en ambas direcciones).

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

En las zonas que por requerimiento de diseño la cota deba ser levantada, se deberá rellenar con un material compactado que cumpla con los requerimientos de calidad indicados en la Tabla 311-1 de las Especificaciones Generales de Construcción de Carreteras, del Instituto Nacional de Vías-INVIAS, 2013.

9.4.1.1. Características geométricas de las losas de concreto hidráulico

Relación largo - espesor

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.

$$1 \leq \frac{L}{a} \leq 1,4$$

Respecto a losas irregulares o que coincidan con pozos de inspección, se hace necesario el refuerzo de la losa con una parrilla con varillas de diámetro 3/8" espaciadas cada 0,25 m.

Juntas

- ❖ Juntas longitudinales: Las juntas longitudinales se construyen cuando: se busca controlar el agrietamiento producido por la construcción de dos o más secuencias de losas simultáneamente y cuando se construyen segmentos del piso con edades diferentes, además permite la división de segmentos de la losa (Londoño, 2014).
- ❖ Juntas transversales: Las juntas transversales permiten el movimiento de las losas y disminuyen su longitud. Estas juntas se hacen coincidir con las juntas constructivas transversales.
- ❖ Sello de juntas: El sello de juntas se hará de acuerdo con lo consignado en el capítulo 5, de las Especificaciones Generales de Construcción de Carreteras, del Instituto Nacional de Vías-INVIAS (2013).

9.4.2. Estructura soporte Zona de almacenamiento

Con el fin de obtener recomendaciones del espesor de las placas y tipo de material de soporte para la placa en la zona de almacenamiento, se utilizó el modelo planteado por Westergaard. La magnitud de las cargas evaluadas corresponde a 1,0 ton/m², 1,5 Ton/m² y 2,0 ton/m². La subrasante evaluada en el diseño corresponde a una capa con capacidad de soporte (CBR) mínima de 2,0%, sin expansividad.

En general, la estructura recomendada está compuesta por una capa de material seleccionada tipo subbase, clase C, 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 18, se presenta los espesores recomendados de acuerdo a nivel de carga.

Carga (Ton/m ²)	Espesor Subbase Granular (cm)	Espesor Placa en concreto (cm)
1.0	25	10
1.5	25	12
2.0	25	15

Tabla 18. Espesores de la placa en concreto hidráulico según la carga evaluada.

El esquema de la estructura recomendada se presenta en la Tabla 19.

Esquema	Espesor (cm)	Tipo de material
	Ver Tabla 18	Concreto hidráulico. INV 500-13
	25	Subbase Granular Clase C. INV 320-13
	---	Geotextil no tejido
	---	Subrasante

Tabla 19. Esquema estructura soporte Zona de almacenamiento

Para la retracción del fraguado y temperatura del concreto hidráulico en la losa del piso se deberá reforzar con mallas electro soldadas, utilizando como mínimo malla del tipo M-188 o similar (varillas de 6,0 mm de diámetro cada 15 cm en ambas direcciones).

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

En las zonas que por requerimiento de diseño la cota deba ser levantada, se deberá rellenar con un material compactado que cumpla con los requerimientos de calidad indicados en la Tabla 311-1 de las Especificaciones Generales de Construcción de Carreteras, del Instituto Nacional de Vías-INVIAS, 2013.

9.4.2.1. Características geométricas de las losas de concreto hidráulico

Relación largo - espesor

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.

Carga (Ton/m ²)	Espesor Subbase Granular (cm)	Espesor Placa en concreto (cm)
1.0	25	10
1.5	25	12
2.0	25	15

Tabla 20. Espesores de la placa en concreto hidráulico según la carga evaluada.

El esquema de la estructura recomendada se presenta en la Tabla 19.

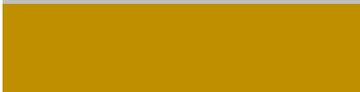
Esquema	Espesor (cm)	Tipo de material
	Ver Tabla 18	Concreto hidráulico. INV 500-13
	25	Subbase Granular Clase C. INV 320-13
	---	Geotextil no tejido
	---	Subrasante

Tabla 21. Esquema estructura soporte Zona de almacenamiento

Para la retracción del fraguado y temperatura del concreto hidráulico en la losa del piso se deberá reforzar con mallas electro soldadas, utilizando como mínimo malla del tipo M-188 o similar (varillas de 6,0 mm de diámetro cada 15 cm en ambas direcciones).

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

En las zonas que por requerimiento de diseño la cota deba ser levantada, se deberá rellenar con un material compactado que cumpla con los requerimientos de calidad indicados en la Tabla 311-1 de las Especificaciones Generales de Construcción de Carreteras, del Instituto Nacional de Vías-INVIAS, 2013.

9.4.2.2. Características geométricas de las losas de concreto hidráulico

Relación largo - espesor

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.

$$1 \leq \frac{L}{a} \leq 1,4$$

Respecto a losas irregulares o que coincidan con pozos de inspección, se hace necesario el refuerzo de la losa con una parrilla con varillas de diámetro 3/8" espaciadas cada 0,25 m.

Juntas

- ❖ Juntas longitudinales: Las juntas longitudinales se construyen cuando: se busca controlar el agrietamiento producido por la construcción de dos o más secuencias de losas simultáneamente y cuando se construyen segmentos del piso con edades diferentes, además permite la división de segmentos de la losa (Londoño, 2014).
- ❖ Juntas transversales: Las juntas transversales permiten el movimiento de las losas y disminuyen su longitud. Estas juntas se hacen coincidir con las juntas constructivas transversales.
- ❖ Sello de juntas: El sello de juntas se hará de acuerdo con lo consignado en el capítulo 5, de las Especificaciones Generales de Construcción de Carreteras, del Instituto Nacional de Vías-INVIAS (2013).

9.4.3. Estructura Parquadero

Basados en las condiciones evaluadas, a continuación, se presenta la estructura articulada propuesta para el parqueadero. La estructura recomendada se presenta en la Tabla 22.

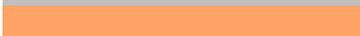
Esquema	Espesor (cm)	Tipo de material
	8	Gramoquin (NTC 3766)
	4	Arena de soporte. INV 510-13
	15	Base Granular Clase C. INV 330-13
	20	Subbase Granular Clase C. INV 320-13
	30	Piedra rajón-IDU 321-11.
	---	Geotextil no tejido
	---	Subrasante

Tabla 22. Estructura articulada para el parqueadero.

La estructura diseñada tiene un espesor total de 77 cm.

La estructura articula deberá estar confinada de tal manera que no se permitan desplazamiento lateral producto de las cargas impuestas. La estructura de confinamiento deberá rodear completamente el área adoquinada y deberá ser construida por lo menos 15 cm sobre la capa granular y su nivel superior deberá estar por lo menos en la mitad del espesor del adoquín después de compactado.

Luego de compactación inicial se deberá aplicar la arena de sello en las juntas. Posteriormente se deberá barrer en varias direcciones con un cepillo de cuerdas duras y largas. El relleno del gramoquin puede realizarse con una vez instalados los elementos y los sellos de arena, según lo que determine la especialidad arquitectónica.

En las zonas que por requerimiento de diseño la cota deba ser levantada, se deberá rellenar con un material compactado que cumpla con los requerimientos de calidad indicados en la Tabla 311-1 de las Especificaciones Generales de Construcción de Carreteras, del Instituto Nacional de Vías-INVIAS, 2013.

9.4.4. Bordillos y sardineles

Los bordillos y sardineles prefabricados según lo estipulado en la especificación general de construcción de carreteras del Instituto Nacional de Vías-INVIAS, capítulo 6, artículo 672-13 y la Norma Técnica Colombia NTC-4109. De manera complementaria, en la Cartilla Decreto 561-15 del Instituto de Desarrollo Urbano-IDU y en el manual de especificaciones técnicas de diseño y construcción de parques y escenarios públicos de Bogotá D.C., se presenta información acerca de la colocación de sardineles y bordillos.

En la Figura 54, se presentan el esquema del bordillo A-81 prefabricado.

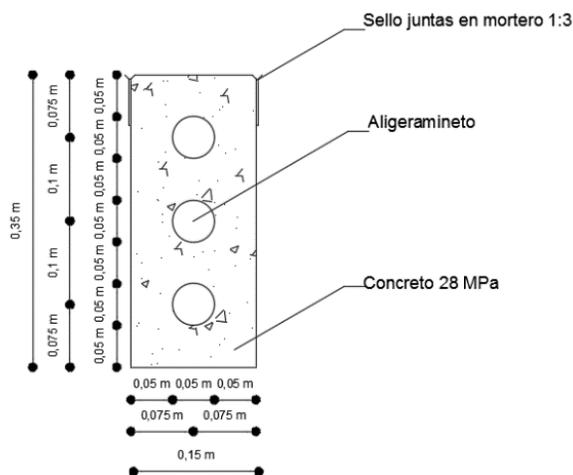


Figura 54. Bordillo prefabricado A-81. Fuente: Manual de especificaciones técnicas de diseño y construcción de parques y escenarios públicos de Bogotá D.C.

En la Figura 55, se presenta el esquema de un sardinel prefabricado.

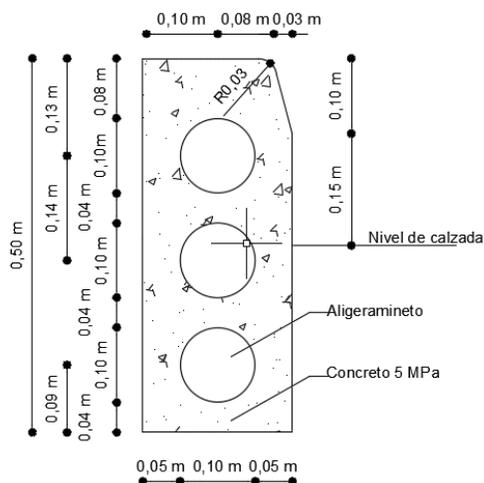


Figura 55. Sardinel prefabricado A-10. Fuente: Manual de especificaciones técnicas de diseño y construcción de parques y escenarios públicos de Bogotá D.C.

10. RECOMENDACIONES CONSTRUCTIVAS.

10.1. Tipo y nivel de cimentación

En caso de ser necesarias nuevos elementos de cimentación se recomienda adoptar un sistema de cimentación superficial mediante zapatas a 1,9 m de profundidad, siguiendo los nomogramas presentados de la Figura 49 a la Figura 52. Dichas zapatas se deberán vincular estructuralmente a los cimientos existentes mediante vigas de amarre.

10.2. Recalce de cimientos existentes.

Teniendo en cuenta que los cimientos existentes se encontraron en buen estado y sus capacidades son admisibles para portar las cargas después del reforzamiento, no se considera necesario generar recalces a la cimentación existente.

No obstante, es recomendable generar las vigas de amarre entre los elementos del edificio a nivel de terreno como elementos de confinamiento para las losas de contrapiso. Estos elementos permitirán garantizar que el edificio se comporte monóticamente tanto en superficie como a nivel de cimentación.

10.3. Construcción de zapatas.

Para la construcción de los cimientos superficiales no se anticipan condiciones particularmente difíciles fuera de lo regular en estas actividades. Dado que el nivel de fundación es relativamente somero, la excavación puede adelantarse manualmente monitoreando la estabilidad de los taludes. Una vez alcanzado el nivel de fundación de los cimientos, se debe procurar general la menor alteración posible sobre el material. Para ello se sugiere colocar una capa de concreto de baja especificación que proteja al material de alteraciones y garantice una superficie adecuada para el armado de la estructura.

El concreto de la estructura debe estar acorde a las especificaciones estructurales y dada la presencia de materia orgánica del subsuelo es recomendable utilizar un concreto resistente a los sulfatos. De igual manera el refuerzo de la estructura debe estar adecuadamente protegido de agentes químicos según lo dispuesto en la normativa nacional. (NSR-10, 2010)

En caso de no encontrarse el estrato de fundación a la profundidad mencionada, se deberá continuar con la excavación hasta encontrar un material admisible. El tramo de excavación adicional deberá rellenarse con material granular compactado tipo IDU SBG-C o superior.

10.4. Manejo de aguas.

Para el manejo de las aguas de escorrentía e infiltración que puedan ocurrir hacia el interior del edificio en las zonas donde el proyecto se ubica directamente contra el terreno, se recomienda ubicar un filtro francés perimetral alrededor del edificio que permita recoger y evacuar estas aguas eficientemente. El filtro deberá ubicarse contiguo a los muros de cerramiento de la estructura y acompañarse de un filtro en espina de pescado bajo las placas de contrapiso.

Este sistema de drenajes se debe diseñar de forma tal que permita evacuar las aguas a los sistemas de alcantarillado cercanos.

10.5. Recomendaciones para la construcción de la estructura de piso

10.5.1. Recomendaciones de materiales

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 mínimas que debe cumplir cada material se presenta a continuación:

10.5.2. Subbase Granular

Los agregados para la construcción de la 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 es clase C o de mejores condiciones.

10.5.3. 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). La resistencia a la flexión (MR) de diseño para el concreto de los andenes y la placa para el soporte del equipo Electron Probe Microanalyzer (JXA-8230) es de MR=4, 1 MPa y una resistencia ($f'c$) de 24 MPa a los 28 días.

10.5.4. Rajón

El rajón a emplear en la construcción del mejoramiento de la subrasante debe proceder de fuentes aprobadas, y deberán estar constituidas por cantos rodados o rocas sanas, compactas resistentes y durables. Los materiales deberán cumplir los requisitos de la sección 321-11 de las Especificaciones Técnicas Generales de Materiales y Construcción, para Proyectos de Infraestructura Vial y de Espacio Público, para Bogotá D.C - ET2011.

10.5.5. Geotextil no tejido

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 a la punzonamiento (ASTM D4833) de 440 N, debe ser colocado de sentido transversal y debe presentar un traslapo mínimo de 0,30 m.

10.5.6. Adoquines ecológicos (Gramoquin)

Los adoquines ecológicos o gramoquines, prefabricados, utilizados para pavimentación deben cumplir con los requisitos establecidos en la Norma Técnica Colombiana NTC 3766.

En todo caso, los valores de resistencia de los materiales a utilizar deberán ser verificados de manera previa a la construcción de la estructura de piso y de ser necesario realizar los ajustes concernientes.

10.5.7. Proceso constructivo

La construcción de cada una de las estructuras debe hacerse con los más altos estándares de calidad.

10.5.7.1. Concreto Hidráulico

Para el caso del concreto hidráulico se debe tener especial cuidado en los proceso de curado, compactación, corte de juntas e instalación de sellos.

La estructura propuesta para los andenes es en placas de concreto hidráulico, en las cuales se puede definir actividades mantenimiento bien sea por comportamiento o por tiempo, esto dependerá de la evolución del deterioro y de la asignación de recursos o de ambos.

Para esta alternativa se plantean las siguientes actividades de mantenimiento de acuerdo con la evolución del deterioro:

- ❖ Mantenimiento rutinario: Se considera esencial para el óptimo funcionamiento de las placas, se incluye todas las acciones que deban hacerse fuera de las placas de concreto, como la demarcación de las losas y la limpieza de elementos de drenaje.
- ❖ Reemplazo de losas: Esta actividad propia de las estructuras en concreto hidráulico, se realiza cuando las losas han perdido su capacidad estructural. Se define por la evolución del agrietamiento, el cual se presenta con distintos niveles de severidad, dependiendo del ancho de las grietas y fenómenos como desprendimiento y

escalonamientos. Se deben definir criterios de intervención a las losas para que de esta manera la estructura de piso alcance el periodo de diseño esperado.

10.5.7.2. Subrasante

Por las características asociadas al material de subrasante y a su comportamiento, se propone un mejoramiento del suelo de subrasante mediante la adición de un material. La adición de este material proporciona a la estructura una capa adicional sobre el suelo existente, que genera una plataforma homogénea y de mayor resistencia para la construcción de la capa siguiente. Adicionalmente ayuda a disipar las deformaciones produciendo resistencia y estabilidad en forma permanente. Se propone el mejoramiento con este material sea de 30 cm de espesor. El estrato mencionado debe homogenizarse, mezclarse y sellarse.

En todos los casos estos procesos constructivos deben estar salvaguardados por lo indicado en las Especificaciones Generales de Construcción de Carreteras, del Instituto Nacional de Vías-INVIAS (2013), las Especificaciones Técnicas Generales de Materiales y Construcción, para Proyectos de Infraestructura Vial y de Espacio Público, para Bogotá D.C - ET2011, y las buenas prácticas constructivas a la hora de ejecutar lo estipulado en los diseños.

10.5.7.3. Drenaje

Otra consideración importante es el drenaje en la estructura. Se debe evitar la saturación de la subrasante, con esto se obtienen mejores condiciones de comportamiento de la estructura. Se debe construir el piso con un pendiente longitudinal y transversal de 2%, de tal forma que permita recoger las aguas lateralmente mediante obras como cunetas, canales y sumideros que conduzcan las aguas al sistema de alcantarillado. Es de vital importancia garantizar que el sistema de drenaje funcione de la manera correcta para asegurar que las losas de piso tengan la vida útil proyectada.

En todos los casos estos procesos constructivos debe estar salvaguardados por lo indicado en las Especificaciones Generales de Construcción de Carreteras, del Instituto Nacional de Vías-INVIAS (2013) y las buenas prácticas constructivas a la hora de ejecutar lo estipulado en los diseños.

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.

11. 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.

12. BIBLIOGRAFÍA

- Icontec. (26 de Agosto de 2003). *Norma tecnica Colombiana 5183. Ventilación en espacios interiores*. Obtenido de <http://tienda.icontec.org/brief/NTC5183.pdf>.
- AASHTO. (1993). *Guide for Design of Pavement Structures*. Washington D.C.: American Association of State Highway Transportation Officials, AASHTO.
- Aranguren, A. (2016). *Modelación en el programa REVIT el proyecto de construcción del nuevo edificio de aulas de la Facultad de Ciencias de la Universidad Nacional de Colombia - Sede Bogotá*. Bogotá D.C.: Universidad Nacional de Colombia.
- Aycardi Estructural S.A.S. (2015). *Estudio de suelos y análisis de cimentaciones para la vulnerabilidad sísmica y reforzamiento estructural dl edificio central y de administración*. Bogotá.
- Caro Peña, P., & García Núñez, J. R. (1988). Zonificación Geotécnica en el Distrito Especial de Bogotá. INGEOMINAS, informe inédito preparado para el Departamento Administrativo de Planeación. En A. Lobo-Guerrero 1992, *Geología e Hidrogeología de Santafé de Bogotá y su Sabana. VII Jornadas Geotécnicas de la Ingeniería de Colombia* (págs. 1-12). Santafé de Bogotá: Sociedad Colombiana de Ingenieros - Sociedad Colombiana de Geotecnia.
- Darendeli, M. B. (2001). *Development of a New Family of Normalized Modulus Reduction and Material Damping Curves*. Austin, Texas: The University of Texas.
- 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.
- Díaz, J. J. (2009). Comportamiento de un pavimento rígido con una losa en concreto.
- FOPAE. (2010). ZONIFICACIÓN DE LA RESPUESTA SÍSMICA DE BOGOTÁ PARA EL DISEÑO SISMO RESISTENTE DE EDIFICACIONES. Bogotá D.C.: FONDO DE PREVENCIÓN Y ATENCIÓN DE EMERGENCIA.
- García Fera, W. M. (2008). Análisis geoestadístico y probabilístico de la compresibilidad de un depósito lacustre. Bogotá D.C.
- Guevara Alvarez Ingenieros LTDA. (2017). *Informe de cargasa cimentación*. Bogotá.
- 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.
- Hubach, E. (1957). Estratigrafía de la Sabana de Bogotá y sus alrededores. En A. Lobo-Guerrero 1992, *Geología e Hidrogeología de Santafé de Bogotá y su Sabana. VII Jornadas Geotécnicas de la Ingeniería de Colombia* (pág. 20). Santafé de Bogotá: Sociedad Colombiana de Ingenieros - Sociedad Colombiana de Geotecnia.
- Idriss, H., & Idriss, I. (1970). *Soil moduli and damping factors for dynamic response analysis*. Berkeley: University of California.
- INGEOMINAS. (1997). *Microzonificación sísmica de Santafe de Bogotá*. Bogotá, Colombia.
- Ivanov, N. (1973). *Flexible road pavement structural design*. Moscu: Transport Publishers.
- Julivert, M. (1963). Los rasgos tectónicos de la región de la Sabana de Bogotá y los mecanismos de formación de las estructuras. Boletín de Geología. En A. Lobo-Guerrero 1992, *Geología e Hidrogeología de Santafé de Bogotá y su Sabana. VII Jornadas Geotécnicas de la Ingeniería de Colombia* (págs. 1-12). Santafé de Bogotá: Sociedad Colombiana de Ingenieros - Sociedad Colombiana de Geotecnia.
- Lilley, A. A. (1994). Shaped versus rectangular paving blocks in flexible pavements. *Highways and Transportation*, 27-29.
- Lobo-Guerrero, A. (1992). Geología e Hidrogeología de Santafé de Bogotá y su Sabana. VII Jornadas Geotécnicas de la Ingeniería de Colombia (págs. 1-12). Santafé de Bogotá: Sociedad Colombiana de Ingenieros - Sociedad Colombiana de Geotecnia.
- Meyerhof, G. G. (1963). Some recent research on the bearing capacity of foundations. *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 1(No. 1), 16-26.
- Moreno, A., & Rodriguez, E. (2004). DYNAMIC BEHAVIOR OF BOGOTA'S SUBSOIL PEAT AND IT'S EFFECT IN SEISMIC WAVE PROPAGATION. 13th World Conference on Earthquake Engineering.
- Moya Barrios, J. (2006). *Estudio de suelos, cimentaciones y efectos locales en la respuesta sísmica Edificio Biblioteca de Ciencia y Tecnología - Facultad de Ingeniería*. Bogotá D.C.
- Murillo, C., Thorel, L., & Caicedo, B. (2009). Ground vibration isolation with geofom barriers: Centrifuge modeling. *Geotextiles and Geomembranes*, 423-434.
- NSR-10. (Marzo de 2010). Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente. Bogotá D.C.

- NSR-10. (2010). *Reglamento colombiano de construcción sismo resistente NSR-10*. (C. A. SISMO, Ed.) Bogotá D.C.: Ministerio de Ambiente, Vivienda y Desarrollo Territorial.
- Poulos, H. G., & Davis, E. H. (1974). *Elastic Solutions for Soil and Rock Mechanics*. Sydney: John Wiley & Sons, Inc.
- TAHAL. (1973). En A. Lobo-Guerrero 1992, *Geología e Hidrogeología de Santafé de Bogotá y su Sabana. VII Jornadas Geotécnicas de la Ingeniería de Colombia* (págs. 1-12). Santafé de Bogotá: Sociedad Colombiana de Ingenieros - Sociedad Colombiana de Geotecnia.
- Tapia Muñoz, G. D. (2011). *Estudio de Suelos Facultad de Enfermería Universidad Nacional*. Bogotá D.C.
- Valencia, H. (1988). En A. Lobo-Guerrero 1992, *Geología e Hidrogeología de Santafé de Bogotá y su Sabana. VII Jornadas Geotécnicas de la Ingeniería de Colombia* (págs. 1-12). Santafé de Bogotá: Sociedad Colombiana de Ingenieros - Sociedad Colombiana de Geotecnia.
- 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.
- Vucetic, M., & Dobry, R. (1991). Effect of soil plasticity on cyclic response. *Journal of Geotechnical Engineering*, 87-107.