

TABLA DE CONTENIDO

1.0	PROYECTO	2
2.0	TOPOGRAFÍA	4
3.0	GEOLOGÍA	5
4.0	INVESTIGACIÓN DEL SUBSUELO	6
4.1	DESCRIPCIÓN DEL SUBSUELO	8
4.1.1	ESTRATIGRAFÍA COLEGIO VIVERO	8
4.1.2	ESTRATIGRAFÍA CDI VIVERO	11
4.2	PERFIL ESTRATIGRÁFICO	13
4.3	PRUEBAS DE CAMPO	14
4.4	NIVEL DE AGUAS	16
4.5	ANÁLISIS DE RESULTADOS DE ENSAYOS DE LABORATORIO	17
5.0	PARÁMETROS GEOTÉCNICOS DE DISEÑO	20
6.0	METODOLOGÍAS DE DISEÑO	22
7.0	RECOMENDACIONES DE CIMENTACIÓN – COLEGIO VIVERO (ESTRUCTURAS DE 2 A 4 PISOS)	23
7.1	SISTEMA DE FUNDACIÓN – ALTERNATIVA PLACA	23
7.1.1	PARÁMETROS DE DISEÑO	25
7.1.2	ASENTAMIENTOS	27
7.2	SISTEMA DE FUNDACIÓN – ALTERNATIVA ZAPATAS	29
7.2.1	PARÁMETROS DE DISEÑO	30
7.2.2	ASENTAMIENTOS	33
8.0	SISTEMA DE FUNDACIÓN - CDI VIVERO (ESTRUCTURAS DE 1 A 2 PISOS)	35
8.1	SISTEMA DE FUNDACIÓN – ALTERNATIVA PLACA	36
8.1.1	PARÁMETROS DE DISEÑO	37
8.1.2	ASENTAMIENTOS	38
8.2	SISTEMA DE FUNDACIÓN - ALTERNATIVA VIGAS CORRIDAS O ZAPATAS AISLADAS	40
8.2.1	PARÁMETROS DE DISEÑO	41
8.2.2	ASENTAMIENTOS	44
9.0	RECOMENDACIONES PARA EL TANQUE DE AGUA	46
9.1	CIMENTACIÓN PARA EL TANQUE	46

9.2	EXCAVACIÓN PARA EL TANQUE	47
9.3	RELLENOS PERIMETRALES DEL TANQUE	49
9.4	RECOMENDACIONES CONSTRUCTIVAS PARA EL TANQUE	49
10.0	PLACAS DE CONTRAPISO	52
11.0	DRENAJES	52
12.0	RECOMENDACIONES PARA EL MURO DE CERRAMIENTO	53
13.0	RECOMENDACIONES PARA RELLENOS	55
14.0	RECOMENDACIONES CIMENTACIÓN REDES DE ACUEDUCTO Y ALCANTARILLADO	58
15.0	PARÁMETROS DE DISEÑO SÍSMICO	62
16.0	OBSERVACIONES FINALES	64

LISTA DE FIGURAS

Figura 1.	Localización regional del predio	1
Figura 2.	Localización lote de equipamiento - Vivero	3
Figura 3.	Planta piso 1 – Colegio y CDI Vivero	3
Figura 4.	Vista en 3D – Colegio y CDI Vivero	4
Figura 5.	Fotografía estado actual del predio	5
Figura 6.	Geología general del predio	5
Figura 7.	Planta localización de sondeos	7
Figura 8.	Trabajos efectuados en campo	8
Figura 9.	Ubicación de los cortes en planta	13
Figura 10.	Corte A-A' – Colegio Vivero	14
Figura 11.	Corte B-B' – CDI Vivero	14
Figura 12.	Gráficas ensayo SPT y Qu – Colegio Vivero	15
Figura 13.	Gráficas ensayo SPT y Qu – CDI Vivero	16
Figura 14.	Gráfica de las lecturas del piezómetro	17
Figura 15.	Gráfica parámetros físicos	18
Figura 16.	Planta de localización de sondeos con zona de mayor espesor de rellenos	24
Figura 17.	Esquema cimentación en placa – Colegio Vivero	25

Figura 18. Asentamientos elásticos placa de cimentación Colegio (m)	28
Figura 19. Asentamientos por consolidación placa de cimentación Colegio (m)	28
Figura 20. Esquema cimentación	30
Figura 21. Esquema profundidad de desplante – zapatas Colegio	31
Figura 22. Asentamientos elásticos zapatas colegio	34
Figura 23. Asentamientos por consolidación zapatas colegio	34
Figura 24. Esquema cimentación en placa CDI	37
Figura 25. Asentamientos elásticos placa de cimentación CDI (m)	39
Figura 26. Asentamientos por consolidación placa de cimentación CDI (m)	39
Figura 27. Esquema cimentación en vigas corridas o zapatas CDI	41
Figura 28. Esquema profundidad de desplante – vigas corridas Colegio	43
Figura 29. Asentamientos elásticos vigas de cimentación CDI (m)	45
Figura 30. Asentamientos por consolidación vigas de cimentación CDI (m)	45
Figura 31. Planta localización del tanque de agua	46
Figura 32. Análisis de estabilidad en condición estática	48
Figura 33. Análisis de estabilidad en condición pseudoestática	49
Figura 34. Esquema cimientto vs. tanque	50
Figura 35. Cimentación rígida clase B	58
Figura 36. Cimentación flexible para diámetros < 12"	59
Figura 37. Cimentación flexible para diámetros > 12"	60
Figura 38. Cimentación flexible para acueducto	60
Figura 39. Mapa de microzonificación sísmica de Cali	63

LISTA DE TABLAS

Tabla 1. Cargas de servicio – Colegio Vivero	2
Tabla 2. Descripción de la exploración geotécnica	6
Tabla 3. Espesor de rellenos existentes - Colegio Vivero	9
Tabla 4. Espesor de rellenos existentes - CDI Vivero	11
Tabla 5. Nivel de agua según perforaciones – Colegio Vivero	16
Tabla 6. Nivel de agua según perforaciones – CDI Vivero	16
Tabla 7. Humedad, límites de consistencia y clasificación	18

Tabla 8. Ensayos de expansión	19
Tabla 9. Resumen de los ensayos de granulometría	19
Tabla 10. Resumen de ensayos – Peso Unitario	20
Tabla 11. Ensayo de Compresión Inconfinada	20
Tabla 12. Parámetros geotécnicos de diseño – Colegio Vivero	21
Tabla 13. Parámetros geotécnicos de diseño – CDI Vivero	21
Tabla 14. Análisis de capacidad última	30
Tabla 15. Parámetros geotécnicos para el cálculo de capacidad portante - Colegio	31
Tabla 16. Módulo de reacción de subsuelo – zapatas Colegio	32
Tabla 17. Análisis de capacidad portante última	41
Tabla 18. Parámetros geotécnicos para el cálculo de capacidad portante - CDI	42
Tabla 19. Módulo de reacción de subsuelo – vigas corridas CDI	43
Tabla 20. Módulo de reacción de subsuelo – zapatas aisladas CDI	43
Tabla 21. Capacidad admisible pilotes - muro de cerramiento Colegio	53
Tabla 22. Capacidad admisible pilotes - muro de cerramiento CDI	53
Tabla 23. Módulo de reacción vertical (ton/m) - pilotes muro de cerramiento Colegio	53
Tabla 24. Módulo de reacción vertical (ton/m) - pilotes muro de cerramiento CDI	54
Tabla 25. Módulo de reacción horizontal (ton/m ³) - pilotes muro de cerramiento Colegio	54
Tabla 26. Módulo de reacción horizontal (ton/m ³) - pilotes muro de cerramiento CDI	54
Tabla 27. Coeficientes de reducción - módulo horizontal para pilotes	55
Tabla 28. Parámetros del espectro de diseño	63

ANEXOS

ANEXO 1	SONDEOS
ANEXO 2	ENSAYOS DE LABORATORIO
ANEXO 3	CÁLCULOS

Fecha	Versión	Proyecto	Modificaciones	Motivo
06-08-24	1	“COLEGIO VIVERO” Estructuras de 2 a 4 pisos “CENTRO DE DESARROLLO INFANTIL - VIVERO” Estructuras de 1 a 2 pisos	---	---
21-10-25	2	“COLEGIO VIVERO” Estructuras de 2 a 4 pisos “CENTRO DE DESARROLLO INFANTIL - VIVERO” Estructuras de 1 a 2 pisos	Se incluyen cargas de servicio del Colegio Vivero.	Observaciones de Curaduría

Bogotá D.C., octubre 21 de 2025
EYR-S 19384

Señores
CONSTRUCTORA BOLIVAR CALI
Atn; Dra. Lena Matienko
Ciudad

Estimados Señores:

Por medio de la presente les estamos entregando el estudio de suelos para el proyecto **COLEGIO VIVERO Y CENTRO DE DESARROLLO INFANTIL (CDI) VIVERO**, a construirse en Vivero – Parque Residencial (Plan Parcial Guayabal), en el lote de equipamiento de la UG-1, en la ciudad de Cali (Valle del Cauca).

A continuación, se ilustra la localización general del proyecto.

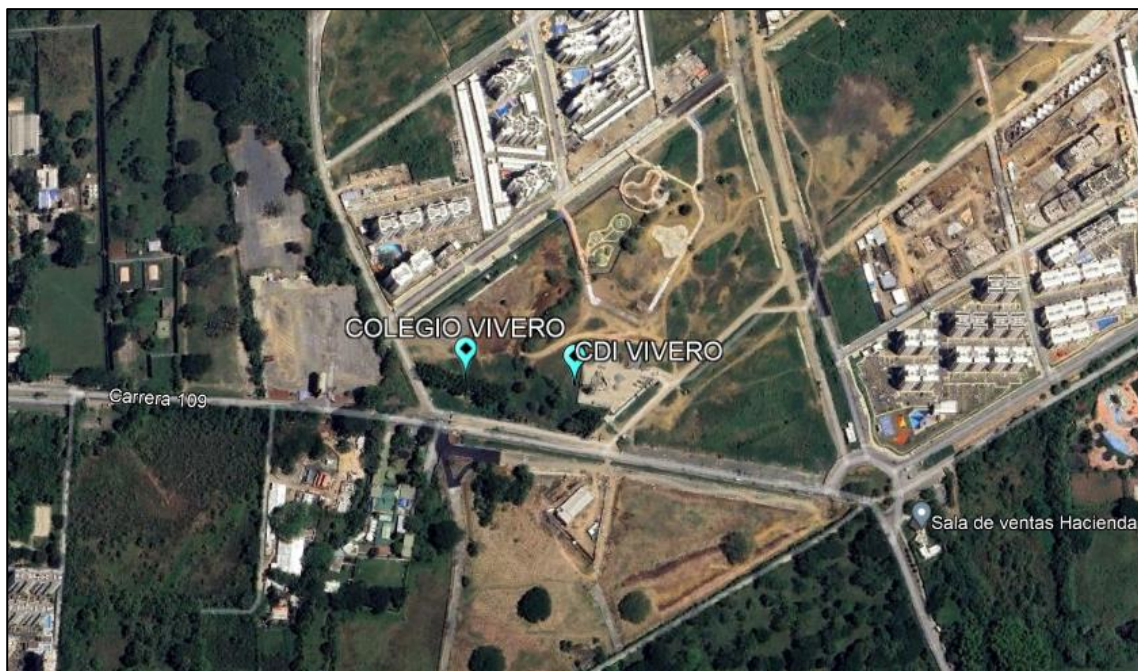


Figura 1. Localización regional del predio
Fuente: Google Earth

1.0 PROYECTO

Las estructuras previstas, a construirse en el lote de equipamiento, se describen a continuación:

- **Colegio Vivero:** Estructuras de 2 a 4 pisos, a construirse en pórticos de concreto reforzado con luces entre ejes de columnas variables entre 5.70 m y 11.0 m aproximadamente. Así mismo, se prevé la construcción de un tanque de agua a 3.50 m de profundidad y canchas deportivas.

Las cargas de servicio previstas, de acuerdo con la información suministrada por el ingeniero estructural, se resumen a continuación.

Tabla 1. Cargas de servicio – Colegio Vivero

Fuente: Elaboración propia a partir de información suministrada por el Ing. Estructural

Módulo	Carga máxima de servicio (ton)	Carga máxima de servicio (ton/m)
1 (Aulas)	213.07 (C-3)	---
2 (Subestación)	49.59 (D-F)	---
3 (Administración)	153.53 (D-6)	---
3 (Aulas)	134.28 (D-11)	---
6 (Preescolar)	---	3.02 (G19-20)
7 (UAR)	---	1.03 (C1-2)

- **Centro de Desarrollo Infantil (CDI) Vivero:** Estructuras de 1 a 2 pisos, a construirse en pórticos de concreto reforzado con luces entre ejes de columnas variables entre 5.70 m y 11.0 m aproximadamente. Las cargas previstas son inferiores a 300 toneladas para las cargas puntuales.

A continuación, se ilustra una planta con la localización del lote de equipamiento dentro del proyecto Vivero – Parque Residencial



Figura 2. Localización lote de equipamiento - Vivero

Fuente: Plano urbanístico suministrado por el cliente

Así mismo, a continuación se ilustra una planta general del proyecto y una imagen con la vista en 3D de las estructuras.

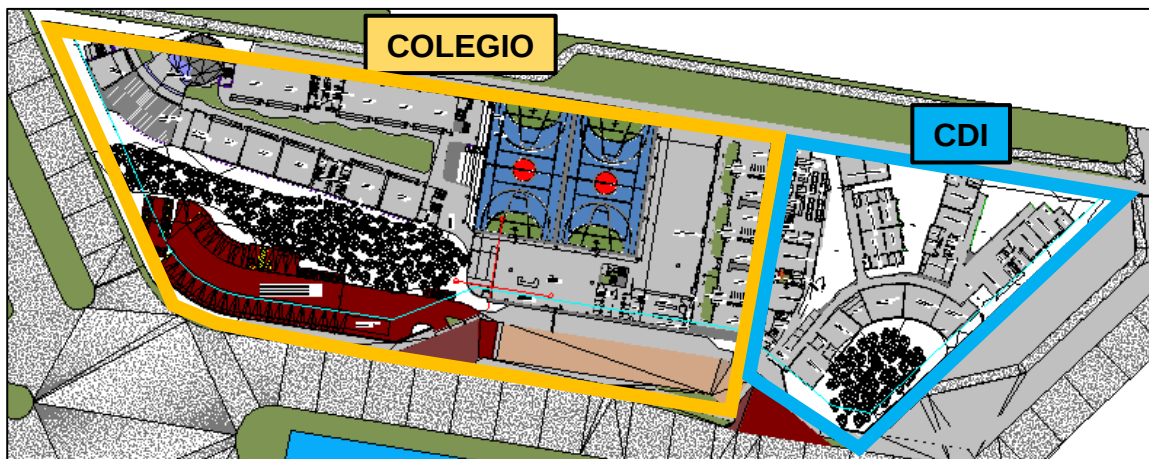


Figura 3. Planta piso 1 – Colegio y CDI Vivero

Fuente: Plano arquitectónico suministrado por el cliente

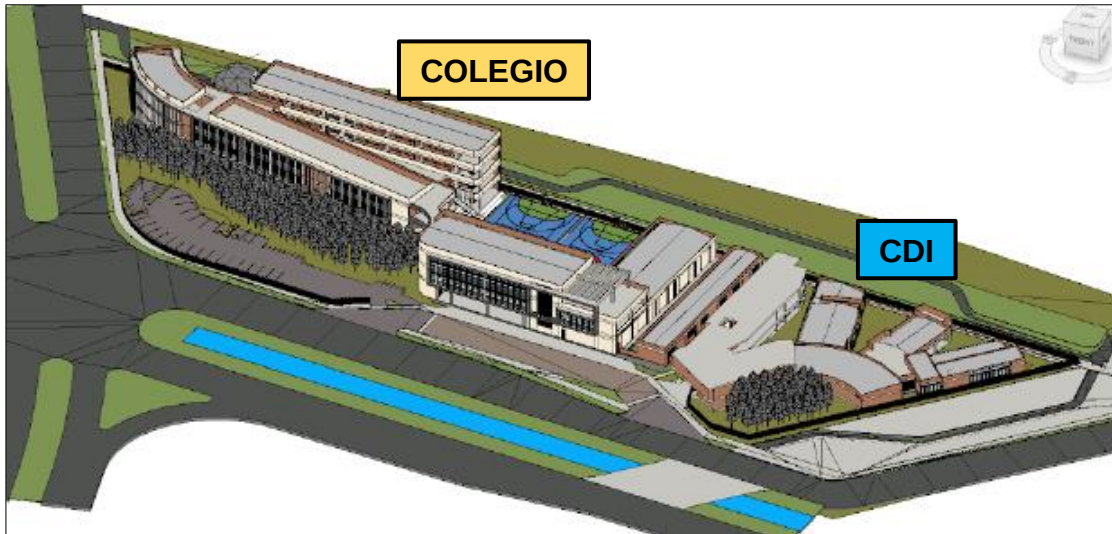


Figura 4. Vista en 3D – Colegio y CDI Vivero
Fuente: Plano arquitectónico suministrado por el cliente

2.0 TOPOGRAFÍA

De acuerdo con las visitas de campo realizadas a la zona de estudio, se tiene que el predio donde se desarrollará el proyecto presenta una topografía en general plana, con presencia de cobertura vegetal y algunos montículos de pasto. En una zona del predio del CDI se cuenta actualmente con una planta de concreto. A continuación, se presentan algunas fotografías donde se observa la morfología de la zona.



Figura 5. Fotografía estado actual del predio
Fuente: Fotografía propia

3.0 GEOLOGÍA

A partir del mapa geológico de Colombia¹, la zona en la que se encuentra el proyecto se caracteriza por formaciones del Cuaternario conformado principalmente por abanicos aluviales y depósitos coluviales (**Q-ca**) como se ilustra en la figura a continuación.



Figura 6. Geología general del predio
Fuente: Servicio geológico colombiano – Google Earth

¹ Gómez, J., Montes, N.E., Nivia, Á. & Diederix, H., compiladores. 2015. Mapa Geológico de Colombia. Escala 1:1 000 000. Servicio Geológico Colombiano, 2 hojas. Bogotá.

4.0 INVESTIGACIÓN DEL SUBSUELO

La exploración del suelo se efectuó mediante los sondeos que se describen en la siguiente tabla para cada una de las estructuras.

Tabla 2. Descripción de la exploración geotécnica

Fuente: Elaboración propia.

Estructura	Número de Sondeos	Profundidad de sondeos (m)
Colegio Vivero	Diez (10)	2 de 15.0 m 2 de 8.0 m 6 de 6.0 m
CDI Vivero	Siete (7)	1 de 8.0 m 3 de 6.50/7.0 m 3 de 6.0 m

Los sondeos fueron perforados con un equipo de roto - percusión. Adicionalmente, se efectuaron 2 apiques, excavados manualmente a 1.50 m de profundidad, para el diseño de los pavimentos y cancha del Colegio.

El número de sondeos fue determinado de acuerdo con el capítulo **H.3.2.3 - Tabla H.3.2.1 de la NSR-10**, en el que se define el número mínimo de sondeos y profundidad por categoría de la unidad de construcción el cual indica que para proyectos de **categoría media**, se establece como mínimo cuatro (4) perforaciones de al menos 15.0 m de profundidad para el 50% de los mismos. Para **categoría baja** se establecen mínimo tres (3) perforaciones de 6.0 m de profundidad.

Adicionalmente, se ha tenido en cuenta el numeral **H.3.2.5 de la NSR-10**, literal (h), en el que se indica, que si alguna consideración adicional conlleva a sondeos de mayor profundidad que los indicados en la Tabla H.3.2-1, el 20% de las perforaciones debe cumplir con la mayor de las profundidades establecidas en dicha tabla.

A lo largo de los sondeos se realizó el ensayo de penetración estándar (SPT) como medida de la consistencia de los suelos arcillosos allí encontrados y la densidad de

los mantos granulares. De igual manera, se midió la resistencia a la compresión “qu” de los suelos arcillosos con un penetrómetro manual.

Finalmente, se tomaron suficientes muestras de tipo alterado e inalterado para su inspección visual y posterior análisis en el laboratorio mediante ensayos de humedad natural, límites de Atterberg, pesos unitarios, expansión libre en probeta, expansión en consolidómetro, granulometría, compresión inconfiada y clasificación USCS y AASHTO.

En la siguiente figura, se presenta la localización de los sondeos efectuados en la zona de estudio, así como algunas fotografías de los trabajos de campo.



Figura 7. Planta localización de sondeos

Fuente: Elaboración propia a partir del plano arquitectónico suministrado por el cliente



Figura 8. Trabajos efectuados en campo
Fuente: Elaboración propia

4.1 DESCRIPCIÓN DEL SUBSUELO

A continuación, se describe la estratigrafía promedio detectada, referenciada a partir del nivel actual del terreno.

4.1.1 ESTRATIGRAFÍA COLEGIO VIVERO

Sondeos 1 a 10

a) 0.00 – 0.50/1.80 m.

Relleno heterogéneo de color carmelito oscuro, conformado por arcilla, limo, arena, gravas, escombros y basura. El ensayo de penetración estándar (SPT) arrojó valores de “N” variables entre 10 y 41 golpes/pie. Este estrato no se detectó en el sondeo 4.



Tabla 3. Espesor de rellenos existentes - Colegio Vivero

Sondeo	Espesor de relleno existente (m)	Sondeo	Espesor de relleno existente (m)
S1	0.9	S2	1.0
S3	0.5	S4	---
S5	0.8	S6	1.3
S7	1.8	S8	1.1
S9	1.4	S10	1.1

Fuente: Elaboración propia.

b) 0.50/1.80 – 1.40/5.50 m.

Limo areno arcilloso o arcilla de color habano amarilloso y/o carmelito, de consistencia firme a muy dura, con vetas de óxido, algunas pintas grises, algunas raíces y potencial expansivo bajo a alto (20% a 60% de acuerdo con el ensayo de expansión libre en probeta). El ensayo de penetración estándar (SPT) arrojó valores de “N” variables entre 11 y 34 golpes/pie. La resistencia a la compresión “Qu” tomada con penetrómetro manual presentó valores entre 1.00 y 4.00 Kg/cm². De acuerdo con la U.S.C.S. este estrato clasifica como ML, CH.

c) 1.40/5.50 – 4.00/9.00 m.

Arcilla areno limosa de color amarillo y/o habano oscuro, de consistencia firme a muy dura, con vetas

de óxido y algunas pintas grises. El ensayo de penetración estándar (SPT) arrojó valores de “N” variables entre 17 y 48 golpes/pie. La resistencia a la compresión “Qu” tomada con penetrómetro manual presentó valores entre 1.50 y 4.00 Kg/cm². De acuerdo con la U.S.C.S. este estrato clasifica como CH, MH, ML.



d) 4.00/9.00 – 15.00 m.

Arcilla arenosa de color gris verdoso y consistencia muy dura, con lentes de arena y gravas de aluvión de diferentes tamaños, con pintas de color habano y amarillo. La resistencia a la compresión “Qu” tomada con penetrómetro manual en los estratos arcillosos presentó valores entre 4.00 y 4.50 Kg/cm². El ensayo de penetración estándar (SPT) arrojó valores de “N” variables entre 42 y 88 golpes/pie, obteniendo rechazo en los sondeos 8 y 10 a 4.10/4.50 m de profundidad respectivamente dada la presencia de material aluvial. Por lo tanto, en dichos sondeos fue necesario avanzar las perforaciones mediante rotación con barrena y

broca diamantada. De acuerdo con la U.S.C.S. este estrato clasifica como CH, SC, GP.

4.1.2 ESTRATIGRAFÍA CDI VIVERO

Sondeos 11 a 17

a) 0.00 – 1.00/1.90 m.

Relleno heterogéneo de color carmelito oscuro, conformado por limo, arena, gravas, rajón, arcilla, escombros y basura. El ensayo de penetración estándar (SPT) arrojó valores de “N” variables entre 14 y 39 golpes/pie. De acuerdo con la U.S.C.S. este estrato clasifica como ML, CH.



Tabla 4. Espesor de rellenos existentes - CDI Vivero

Sondeo	Espesor de relleno existente (m)	Sondeo	Espesor de relleno existente (m)
S11	1.5	S12	1.9
S13	1.4	S14	1.5
S15	1.3	S16	1.1
S17	1.0		

Fuente: Elaboración propia.

b) 1.00/1.90 – 2.00/3.50 m.

Arcilla arenosa de color habano y/o carmelito, de consistencia firme a muy dura, con vetas de óxido,

pintas grises, algunas raíces y potencial expansivo alto (60% de acuerdo con el ensayo de expansión libre en probeta). El ensayo de penetración estándar (SPT) arrojó valores de “N” variables entre 11 y 36 golpes/pie. La resistencia a la compresión “Qu” tomada con penetrómetro manual presentó valores entre 1.50 y 4.00 Kg/cm². De acuerdo con la U.S.C.S. este estrato clasifica como CL.

c) 2.00/3.50 – 2.30/4.60 m.

Arcilla areno limosa de color amarillo y/o habano, de consistencia muy dura, con vetas de óxido y algunas pintas de color gris. El ensayo de penetración estándar (SPT) arrojó valores de “N” variables entre 29 y 58 golpes/pie. La resistencia a la compresión “Qu” tomada con penetrómetro manual presentó valores entre 3.50 y 4.50 Kg/cm². De acuerdo con la U.S.C.S. este estrato clasifica como CH, CL.

d) 2.30/4.60 – 8.00 m.

Arcillas arenosas de color amarillo o gris y de consistencia muy dura. En los sondeos 11, 12, 13 y 16 se encontraron estratos de gravas de aluvión en matriz de arena y arcilla. La resistencia a la compresión “Qu” tomada con penetrómetro manual en los estratos arcillosos presentó valores entre 3.50 y 4.50 Kg/cm². El ensayo de penetración estándar (SPT) arrojó valores de “N” variables entre 31 y 58 golpes/pie, obteniendo rechazo en los sondeos 11, 12, 13 y 16 entre 2.30 y 6.00 m de

profundidad por la presencia del material aluvial. Por lo tanto, en dichos sondeos fue necesario avanzar las perforaciones mediante rotación con barrena y broca diamantada.



4.2 PERFIL ESTRATIGRÁFICO

A continuación, se ilustran dos perfiles estratigráficos representativos del proyecto que definen el modelo geotécnico de análisis.

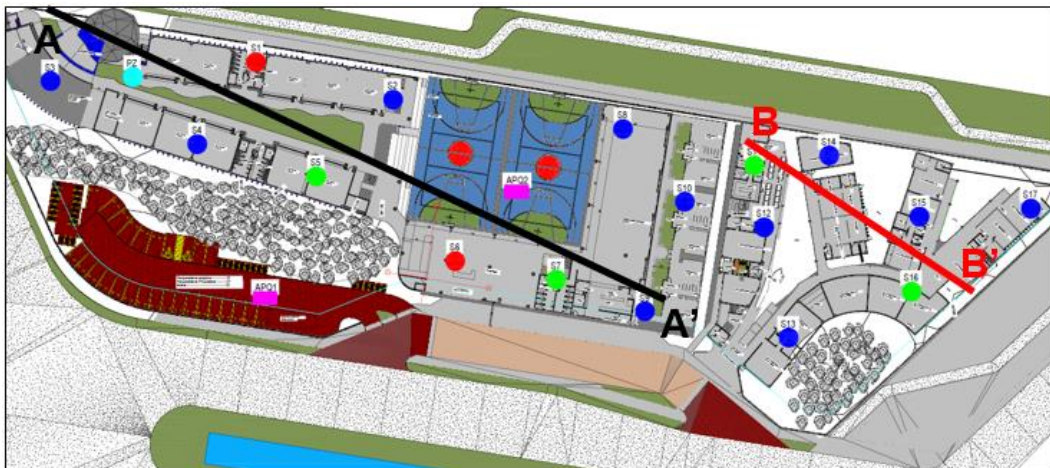


Figura 9. Ubicación de los cortes en planta

Fuente: Elaboración propia a partir de la planta arquitectónica suministrada por el cliente

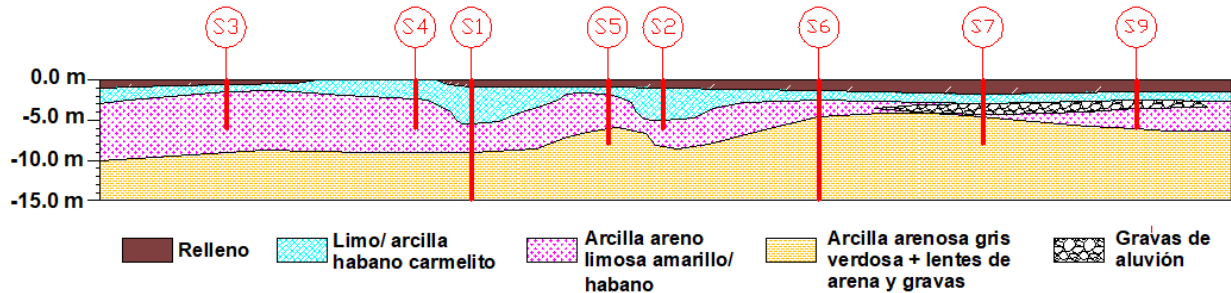


Figura 10. Corte A-A' – Colegio Vivero
Fuente: Elaboración propia

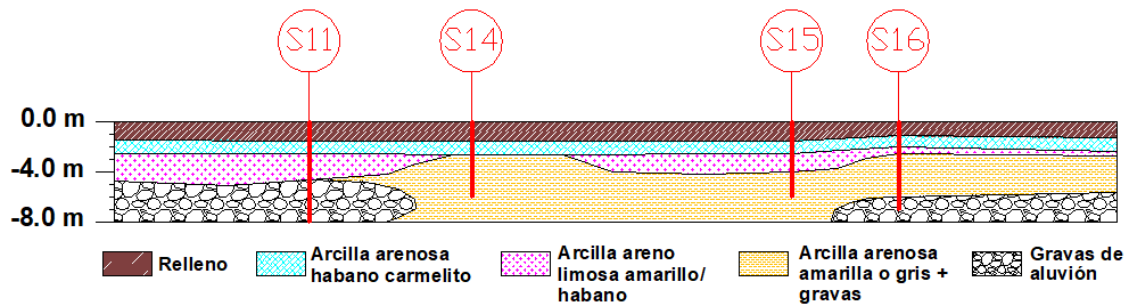


Figura 11. Corte B-B' – CDI Vivero
Fuente: Elaboración propia

4.3 PRUEBAS DE CAMPO

Con base en los ensayos de penetración estándar (SPT) y resistencia a la compresión efectuados en campo, se realizaron gráficas de “N” y “Qu” en función de la profundidad para cada uno de los sondeos perforados, notando en general un aumento en la densidad y/o consistencia del suelo con la profundidad, tal como se ilustra en las siguientes figuras.

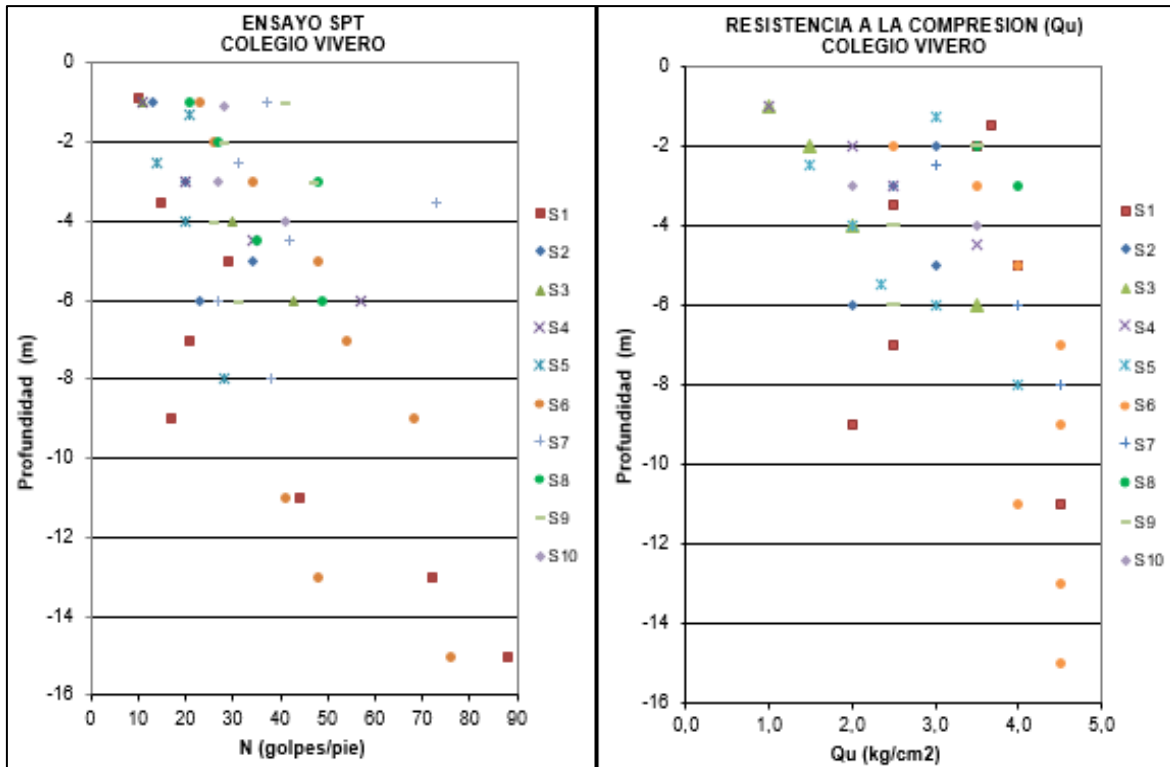


Figura 12. Gráficas ensayo SPT y Qu – Colegio Vivero
Fuente: Elaboración propia

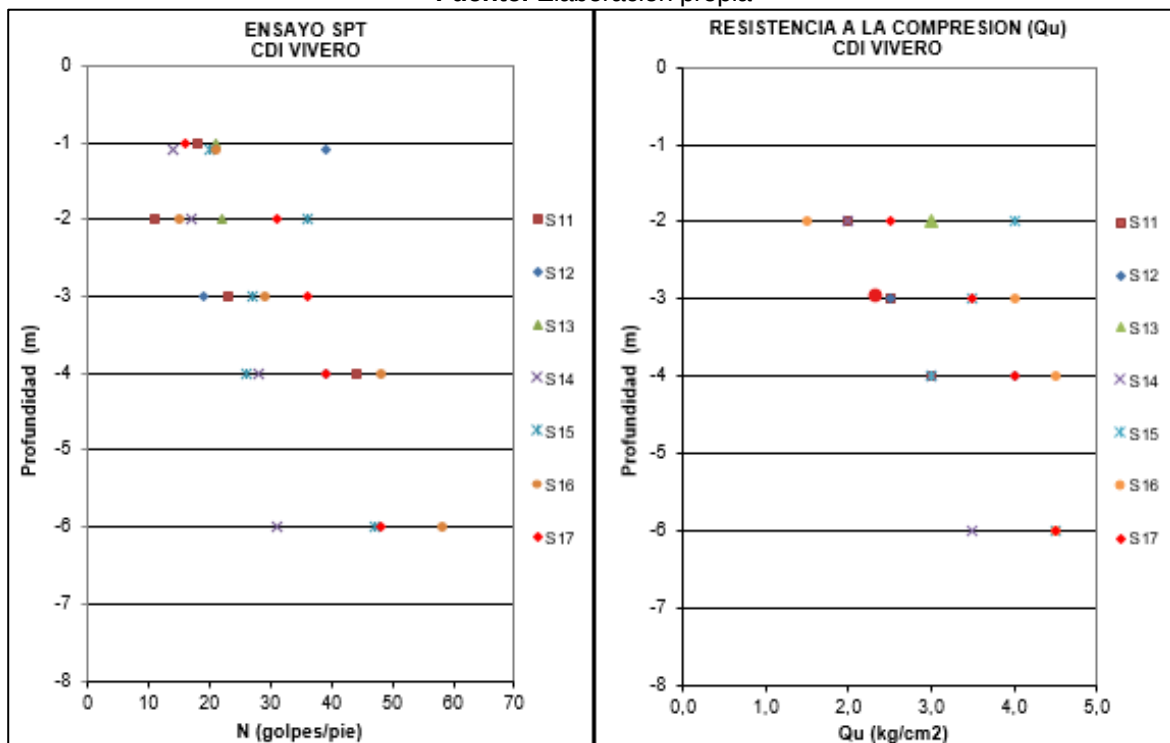


Figura 13. Gráficas ensayo SPT y Q_u – CDI Vivero
Fuente: Elaboración propia

4.4 NIVEL DE AGUAS

A continuación, se ilustran las tablas con el nivel de agua detectado en cada uno de los sondeos en el momento de la ejecución de las perforaciones.

Tabla 5. Nivel de agua según perforaciones – Colegio Vivero

Sondeo	Fecha	Nivel agua (m)	Sondeo	Fecha	Nivel agua (m)
S1	01 de julio de 2024	2.50	S2	02 de julio de 2024	2.80
S3	28 de junio de 2024	2.80	S4	30 de junio de 2024	3.00
S5	03 de julio de 2024	2.80	S6	05 de julio de 2024	3.00
S7	07 de julio de 2024	2.50	S8	12 de julio de 2024	3.10
S9	08 de julio de 2024	2.60	S10	11 de julio de 2024	2.80

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 6. Nivel de agua según perforaciones – CDI Vivero

Sondeo	Fecha	Nivel agua (m)	Sondeo	Fecha	Nivel agua (m)
S11	13 de julio de 2024	3.20	S12	10 de julio de 2024	2.60
S13	09 de julio de 2024	3.10	S14	12 de julio de 2024	3.50
S15	15 de julio de 2024	2.80	S16	16 de julio de 2024	3.00
S17	3 de julio de 2024	3.10			

Fuente: Elaboración propia.

Así mismo, y con el fin de monitorear y determinar la cota a la cual se estabiliza la tabla de agua del predio, se instaló un piezómetro de Casagrande de 9.0 m de profundidad en la zona del Colegio Vivero para efectuar el correspondiente monitoreo.

Las lecturas registradas entre el 01 y 08 de julio de 2024, se grafican a continuación.

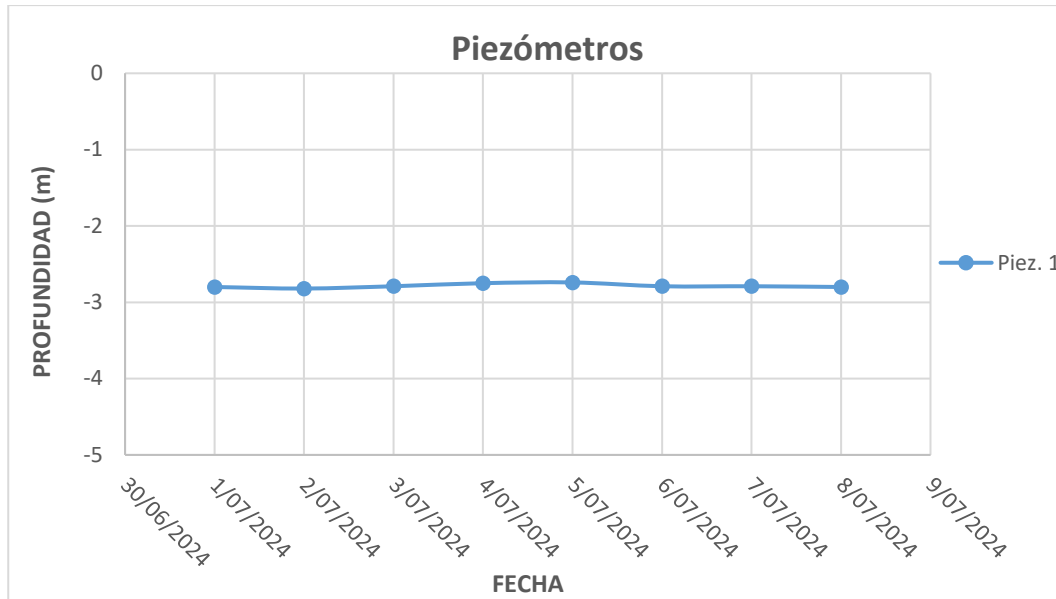


Figura 14. Gráfica de las lecturas del piezómetro
Fuente: Elaboración propia.

De acuerdo con lo anterior, se concluye que la tabla de agua de la zona en estudio se estabiliza alrededor de 2.80 m de profundidad.

4.5 ANÁLISIS DE RESULTADOS DE ENSAYOS DE LABORATORIO

A continuación, se relacionan los ensayos efectuados a las muestras seleccionadas por esta consultoría y los análisis respectivos.

- **Ensayos de límites de Atterberg**

Teniendo en cuenta la estratigrafía encontrada a lo largo de la zona explorada, y de acuerdo con la frecuencia y tipos de ensayos especificados, se tomaron muestras representativas de los estratos para su análisis en el laboratorio.

A partir de los resultados obtenidos de los ensayos de humedad natural y límites de Atterberg, se realizaron gráficas de los parámetros físicos en función de la profundidad, en general, con valores de humedad natural en el rango bajo. Así mismo, se observa superficialmente un valor de humedad de equilibrio superior a la

humedad natural, condición que indica alto potencial expansivo de las arcillas como se ilustra a continuación.

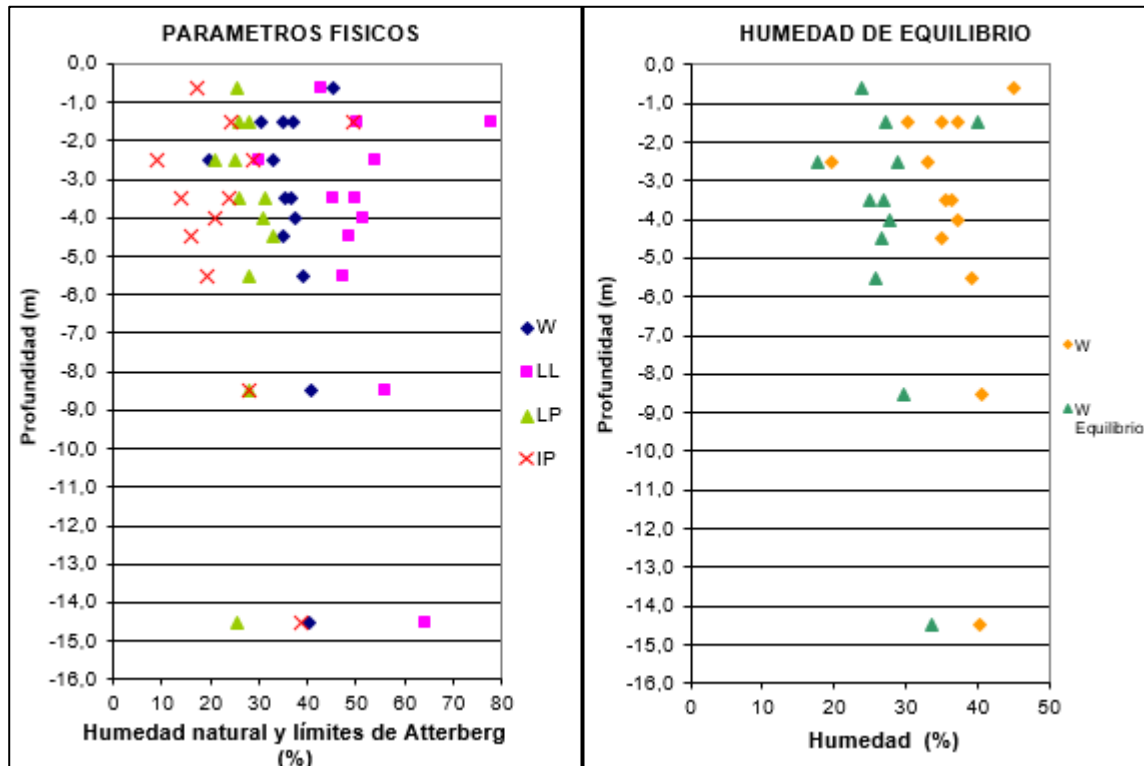


Figura 15. Gráfica parámetros físicos
Fuente: Elaboración propia

A continuación, se resumen los resultados obtenidos de los ensayos de laboratorio, con materiales que clasifican en su mayoría como arcillas de alta o baja plasticidad (CH, CL), algunos limos de alta o baja plasticidad (MH, ML), con lentes de arenas arcillosas (SC) y gravas mal gradadas (GP).

Tabla 7. Humedad, límites de consistencia y clasificación

Sondeo	Muestra	De (m)	A (m)	Humedad Natural (% W)	Límites de Consistencia			Clasificación	
					Límite Líquido (% LL)	Límite Plástico (% LP)	Índice de Plasticidad (% IP)	USCS	AASHTO
1	2	1,50	2,00	30	50	26	24	CH	A-7-6
1	6	8,50	9,00	41	56	28	28	CH	A-7-6
2	4	4,50	5,00	35	49	33	16	ML	A-7-5
3	4	4,00	6,00	37	52	31	21	MH	A-7-5

Sondeo	Muestra	De (m)	A (m)	Humedad Natural (% W)	Límites de Consistencia			Clasificación	
					Límite Líquido (% LL)	Límite Plástico (% LP)	Índice de Plasticidad (% IP)	USCS	AASHTO
5	4	5,50	6,00	39	47	28	19	ML	A-7-6
6	9	14,50	15,00	40	64	26	39	CH	A-7-6
8	3	2,50	3,00	33	54	25	29	CH	A-7-6
9	3	2,50	3,00	20	30	21	9	SC	A-4
10	4	4,40	6,00	10	---	---	---	GP	A-1-a
11	2	1,50	2,00	35	45	31	14	ML	A-7-5
12	3	3,50	4,00	36	50	26	24	CL	A-7-6
14	3	3,50	4,00	36	43	26	17	CL	A-7-6
16	1	0,60	1,10	45	78	28	50	CH	A-7-6
17	2	1,50	2,00	37	62	25	37	CH	A-7-6

Fuente: Elaboración propia

- **Ensayos de expansión**

A continuación, se resumen los valores de expansión libre en probeta obtenidos en los ensayos de laboratorio.

Tabla 8. Ensayos de expansión

Sondeo	Muestra	Profundidad (m)		Expansión libre en probeta (%)	Presión de control de expansión (T/m ²)
		de	a		
1	2	1,50	2,00	30,00	---
8	3	2,50	3,00	20,00	---
17	2	1,50	2,00	60,00	10,00

Fuente: Elaboración propia

- **Granulometría**

En la siguiente tabla, se presentan los resultados de los ensayos de granulometría efectuados sobre los materiales que conforman la estratigrafía del sector objeto de la campaña de exploración.

Tabla 9. Resumen de los ensayos de granulometría

Sondeo	Muestra	Profundidad (m)		Análisis Granulométrico			Clasificación	
		de	a	Contenido de finos (%)	Contenido de arena (%)	Contenido de gravas (%)	USCS	AASHTO
9	3	2,50	3,00	35,91	64,09	0,00	SC	A-4

Sondeo	Muestra	Profundidad (m)		Análisis Granulométrico			Clasificación	
		de	a	Contenido de finos (%)	Contenido de arena (%)	Contenido de gravas (%)	USCS	AASHTO
10	4	4,40	6,00	7,01	43,80	49,19	GP	A-1-a
11	2	1,50	2,00	84,45	15,55	0,00	ML	A-7-5

Fuente: Elaboración propia

- **Ensayo de Peso unitario**

A continuación, se resumen los valores de peso unitario obtenidos en el laboratorio.

Tabla 10. Resumen de ensayos – Peso Unitario

Sondeo	Muestra	Profundidad (m)		γ (t/m ³)
		de	a	
2	4	4,50	5,00	1,82
6	9	14,50	15,00	1,82
8	3	2,50	3,00	1,92
11	2	1,50	2,00	1,86

Fuente: Elaboración propia

- **Ensayo de Compresión Inconfinada**

De los estratos finos detectados en la zona de estudio, se seleccionaron muestras inalteradas con el fin de realizar el ensayo de compresión inconfinada. A continuación, se presenta la tabla resumen de los resultados obtenidos en el laboratorio.

Tabla 11. Ensayo de Compresión Inconfinada

Sondeo	Muestra	De (m)	A (m)	Compresión Inconfinada
				(kg/cm ²)
1	2	1,50	2,00	3,68
5	4	5,50	6,00	2,35

Fuente: Elaboración propia

Se debe anotar que los resultados de los ensayos de laboratorio se encuentran en el Anexo 2 “Ensayos de laboratorio” del presente documento.

5.0 PARÁMETROS GEOTÉCNICOS DE DISEÑO

Teniendo en cuenta las características geomecánicas del subsuelo obtenidas del programa de pruebas de campo y ensayos de laboratorio, se determinaron los

parámetros de resistencia y compresibilidad de los mantos a lo largo de la profundidad explorada obteniendo lo siguiente.

Tabla 12. Parámetros geotécnicos de diseño – Colegio Vivero

	Estrato	Profundidad (m)	γ (t/m ³)	Qu (kg/cm ²)	c (kg/cm ²)	ϕ (°)	N (Golpes/pie)	E (t/m ²)
1	Relleno heterogéneo	0.00 - 0.50/1.80	---	---	---	25	10 a 41	816
2	Limo/ Arcilla habano carmelito	0.5/1.80 - 1.40/5.50	1.82	2,00	1,00	---	11 a 34	1625
3	Arcilla areno limosa amarillo/ habano	1.40/5.50 - 4.0/9.0	1.80	2,35	1,18	---	17 a 48	1895
4	Arcilla arenosa gris verdosa + gravas	4.0/9.0 - 15.0	1.80	4,00	2,00	---	42 a 88/ Rechazo	2954
	Gravas de aluvión		1.82	---	---	33		3892

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 13. Parámetros geotécnicos de diseño – CDI Vivero

	Estrato	Profundidad (m)	γ (t/m ³)	Qu (kg/cm ²)	c (kg/cm ²)	ϕ (°)	N (Golpes/pie)	E (t/m ²)
1	Relleno heterogéneo	0.00 - 1.00/1.90	---	---	---	25	14 a 39	946
2	Arcilla arenosa habano carmelito	1.0/1.90 - 2.00/3.50	1.82	2,00	1,00	---	11 a 36	1581
3	Arcilla areno limosa amarillo/ habano	2.0/3.50 - 2.30/4.60	1.80	2,33	1,17	---	29 a 58	1880
4	Arcilla arenosa amar. /gris + gravas	2.30/4.60 - 8.00	1.80	4,00	2,00	---	31 a 58/ Rechazo	2930
	Gravas de aluvión		1.82	---	---	33		2983

Fuente: Elaboración propia.

Notas:

- Se debe anotar que los valores de “Qu” ilustrados en la tabla anterior, corresponden a los promedios obtenidos a partir de los ensayos de penetrómetro de bolsillo efectuados en campo, así como de los resultados de los ensayos de compresión inconfiada en laboratorio.
- El valor de cohesión (c) ha sido calculado de acuerdo con la literatura como $c=Qu/2$.

- El valor del ángulo de fricción de los estratos granulares fue calculado a partir de las formulaciones del JRB en función del SPT de la siguiente manera:

$$\text{Japan Road Bureau: } \phi = 15 + \sqrt{9.375 * N}$$

- El módulo de elasticidad fue calculado a partir de las correlaciones de acuerdo con la literatura, Tabla 5-5 Equations for stress-strain modulus E_s by several test methods (FOUNDATION –ANALYSIS AND DESIGN- JOSEPH E. BOWLES), donde se tiene lo siguiente:

<u>Arenas y/o material granulares:</u>	$E \text{ (kPa)} = 500 (N+15)$
	$E \text{ (kPa)} = 18000 + 750N$
	$E \text{ (kPa)} = (15200 \text{ to } 22000) \ln N$

<u>Rellenos, arcillas y/o limos:</u>	$E \text{ (kPa)} = 320 (N+15)$
	$E \text{ (kPa)} = (100 \text{ to } 500) c$

Finalmente, no sobra anotar que los parámetros adoptados hacen parte de los criterios de esta consultoría y la experiencia del geotecnista de diseño.

6.0 METODOLOGÍAS DE DISEÑO

Para efectos del desarrollo de los diseños, se seguirán metodologías y modelos clásicos de la Ingeniería geotécnica incluidos en la literatura especializada y utilizada ampliamente por esta oficina a lo largo de su ejercicio profesional. Así mismo, se utilizaron los siguientes modelos o paquetes computacionales:

- Programa de sondeos.
- So-Foundation: Para el cálculo de capacidad portante de cimientos superficiales.
- Settle 3D: Programa de elementos finitos para el cálculo de asentamientos.

- PHASE: Para la modelación mediante métodos de elementos finitos de la interacción suelo-estructura. En el caso particular del presente análisis, se utilizaron modelos constitutivos de suelo basados en el modelo elasto-plástico.

7.0 RECOMENDACIONES DE CIMENTACIÓN – COLEGIO VIVERO (ESTRUCTURAS DE 2 A 4 PISOS)

De acuerdo con el proyecto arquitectónico descrito, el nivel de cargas previsto y la estratigrafía detectada con rellenos heterogéneos de 0.50/1.80 m de espesor, seguidos por estratos de arcillas y limos de consistencia firme a muy dura, a continuación se estudian 2 alternativas de cimentación.

- La primera y sólo en el caso de garantizar la concentricidad de las cargas, estará basada en el reemplazo de los rellenos existentes por un relleno “tipo milhoja” utilizando a su vez un sistema de cimentación que distribuya las cargas en la mayor área posible y proporcione la rigidez necesaria para absorber cualquier deformación diferencial menor.
- La segunda alternativa, mediante zapatas aisladas con el apoyo directo de las cargas sobre el terreno natural (limo areno arcilloso o arcilla de color habano amarilloso y/o carmelito detectado a partir de 0.50/1.80 m de profundidad), garantizando atravesar completamente los rellenos existentes.

A continuación se analizan cada una de las alternativas.

7.1 SISTEMA DE FUNDACIÓN – ALTERNATIVA PLACA

- **Manejo de rellenos existentes:** Teniendo en cuenta los rellenos heterogéneos existentes en el predio y los cuales podrían contar con

espesores variables entre 0.50 m y 1.80 m, con los mayores espesores en la zona sur del predio (sondeos 6, 7 y 9), de acuerdo con las perforaciones efectuadas, se tienen las siguientes recomendaciones.

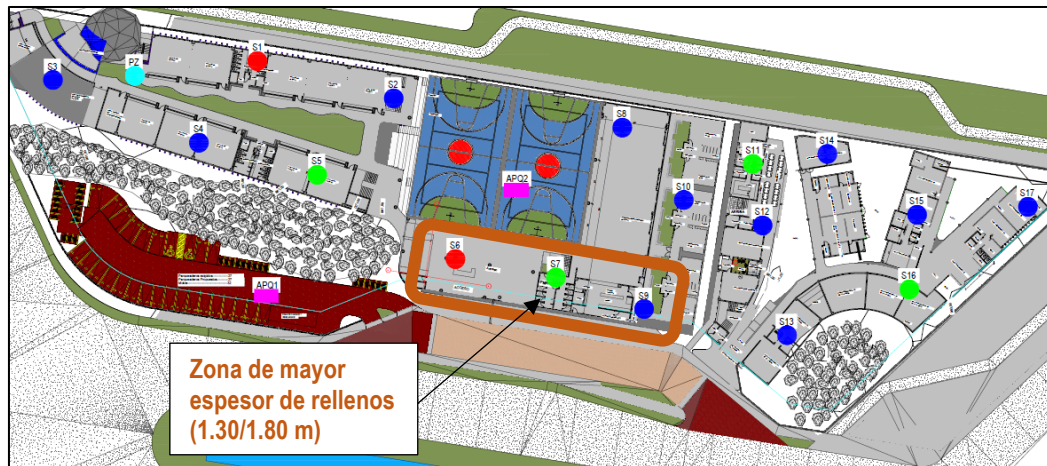


Figura 16. Planta de localización de sondeos con zona de mayor espesor de rellenos
Fuente: Elaboración propia

- Los rellenos existentes deberán retirarse en su totalidad para ser reemplazados por un relleno tipo “milhoja” en espesor uniforme bajo la proyección de la estructura, conformado por intercalaciones de material granular (roca muerta) y material del sitio en capas de 0.20 m, garantizando que dicho material del sitio no cuente con material orgánico, raíces, basura, ni escombros. Los últimos 0.60 m del relleno deberán estar conformados exclusivamente por roca muerta, sobre la cual se apoyará la cimentación.
- Los rellenos serán compactados en capas de 0.20 m de espesor a una densidad equivalente del 95% del ensayo próctor modificado.

Nota: Los rellenos deberán contar con un espesor uniforme bajo cada unidad estructural.

- **Cimentación:** Consistirá en una placa maciza, con vigas descolgadas si el ingeniero estructural lo considera necesario o una placa aligerada, apoyada sobre un colchón de roca muerta de 0.60 m de espesor, y este a su vez dispuesto sobre los rellenos previamente retirados y reemplazados según se indicó anteriormente. Es importante anotar que esta alternativa es viable únicamente en el caso de que la placa de una misma unidad estructural se apoye a un mismo nivel. No aplica para estructuras escalonadas ni asimétricas.

A continuación, se ilustra un esquema:

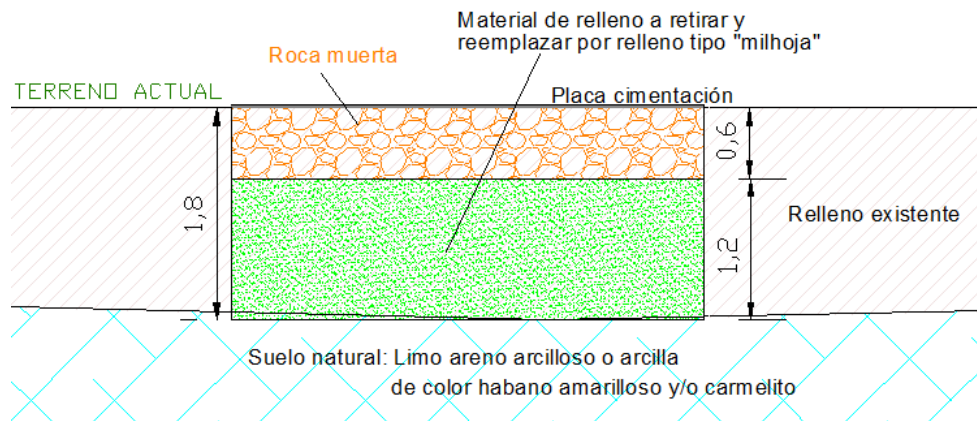


Figura 17. Esquema cimentación en placa – Colegio Vivero
Fuente: Elaboración propia.

Las placas de cimentación se diseñarán con base en los parámetros que se describen en el siguiente numeral.

7.1.1 PARÁMETROS DE DISEÑO

- El área de la placa será por lo menos igual a la proyección horizontal del piso tipo y tal que la presión de contacto no exceda en ningún punto un valor de $P = 5.0 \text{ Ton/m}^2$, incluyendo el peso mismo del cimiento.

- b) El valor anterior es presión de contacto estimada por esta consultoría a partir de las cargas previstas, no es capacidad portante, por lo tanto, si de la evaluación estructural se requiere una mayor presión, se deberá dar aviso a esta consultoría para su revisión y aprobación.
- c) Con el objeto de evitar la concentración de esfuerzos en los bordes de la losa, en la medida de lo posible, esta se proyectará con voladizos de mínimo 0.80 m con respecto de los ejes de muros o columnas perimetrales, dispuesta sobre el relleno especificado.
- d) Para las condiciones aquí descritas, se tiene un módulo de reacción del subsuelo $K_s = 3679 \text{ Ton/m}^3$ calculados con base en la ecuación de Ayse T. Daloglu and C. Girila Vallabhan, JOURNAL GEOTECHNICAL AND GEOENVIRONMENTAL ENGINEERING, mayo del 2000.
- e) El espesor definitivo de la losa será tal que no se presente deformaciones mayores a $1/300$ de la luz entre ejes de columnas.
- f) El calculista deberá verificar que el centro de cargas de la estructura coincida con el centro geométrico de la placa de fundación.
- g) El ingeniero de suelos aprobará el suelo de subrasante, garantizando el retiro total y reemplazo de los rellenos existentes.
- h) En caso de proyectar la placa aligerada, los casetones de la placa se intercomunicarán mediante pases de PVC de 4" de diámetro con el objeto de extraer las aguas infiltradas mediante los pozos eyectores que determine el asesor hidráulico.
- i) Dada la variabilidad en el espesor de rellenos existentes, deberá garantizarse

que bajo una misma unidad estructural se cuente con un espesor de relleno homogéneo.

- j) De acuerdo con el Título H, literal H.1.1.2.1 NSR10, el ingeniero geotecnista debe firmar los planos de cimentación, únicos planos que guardan relación con el presente estudio. Sin dicho visto bueno, los planos no tendrán ninguna validez no eximiendo de la responsabilidad del diseñador estructural de seguir estrictamente las recomendaciones dadas en el presente informe.

7.1.2 ASENTAMIENTOS

Los asentamientos previstos, dadas las cargas a nivel de cimentación y efectuando el análisis en un área de 10.0 m x 50.0 m, correspondiente al área de un bloque de aulas según los planos suministrados, serán del orden de 3 cm en una condición elástica y adicionales por consolidación de 4 a 5 cm.

Los asentamientos diferenciales deberán ser controlados por la cimentación, para lo cual su diseño tendrá en cuenta las deformaciones diferenciales máximas sugeridas en la Tabla H.4.9-1 de la NSR-10, dadas en función del tipo de estructura y la distancia entre apoyos contiguos.

A continuación se ilustran los resultados de los modelos de asentamientos:

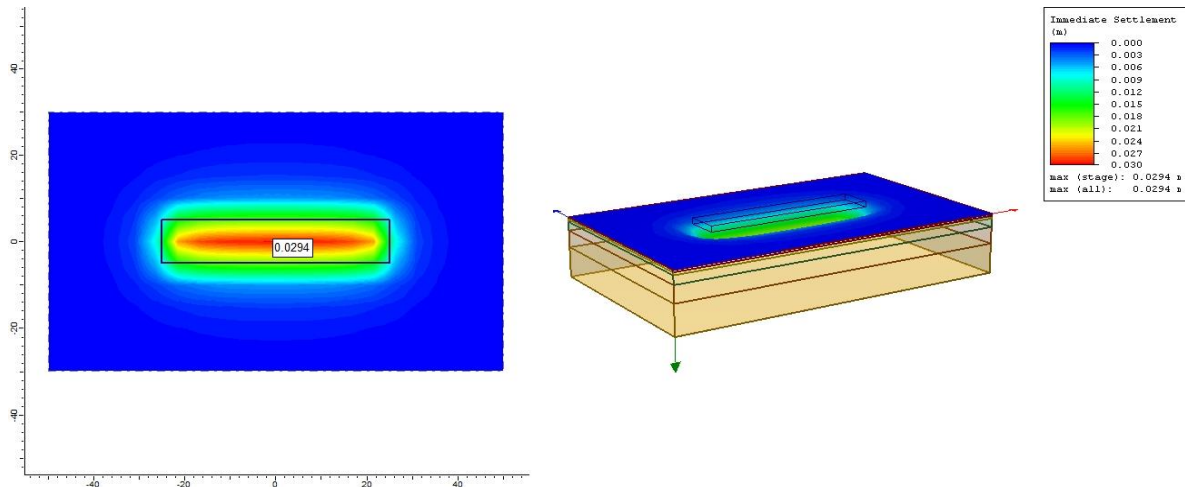


Figura 18. Asentamientos elásticos placa de cimentación Colegio (m)
Fuente: Elaboración propia.

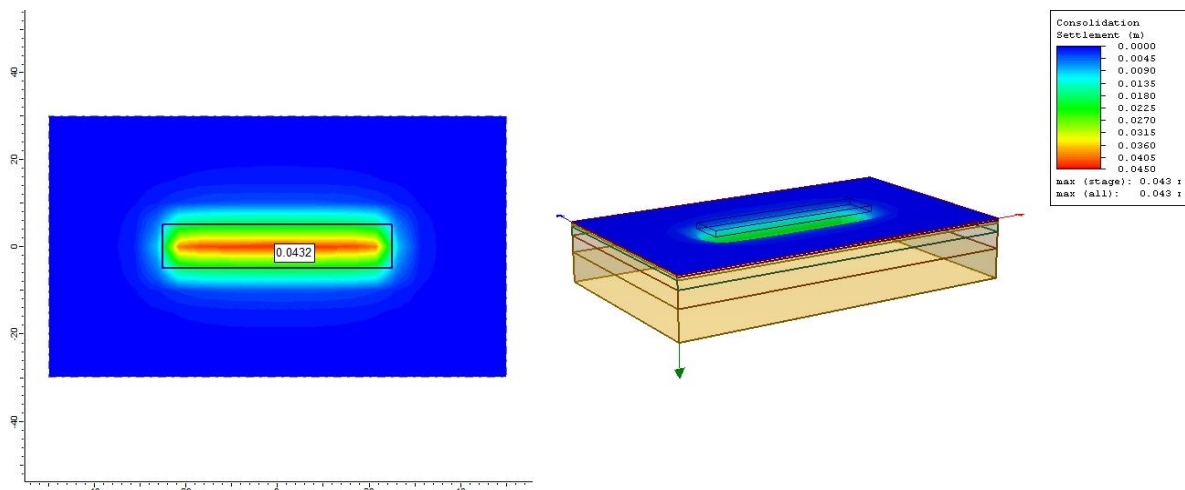


Figura 19. Asentamientos por consolidación placa de cimentación Colegio (m)
Fuente: Elaboración propia.

A partir de lo anterior y aun cuando las deformaciones esperadas no son críticas, se recomienda lo siguiente:

- Instalar niveletas en diferentes tipos de elementos estructurales (columnas, muros, vigas, etc.) amarrados a un BM por fuera del área de influencia del proyecto.

- Se recomienda instalar las niveletas con una separación entre 15.0 m y 20.0 m. En caso de contar con junta constructiva o cambio de nivel, se deberá instalar una niveleta adicional.
- Iniciar con el monitoreo topográfico de las estructuras preferiblemente una vez se inicie con la construcción de la primer placa.
- Durante el proceso de construcción, se sugiere tomar una lectura cada fundida de placa (correspondientes a las placas de piso #1, 2, 3, etc.)
- Una vez finalizada las estructuras, se recomienda efectuar las lecturas mensuales hasta por lo menos 6 meses después de contar con la totalidad de la carga (muerta + viva).
- En todo caso, las lecturas deberán ser enviadas a esta consultoría para su correspondiente revisión, con la posibilidad de ajustar la frecuencia de lecturas de acuerdo con el comportamiento observado.

7.2 SISTEMA DE FUNDACIÓN – ALTERNATIVA ZAPATAS

Como alternativa a la placa podrá estudiarse una alternativa de cimentación basada en zapatas aisladas, apoyadas a 1.50 m de profundidad, medidos a partir de la placa de contrapiso, sobre el limo areno arcilloso o arcilla de color habano amarilloso y/o carmelito, detectado a partir de 0.50/1.80 m de profundidad en los sondeos efectuados, garantizando en todo caso que dicho suelo de fundación no cuente con exceso de raíces, material orgánico o rellenos heterogéneos.

Por lo tanto, y en caso de que a la cota de desplante de las zapatas se encuentre material de relleno, condición que se presentará especialmente en el costado sur del predio, en donde se efectuaron los sondeos 6, 7 y 9, deberá proyectarse un relleno de

restitución en concreto ciclópeo entre el nivel inferior de la zapata y el suelo de fundación (limo areno arcilloso o arcilla de color habano amarilloso y/o carmelito).

A continuación, se ilustra un esquema.

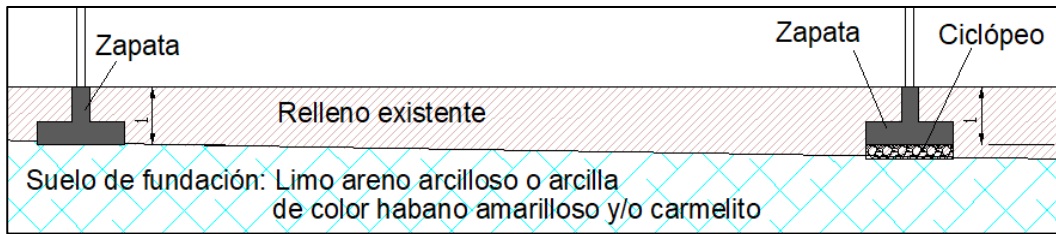


Figura 20. Esquema cimentación
Fuente: Elaboración propia.

Los cimientos se proyectarán con base en los parámetros de diseño que se describen en el siguiente numeral.

7.2.1 PARÁMETROS DE DISEÑO

- a) El área de las zapatas se determinará con base en una presión de contacto de:

$$P = 19.0 \text{ Ton/m}^2$$

Al final del presente informe se incluyen los cálculos de capacidad última portante mediante el Software So-Foundation, obteniendo el siguiente factor de seguridad:

Tabla 14. Análisis de capacidad última

Presión de contacto (t/m ²)	Capacidad portante última (t/m ²)	Factor de seguridad
19.0	61.50	3.23

Fuente: Elaboración propia.

Notas:

- Es importante anotar que la presión de contacto no podrá ser inferior a 10.0 ton/m², teniendo en cuenta el potencial expansivo de los estratos arcillosos y los resultados de los ensayos en consolidómetro efectuados.

- Los cálculos de capacidad última se efectuaron mediante el Software So- Foundation, cuya memoria de cálculo se anexa al presente informe. Los parámetros para dicho cálculo corresponden a los establecidos anteriormente en la Tabla 11.

A continuación, se ilustran los datos de entrada al Software.

Tabla 15. Parámetros geotécnicos para el cálculo de capacidad portante - Colegio

No.	USCS	Bounds [m]	γ [kN/m ³]	ϕ [deg.]	c [kPa]	E_s [kPa]	v
1	ML	0.0-1.30	17.64	25.00	0.00	7,996.8	0.300
2	CH	1.30-3.00	17.64	0.00	98.00	15,925.0	0.300
3	CH	3.00-6.00	17.64	0.00	115.64	18,571.0	0.300
4	CH	6.00-10.0	17.64	0.00	196.00	28,949.2	0.300

Fuente: Extraído de la memoria de cálculo de la capacidad portante – programa So-Foundation

- La profundidad de desplante para el presente caso se establece en 1.50 m y la profundidad del nivel freático en 2.80 m.

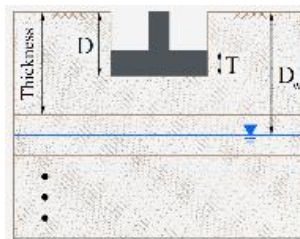


Figura 21. Esquema profundidad de desplante – zapatas Colegio

Fuente: Extraído de la memoria de cálculo de la capacidad portante – programa So-Foundation

- b) Por razones de estabilidad, las zapatas aisladas no podrán tener en ningún caso un ancho inferior a 1.0 m.
- c) Para las condiciones aquí descritas, se tienen los siguientes módulos de reacción del subsuelo “Ks” para el diseño estructural de las zapatas.

Tabla 16. Módulo de reacción de subsuelo – zapatas Colegio

Ancho cimiento (m)	Ks estático (T/m ³)
1.00	1644
1.50	1875
2.00	2059
2.50	2213
3.00	2348
3.50	2468
4.00	2577

Fuente: Elaboración propia.

Los anteriores módulos han sido calculados con base en la ecuación de Ayse T. Daloglu and C. Girija Vallabhan, JOURNAL GEOTECHNICAL AND GEOENVIRONMENTAL ENGINEERING, Mayo del 2000, la cual se incluye a continuación:

$$K_s = \frac{0.95 E_s}{(1 - \mu^2)} * \left(\frac{E_s * b^4}{(1 - \mu^2) * EI} \right)^{0.108}$$

Donde,

Ks= Módulo de reacción del subsuelo (Ton/m³)

Es= Módulo elástico del suelo de fundación (Ton/m²)

μ = Relación de poisson del suelo de apoyo

B= Ancho del cimiento (m)

I = Inercia del elemento de cimentación (m⁴)

E= Módulo del concreto (Ton/m²)

- d) La totalidad de los muros divisorios y de fachada deberán proyectarse sobre los cimientos o vigas de amarre transmitiendo las cargas a estos elementos.
- e) Los cimientos se enlazarán mediante una red de vigas de amarre capaces de trasladar 10% a los elementos vecinos.
- f) El ingeniero de suelos aprobará el suelo de fundación de las zapatas, garantizando que los rellenos heterogéneos existentes sean atravesados en su totalidad.

- g) El ingeniero estructural deberá validar que los cimientos no se encuentren trabajando a tracción. Así mismo, tendrá en cuenta las deformaciones diferenciales máximas establecidas en $l/300$ según normatividad vigente para sistemas de columnas para luces entre apoyos contiguos.
- h) La red de drenajes, bajantes y demás ductos de aguas deberán sellarse y atracarse perfectamente para evitar fugas que generen una eventual expansión del suelo. En la medida de lo posible, se recomienda utilizar tubería PVC flexible o similar que tolere deformaciones.
- i) De acuerdo con el Título H, literal H.1.1.2.1 NSR-10, el ingeniero geotecnista debe firmar los planos de cimentación, únicos planos que guardan relación con el presente estudio. Sin dicho visto bueno, los planos no tendrán ninguna validez no eximiendo de la responsabilidad del diseñador estructural de seguir estrictamente las recomendaciones dadas en el presente informe.

7.2.2 ASENTAMIENTOS

Los asentamientos elásticos previstos para las zapatas, dadas las cargas a nivel de cimentación, serán del orden de 3 a 4 cm y por consolidación de 6 cm, con diferenciales controlados por el tipo de cimentación.

Los asentamientos diferenciales deberán ser controlados por las vigas de amarre, para las cuales su diseño tendrá en cuenta las deformaciones diferenciales máximas sugeridas en la Tabla H.4.9-1 de la NSR-10, dadas en función del tipo de estructura y la distancia entre apoyos contiguos.

A continuación, se ilustran los resultados de los modelos de asentamientos.

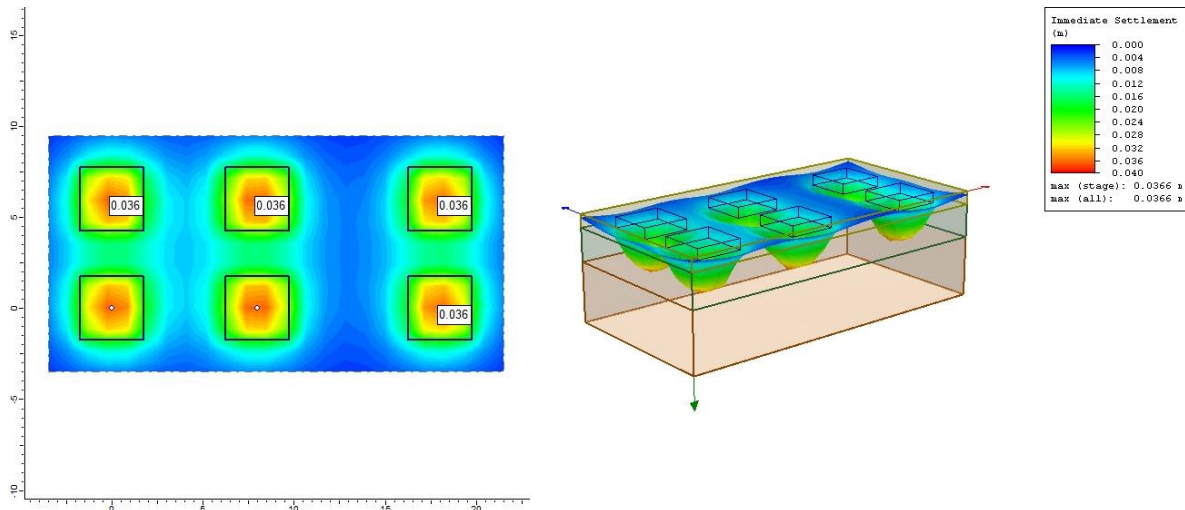


Figura 22. Asentamientos elásticos zapatas colegio
Fuente: Elaboración propia

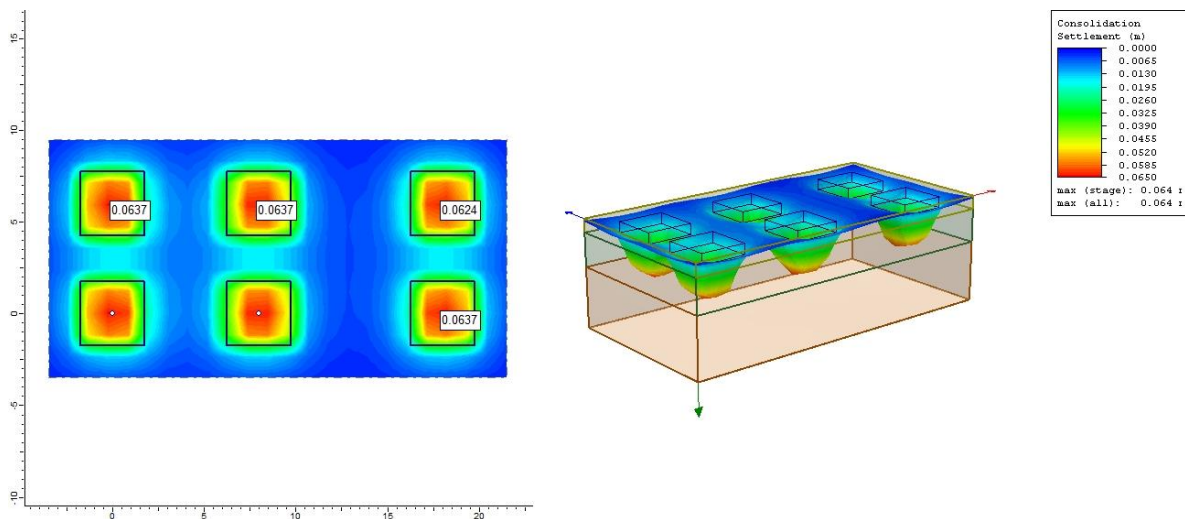


Figura 23. Asentamientos por consolidación zapatas colegio
Fuente: Elaboración propia

A partir de lo anterior y aun cuando las deformaciones esperadas no son críticas, se recomienda lo siguiente:

- Instalar niveletas en diferentes tipos de elementos estructurales (columnas, muros, vigas, etc.) amarrados a un BM por fuera del área de influencia del proyecto.

- Se recomienda instalar las niveletas con una separación entre 15.0 m y 20.0 m. En caso de contar con junta constructiva o cambio de nivel, se deberá instalar una niveleta adicional.
- Iniciar con el monitoreo topográfico de las estructuras preferiblemente una vez se inicie con la construcción de la primer placa.
- Durante el proceso de construcción se sugiere tomar una lectura cada fundida de placa (correspondientes a las placas de piso #1, 2, 3, etc.)
- Una vez finalizada las estructuras se recomienda efectuar las lecturas mensuales hasta por lo menos 6 meses después de contar con la totalidad de la carga (muerta + viva).
- En todo caso, las lecturas deberán ser enviadas a esta consultoría para su correspondiente revisión, con la posibilidad de ajustar la frecuencia de lecturas, de acuerdo con el comportamiento observado.

8.0 SISTEMA DE FUNDACIÓN - CDI VIVERO (ESTRUCTURAS DE 1 A 2 PISOS)

Dados los rellenos heterogéneos existentes en el predio del CDI, de 1.00/1.90 m de espesor, se hace necesario retirar parcialmente dichos rellenos para ser nuevamente dispuestos y recompactados, garantizando en todo caso que los últimos 0.60 m estén conformados exclusivamente por material de roca muerta sobre el cual podrá apoyarse o bien una placa maciza, o bien una serie de vigas corridas o zapatas aisladas. Los rellenos serán construidos con base en las recomendaciones que dan más adelante.

A continuación se estudian las 2 alternativas de cimentación:

8.1 SISTEMA DE FUNDACIÓN – ALTERNATIVA PLACA

- **Manejo de rellenos existentes:** Teniendo en cuenta los rellenos heterogéneos existentes en el predio los cuales podrían contar con espesores variables entre 1.00 m y 1.90 m, se tienen las siguientes recomendaciones:
- Los rellenos existentes serán retirados en por lo menos 1.20 m de espesor, para ser reemplazados por un relleno tipo “milhoja”, conformado por intercalaciones de material granular (roca muerta) y material del sitio en capas de 0.20 m, garantizando que dicho material del sitio no cuente con material orgánico, raíces, basura, ni escombros. En todo caso, los últimos 0.40 m del relleno deberán estar conformados exclusivamente por roca muerta sobre la cual se apoyará la cimentación.
- Los rellenos serán compactados en capas de 0.20 m de espesor a una densidad equivalente del 95% del ensayo próctor modificado.

Nota: Los rellenos deberán contar con un espesor uniforme bajo cada estructura.

- **Cimentación:** Consistirá en una placa maciza, con vigas descolgadas si el ingeniero estructural lo considera necesario, apoyada sobre un colchón de roca muerta de 0.40 m de espesor, un sobreancho de mínimo 0.60 m y este a su vez, dispuesto sobre los rellenos previamente retirados y recompactados según se indicó anteriormente. Es importante anotar que esta alternativa es viable únicamente en el caso de que la placa se apoye a un mismo nivel. No aplica para un proyecto escalonado ni asimétrico.

A continuación, se ilustra un esquema:

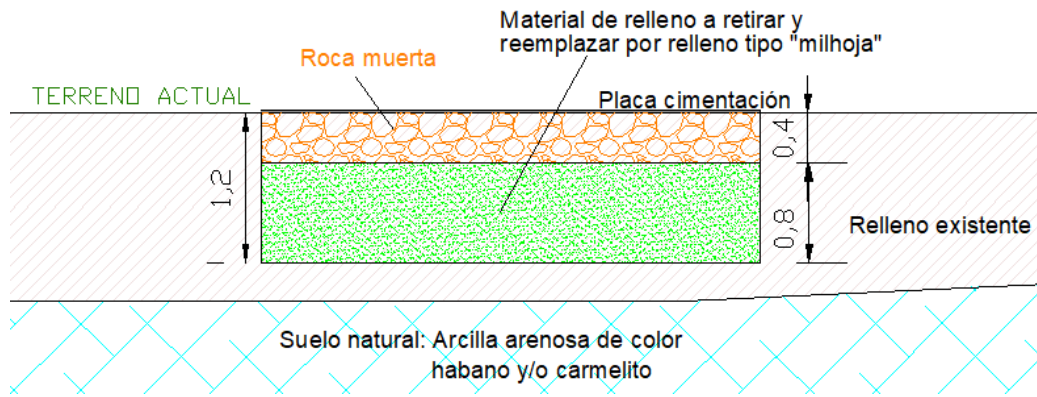


Figura 24. Esquema cimentación en placa CDI
Fuente: Elaboración propia.

Las placas de cimentación se diseñarán con base en los parámetros que se describen en el siguiente numeral.

8.1.1 PARÁMETROS DE DISEÑO

- El área de la placa será por lo menos igual a la proyección horizontal del piso tipo y tal que la presión de contacto no exceda en ningún punto un valor de **$P = 3.0 \text{ Ton/m}^2$** , incluyendo el peso mismo del cimient.
- El valor anterior es presión de contacto estimada por esta consultoría a partir de las cargas previstas, no es capacidad portante, por lo tanto, si de la evaluación estructural se requiere una mayor presión, se deberá dar aviso a esta consultoría para su revisión y aprobación.
- Con el objeto de evitar la concentración de esfuerzos en los bordes de la losa, en la medida de lo posible, esta se proyectará con voladizos de mínimo 0.80 m con respecto de los ejes de muros o columnas perimetrales.
- Para las condiciones aquí descritas se tiene un módulo de reacción del subsuelo $K_s = 4165 \text{ Ton/m}^3$ calculados con base en la ecuación de Ayse T.

Daloglu and C. Girila Vallabhan, JOURNAL GEOTECHNICAL AND GEOENVIRONMENTAL ENGINEERING, Mayo del 2000.

- e) El espesor definitivo de la losa será tal que no se presente deformaciones mayores a $1/500$ de la luz entre ejes de muros o $1/300$ de la luz entre ejes de columnas.
- f) El calculista deberá verificar que el centro de cargas de la estructura coincida con el centro geométrico de la placa de fundación.
- g) El ingeniero de suelos aprobará el estrato de apoyo del colchón de roca muerta, garantizando el retiro parcial y recompactación de los rellenos existentes.
- h) Dada la variabilidad en el espesor de rellenos existentes, deberá garantizarse que bajo una misma unidad estructural se cuente con un espesor de relleno homogéneo.
- i) De acuerdo con el Título H, literal H.1.1.2.1 NSR10, el ingeniero geotecnista debe firmar los planos de cimentación, únicos planos que guardan relación con el presente estudio. Sin dicho visto bueno, los planos no tendrán ninguna validez no eximiendo de la responsabilidad del diseñador estructural de seguir estrictamente las recomendaciones dadas en el presente informe.

8.1.2 ASENTAMIENTOS

Los asentamientos previstos, dadas las cargas a nivel de cimentación y efectuando el análisis en un área de 8.0 m x 25.0 m, correspondiente al área de un bloque del CDI según los planos suministrados, serán del orden de 2 cm en una condición elástica y adicionales por consolidación de 4 cm.

Los asentamientos diferenciales deberán ser controlados por la cimentación, para lo cual su diseño tendrá en cuenta las deformaciones diferenciales máximas sugeridas en la Tabla H.4.9-1 de la NSR-10, dadas en función del tipo de estructura y la distancia entre apoyos contiguos.

A continuación se ilustran los resultados de los modelos de asentamientos:

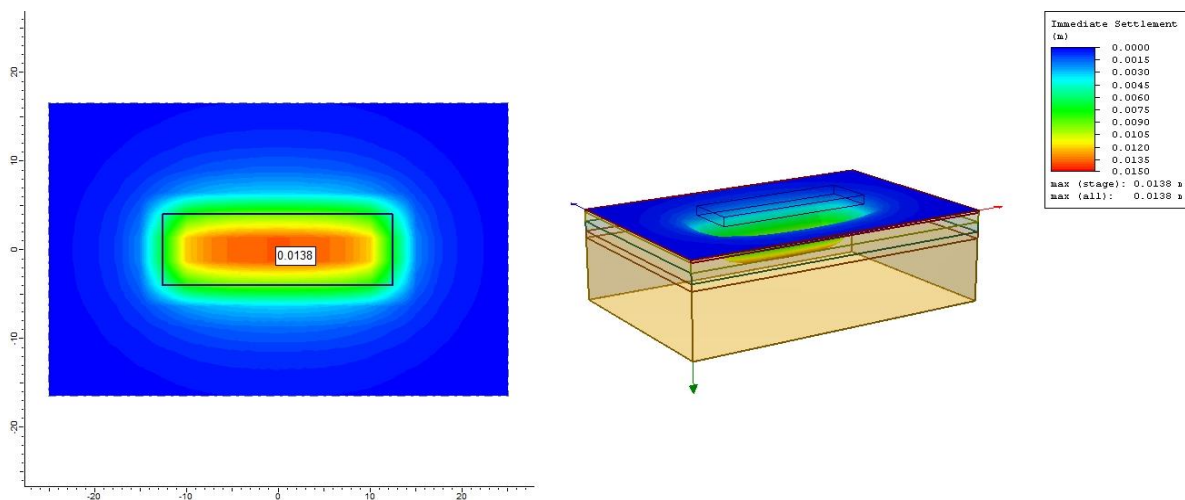


Figura 25. Asentamientos elásticos placa de cimentación CDI (m)
Fuente: Elaboración propia.

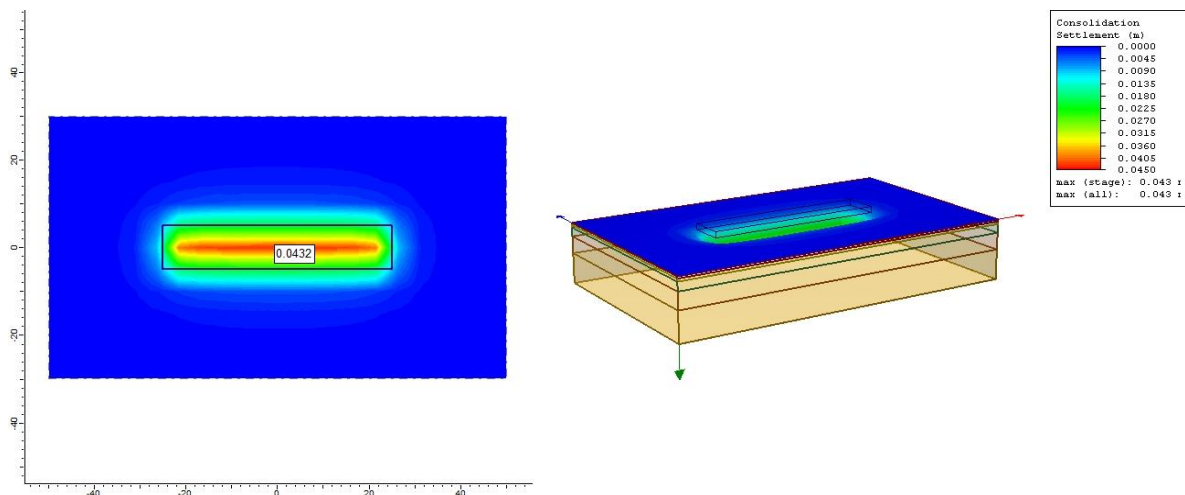


Figura 26. Asentamientos por consolidación placa de cimentación CDI (m)
Fuente: Elaboración propia.

8.2 SISTEMA DE FUNDACIÓN - ALTERNATIVA VIGAS CORRIDAS O ZAPATAS AISLADAS

- **Manejo de rellenos existentes:** Los rellenos existentes serán retirados en por lo menos 1.20 m de espesor, para ser reemplazados por un relleno tipo “milhoja”, conformado por intercalaciones de material granular (roca muerta) y material del sitio en capas de 0.20 m, garantizando que dicho material del sitio no cuente con material orgánico, raíces, basura, ni escombros. Los últimos 0.40 m del relleno deberán estar conformados exclusivamente por roca muerta, sobre la cual se apoyará a cimentación.
- Los rellenos serán compactados en capas de 0.20 m de espesor a una densidad equivalente del 95% del ensayo próctor modificado.

Nota: Los rellenos deberán contar con un espesor uniforme bajo cada estructura.

- **Cimentación:** Consistirá en vigas corridas o zapatas aisladas, apoyadas superficialmente (con el empotramiento equivalente a la altura del cimiento) sobre un colchón de roca muerta de 0.40 m de espesor, medidos desde el nivel inferior de los cimientos, y este a su vez dispuesto sobre los rellenos de reemplazo parcial según se indicó anteriormente. Es importante anotar que esta alternativa es viable únicamente en el caso de que la placa se apoye a un mismo nivel. No aplica para un proyecto escalonado ni asimétrico.

A continuación, se incluye un esquema:

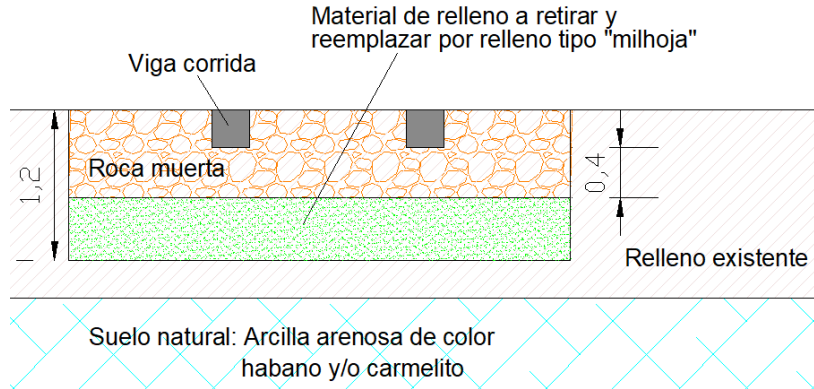


Figura 27. Esquema cimentación en vigas corridas o zapatas CDI
Fuente: Elaboración propia.

Las vigas corridas o zapatas aisladas se proyectarán con base en los siguientes parámetros de diseño:

8.2.1 PARÁMETROS DE DISEÑO

- a) El ancho o área de los cimientos se determinará con base en una presión de contacto de:

$$P = 15.0 \text{ Ton/m}^2$$

Al final del presente informe se incluyen los cálculos de capacidad última portante mediante el Software So-Foundation, obteniendo el siguiente factor de seguridad:

Tabla 17. Análisis de capacidad portante última

Presión de contacto (t/m ²)	Capacidad portante (t/m ²)	Factor de seguridad (t/m ²)
15.0	47.7	3.18

Fuente: Elaboración propia.

Notas:

- Es importante anotar que la presión de contacto no podrá ser inferior a 10.0 ton/m², esto teniendo en cuenta el potencial expansivo de los estratos arcillosos y los resultados de los ensayos en consolidómetro efectuados.

- Los cálculos de capacidad última se efectuaron mediante el Software So- Foundation, cuya memoria de cálculo se anexa al presente informe. Los parámetros para dicho cálculo corresponden a los establecidos anteriormente en la Tabla 12.

A continuación, se ilustran los datos de entrada al Software.

Tabla 18. Parámetros geotécnicos para el cálculo de capacidad portante - CDI

No.	USCS	Bounds [m]	γ [kN/m ³]	ϕ [deg.]	c [kPa]	E _s [kPa]	v
1	GC-GM	0.0-0.80	17.64	30.00	2.94	39,200.0	0.200
2	ML	0.80-1.30	17.64	25.00	0.00	9,270.8	0.300
3	CL	1.30-2.50	17.64	0.00	98.00	15,493.8	0.300
4	CH	2.50-4.50	17.64	0.00	114.66	18,424.0	0.300
5	CH	4.50-8.00	17.64	29.00	0.00	28,714.0	0.300

Fuente: Extraído de la memoria de cálculo de la capacidad portante – programa So-Foundation

Se debe anotar que el estrato No. 1 definido en la tabla anterior, corresponde al relleno en roca muerta sobre el cual se apoyará la cimentación. Para dicho estrato se ha definido un peso unitario de 1.80 Ton/m³, un ángulo de fricción de 30°, una cohesión variable entre 0.00 y 0.05 Kg/cm², un módulo de elasticidad de 4000 Ton/m² y un coeficiente de poisson de 0.20.

Los anteriores parámetros han sido definidos a criterio de esta consultoría, teniendo en cuenta los resultados de laboratorio en muestras de material granular con similares características, así como de la experiencia en el comportamiento de este material a lo largo de su ejercicio profesional.

- La profundidad de desplante para el presente caso se establece teniendo en cuenta un cimiento corrido apoyado superficialmente en el relleno de roca muerta, es decir, con el empotramiento equivalente a su altura. Para

el efecto, se ha supuesto una altura de cimiento típica correspondiente a 0.40 m.

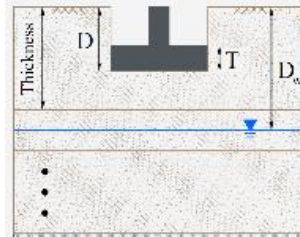


Figura 28. Esquema profundidad de desplante – vigas corridas Colegio
Fuente: Extraído de la memoria de cálculo de la capacidad portante – programa So-
Foundation

- b) Por razones de estabilidad, los cimientos no podrán tener en ningún caso un ancho inferior a 0.30 m para cimientos corridos ni inferior a 1.0 m para cimientos aislados.
- c) Para las condiciones aquí descritas, se tienen los siguientes módulos de reacción del subsuelo K_s para las vigas corridas y zapatas aisladas del CDI.

Tabla 19. Módulo de reacción de subsuelo – vigas corridas CDI

Ancho cimiento (m)	K_s estático (T/m^3)
0.30	834
0.35	877
0.40	915
0.45	951
0.50	984

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 20. Módulo de reacción de subsuelo – zapatas aisladas CDI

Ancho cimiento (m)	K_s estático (T/m^3)
1.00	1220
1.20	1294
1.40	1360
1.50	1391
1.70	1448
1.80	1475
2.00	1527

Fuente: Elaboración propia.

- d) La totalidad de los muros divisorios y de fachada deberán proyectarse sobre los cimientos o vigas de amarre transmitiendo las cargas a estos elementos.
- e) Los cimientos se enlazarán mediante una red de vigas de amarre capaces de trasladar 10% a los elementos vecinos.
- f) El ingeniero de suelos aprobará el suelo de subrasante para el apoyo del colchón de roca muerta, garantizando que los rellenos heterogéneos existentes hayan sido reemplazados tal y como se describió anteriormente.
- g) La red de drenajes, bajantes y demás ductos de aguas deberán sellarse y atracarse perfectamente para evitar fugas que generen una eventual expansión del suelo. En la medida de lo posible, se recomienda utilizar tubería PVC flexible o similar que tolere deformaciones.
- h) De acuerdo con el Título H, literal H.1.1.2.1 NSR10, el ingeniero geotecnista debe firmar los planos de cimentación, únicos planos que guardan relación con el presente estudio. Sin dicho visto bueno, los planos no tendrán ninguna validez no eximiendo de la responsabilidad del diseñador estructural de seguir estrictamente las recomendaciones dadas en el presente informe.

8.2.2 ASENTAMIENTOS

Los asentamientos elásticos previstos para las zapatas, dadas las cargas a nivel de cimentación, serán del orden de 1 a 2 cm y por consolidación de 4 cm con diferenciales controlados por el tipo de cimentación.

Los asentamientos diferenciales deberán ser controlados por las vigas de amarre, para las cuales su diseño tendrá en cuenta las deformaciones diferenciales máximas

sugeridas en la tabla H.4.9-1 de la NSR-10, dadas en función del tipo de estructura y la distancia entre apoyos contiguos.

A continuación, se ilustran los resultados de los modelos de asentamientos.

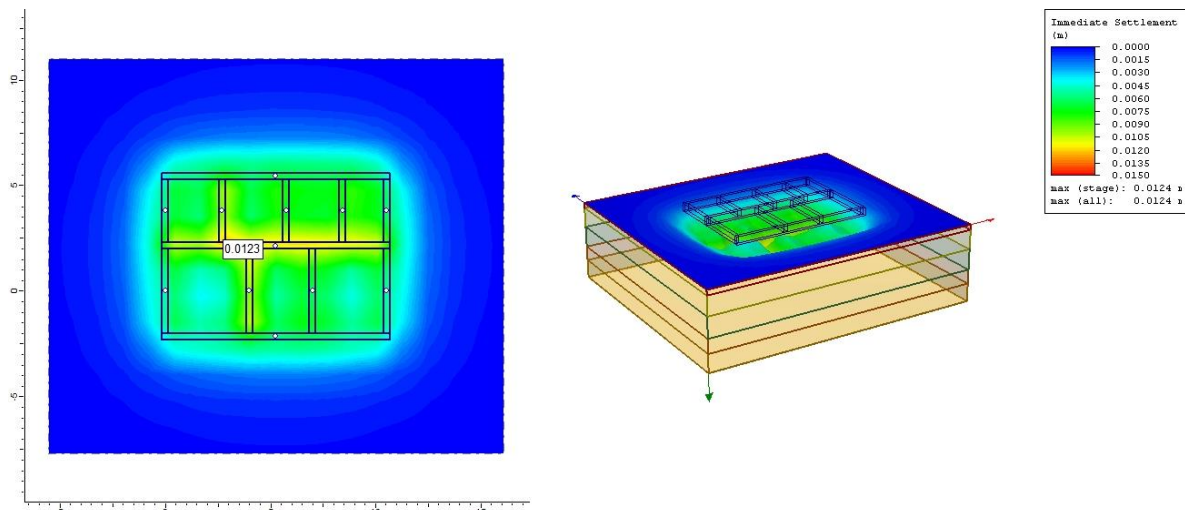


Figura 29. Asentamientos elásticos vigas de cimentación CDI (m)
Fuente: Elaboración propia.

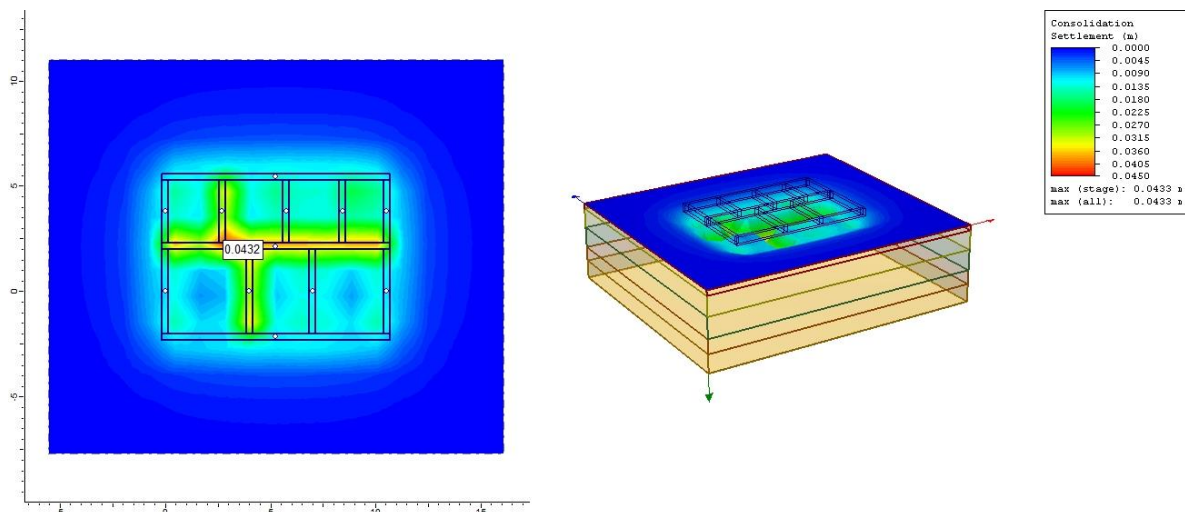


Figura 30. Asentamientos por consolidación vigas de cimentación CDI (m)
Fuente: Elaboración propia.

9.0 RECOMENDACIONES PARA EL TANQUE DE AGUA

De acuerdo con la información suministrada, se tiene que el tanque de agua se proyecta a -3.50/4.00 m de profundidad aproximadamente, cercano a uno de los edificios del Colegio Vivero. Por lo tanto, teniendo en cuenta la localización del tanque y aun cuando lo recomendable es retirar los tanques enterrados de las estructuras del proyecto, deberán tenerse en cuenta las siguientes recomendaciones.

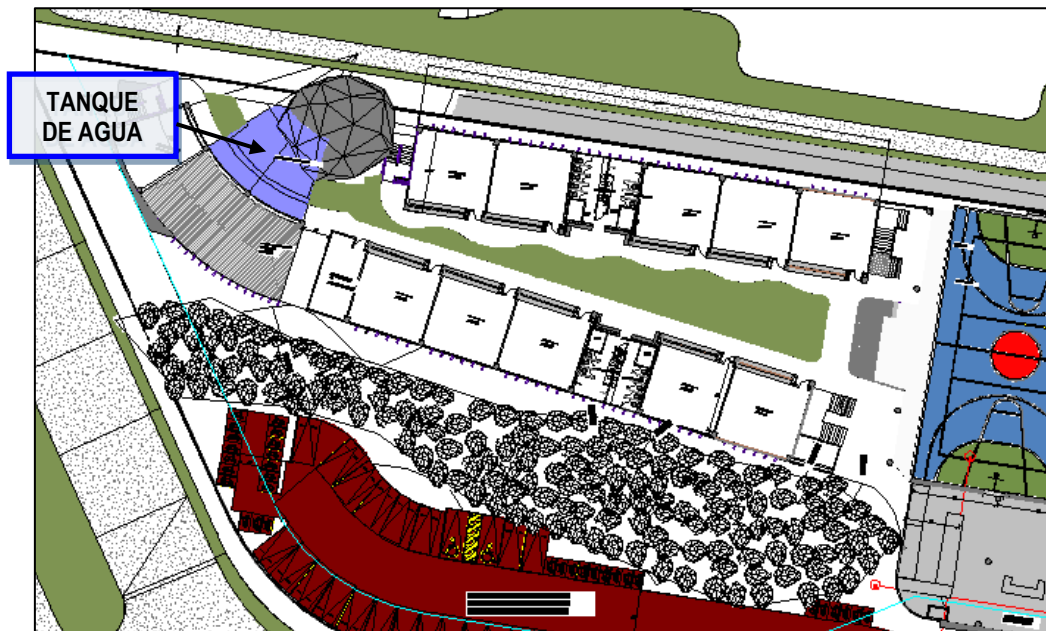


Figura 31. Planta localización del tanque de agua
Fuente: Plano arquitectónico suministrado por el cliente

9.1 CIMENTACIÓN PARA EL TANQUE

El tanque podrá cimentarse mediante su propia losa de fondo proyectada maciza con vigas descolgadas si el estructural lo considera conveniente, apoyada sobre 0.30 m de roca muerta, compactada en 2 capas a una densidad equivalente a mínimo 95% del ensayo próctor modificado. El material de roca muerta se apoyará sobre el estrato de arcilla areno limosa de color amarillo y/o habano oscuro, detectado a partir de 1.40/5.50 m de profundidad en los sondeos efectuados (ver sondeo 3 y registro del piezómetro, perforados cerca de la zona del tanque).

La losa se dimensionará a partir de un módulo de reacción del subsuelo $K_s = 3597 \text{ Ton/m}^3$.

En caso de presencia del nivel de agua libre en el fondo de la excavación, el colchón de roca muerta podrá sustituirse por una capa de concreto ciclópeo de espesor equivalente.

9.2 EXCAVACIÓN PARA EL TANQUE

Los cortes para dar cabida al tanque se efectuarán con taludes a 45 grados, dejando una berma en la corona de 1.0 m de ancho. Se debe anotar que, dada la profundidad a la cual se estabiliza el nivel freático de la zona (aproximadamente a 2.80 m de profundidad según piezómetro instalado), para la excavación del tanque se deberá contar en la obra con bombas para abatir eventuales niveles superficiales de agua libre.

En este sentido, se recomienda contar en obra con la totalidad de los materiales de construcción de la estructura del tanque antes del inicio de su excavación de manera que se minimicen los tiempos de exposición de los taludes temporales, los cuales deberán ser protegidos superficialmente con malla de gallinero y “pañete” rematando en una “mediacaña” para prevenir la acumulación de agua en su base.

Los muros del tanque se diseñarán para soportar presiones de tipo hidrostáticas producidas por un material con un peso unitario $\gamma = 1.82 \text{ Ton/m}^3$, un coeficiente de presión lateral $K_a=0.45$, teniendo en cuenta la posición del nivel freático (-2.80m aproximadamente) y considerando la presión hidrostática a partir de dicha profundidad.

El ingeniero estructural deberá tener en cuenta las sobrecargas adyacentes a los muros del tanque, asociadas a las cimentaciones o vías. Así mismo, se hace estrictamente necesario finalizar completamente la construcción del tanque, así como los correspondientes rellenos laterales y tapa estructural, antes de iniciar con la construcción de las estructuras adyacentes o cercanas.

A continuación, se revisa la estabilidad de la excavación y para tal fin, se ha utilizado el programa Slide 6.0 que trabaja con métodos clásicos de estabilidad como Bishop modificado y Janbu, obteniendo factores de seguridad de 1.95 en condición estática y de 1.30 ante un eventual sismo de $A_0 = 0.25$, los cuales se consideran aceptables a la luz de la NSR-10. Los resultados se ilustran a continuación.

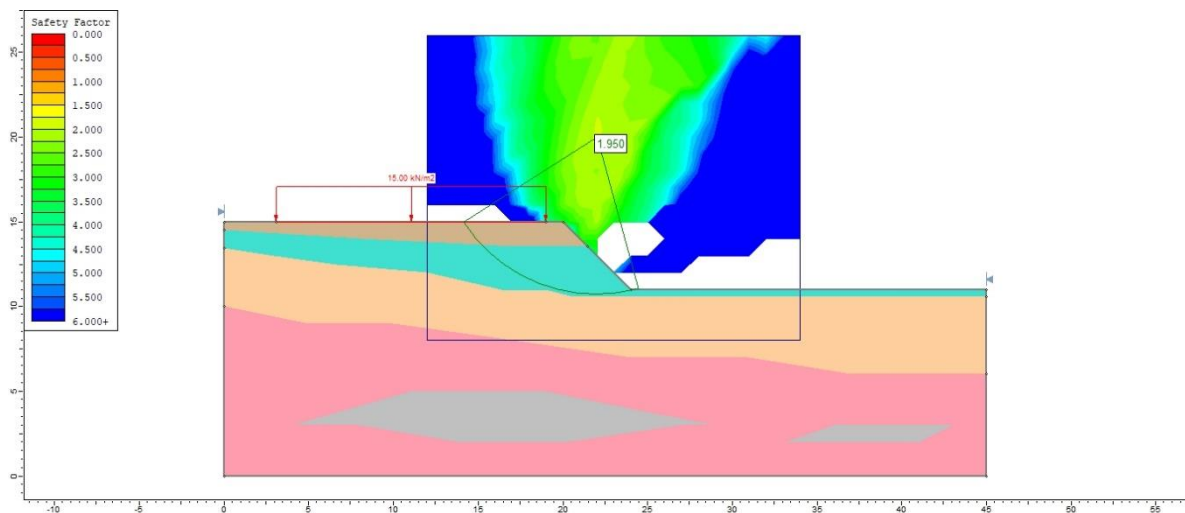


Figura 32. Análisis de estabilidad en condición estática

Fuente: Elaboración propia

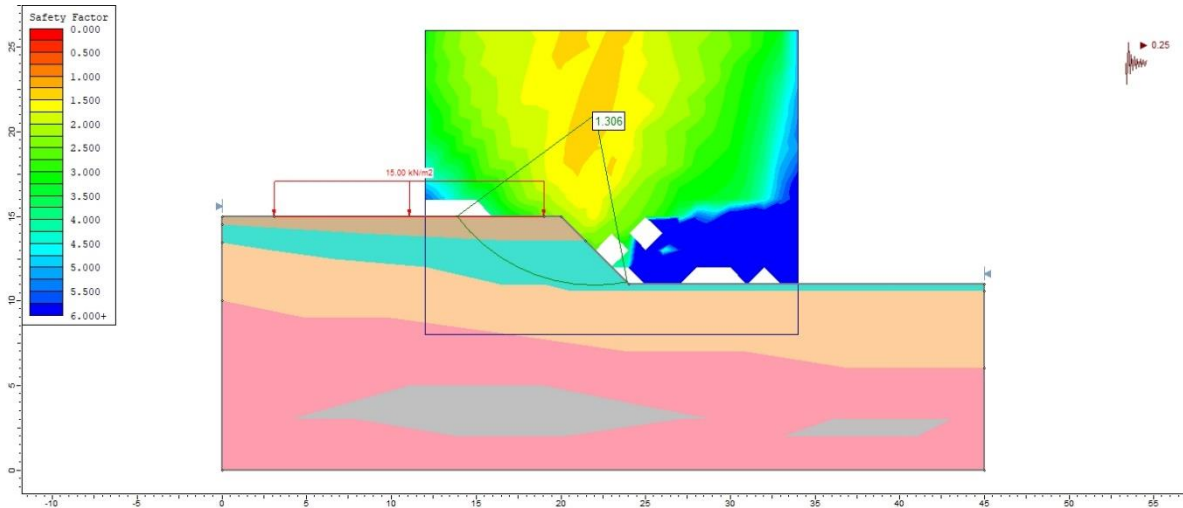


Figura 33. Análisis de estabilidad en condición pseudoestática
Fuente: Elaboración propia

9.3 RELLENOS PERIMETRALES DEL TANQUE

El relleno perimetral del tanque podrá efectuarse mediante un relleno tipo “milhoja”, conformado por intercalaciones de materiales del sitio en capas de 0.40 m, con roca muerta en capas de 0.20 m, compactando las capas en espesores de 0.20/0.25 m, a una densidad no inferior al 95% del próctor modificado. Los rellenos finalizarán con la estructura granular correspondiente al diseño de pisos duros.

En las zonas en donde los rellenos perimetrales del tanque queden dentro o próximos del área de estructuras adyacentes (incluyendo vías internas, senderos y canchas deportivas) dichos rellenos **deberán efectuarse en su totalidad en roca muerta.**

9.4 RECOMENDACIONES CONSTRUCTIVAS PARA EL TANQUE

Dada la cercanía entre el tanque y algunas estructuras del colegio, se hace necesario finalizar completamente la construcción del tanque y los rellenos laterales, antes de iniciar con la construcción de dichas estructuras cercanas.

Así mismo, para el diseño de los muros del tanque, el ingeniero estructural deberá tener en cuenta la sobrecarga generada por efecto de las cimentaciones adyacentes.

En aquellas zonas en donde el ángulo entre el nivel inferior del cimiento cercano y el nivel inferior del muro de tanque sea menor a 35° (ver figura a continuación), no será necesario tener en cuenta la sobrecarga (q) de las estructuras en el diseño de dichos muros.

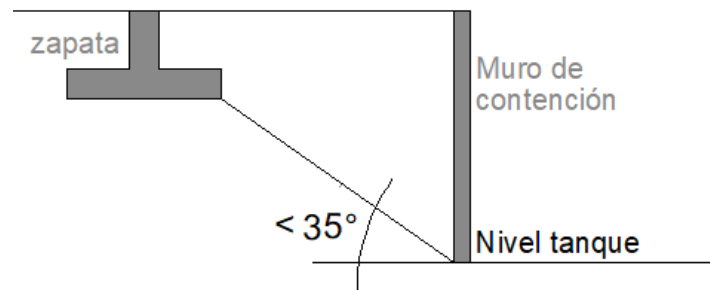


Figura 34. Esquema cimiento vs. tanque
Fuente: Elaboración propia.

En caso de que el ángulo sea superior a 35° , el ingeniero estructural deberá tener en cuenta, en el diseño de los muros, la sobrecarga generada por efecto de las estructuras adyacentes.

Adicionalmente, en caso de que los taludes retrocedidos para la excavación del tanque queden dentro de la zona de estructuras adyacentes, dada su cercanía, se deberán tener en cuenta las siguientes recomendaciones generales:

- En la medida de lo posible y con el fin de evitar asentamientos de tipo diferencial en las estructuras adyacentes a los tanques, se recomienda que los taludes **no** se efectúen retrocedidos, esto con el fin de conservar una condición uniforme del espesor de relleno que se proyectaría por detrás de los muros, sobre un nivel horizontal del terreno natural. Esta condición se

hace especialmente crítica en caso de adoptar la alternativa de cimentación en placa para las estructuras del colegio, en donde se debe contar con un espesor de relleno uniforme bajo toda el área en planta.

- En caso de que el proceso constructivo del tanque requiera la ejecución de los cortes retrocedidos, en la pared de los taludes resultantes se recomienda efectuar un escalonamiento en contrapendiente, perfilando dichas paredes con la menor pendiente posible con el fin de garantizar un adecuado comportamiento del relleno en profundidad. Esta condición deberá ser analizada en conjunto con esta consultoría, una vez se cuente con el tipo de cimentación de las estructuras del Colegio ya definida.
- La construcción del tanque y los respectivos rellenos laterales deberán efectuarse antes de iniciar con la construcción de las estructuras adyacentes.
- En caso de requerirse el relleno perimetral del tanque en zonas colindantes con estructuras cercanas (incluyendo vías, senderos, canchas, etc.), este deberá efectuarse en su totalidad en roca muerta, en capas de 0.20/0.25 m de espesor compactadas a una densidad no inferior al 95% del ensayo próctor modificado.
- Es de anotar que con el objeto de no afectar los elementos estructurales del tanque, la compactación del relleno en estas zonas se hará con cilindro “liviano” sin vibración.
- La estructura de andenes y canchas deportivas será construida de acuerdo con las recomendaciones incluidas en el informe de pavimentos.

10.0 PLACAS DE CONTRAPISO

Para cargas vivas inferiores a 1.0 ton/m^2 , las placas de contrapiso tendrán al menos 8 cm de espesor, refuerzo por temperatura y se fundirán en concreto de 3000 psi (o lo que determine el asesor estructural). Espesores inferiores deberán ser revisados y aprobados por el diseñador de los elementos no estructurales. Las placas de contrapiso se apoyarán sobre 0.20 m de roca muerta como espesor mínimo, compactada al 95% del ensayo próctor modificado.

En todo caso, el diseño de las losas y su modulación, deberá estar a cargo del ingeniero estructural.

11.0 DRENAJES

Se deberá proyectar un sistema de drenajes superficiales para conducir las aguas de escorrentía por fuera del proyecto. Así mismo, se deberán proyectar andenes perimetrales de 0.60 m de ancho, con pendiente hacia el exterior para evitar el acceso directo de las aguas lluvias al suelo de fundación.

Como alternativa a los andenes en concreto, se podrá utilizar o bien una Geomembrana HDPE 20mils, o bien una loseta en concreto dispuesta sobre el colchón de roca muerta sobre los cuales se podrá disponer el material que se requiera (tierra negra, material del sitio o el acabado proyectado).

La correcta implementación de estas recomendaciones resulta fundamental para preservar las condiciones de compactación y rigidez del relleno granular proyectado bajo las estructuras.

Finalmente, y dada la topografía plana del predio, se sugiere que el asesor hidráulico analice el potencial de inundación, con el fin de proyectar los niveles arquitectónicos definitivos.

12.0 RECOMENDACIONES PARA EL MURO DE CERRAMIENTO

Dada la estratigrafía descrita, con rellenos heterogéneos hasta de 1.80 m de espesor en la zona del Colegio y hasta de 1.90 m de espesor en el predio del CDI, se recomienda proyectar como cimentación del muro de cerramiento una serie de pilotines de 0.20/0.40 m de diámetro y 3.0 m de longitud efectiva.

Los elementos serán distribuidos a lo largo de los muros con la separación establecida por el ingeniero estructural a partir de las capacidades que se incluyen en las siguientes tablas y no menor a 3 veces el diámetro de diseño.

Tabla 21. Capacidad admisible pilotes - muro de cerramiento Colegio

Longitud\diámetros (m)	Capacidad pilotes (ton)		
	0,20	0,30	0,40
3.0	2.43	3.65	4.86

Fuente: Elaboración propia

Tabla 22. Capacidad admisible pilotes - muro de cerramiento CDI

Longitud\diámetros (m)	Capacidad pilotes (ton)		
	0,20	0,30	0,40
3.0	1.82	2.74	3.65

Fuente: Elaboración propia

Los módulos de reacción de los elementos son los siguientes:

Tabla 23. Módulo de reacción vertical (ton/m) - pilotes muro de cerramiento Colegio

Espaciamiento (m)	Diámetro (m) 0.2	Diámetro (m) 0.3	Diámetro (m) 0.4
3Φ	266.7	308.6	342.3
4Φ	291.4	337.2	374.0
5Φ	306.2	354.3	393.0
10Φ	355.6	411.5	456.4
20Φ	405.0	468.6	519.7

Fuente: Elaboración propia

Tabla 24. Módulo de reacción vertical (ton/m) - pilotes muro de cerramiento CDI

Espaciamiento (m)	Diámetro (m) 0.2	Diámetro (m) 0.3	Diámetro (m) 0.4
3Φ	255.3	295.5	327.7
4Φ	279.0	322.8	358.0
5Φ	293.2	339.2	376.3
10Φ	340.4	394.0	436.9
20Φ	387.7	448.7	497.6

Fuente: Elaboración propia

Nota: La columna de "espaciamiento" hace referencia a la distancia entre pilotes en cada apoyo, expresado en función del diámetro. Es decir, separación entre elementos de 3 veces el diámetro, 4 veces el diámetro, etc.

Los módulos de reacción vertical han sido obtenidos a partir de la siguiente fórmula:

$$K = \frac{1}{\left(\frac{I_p}{L \times E_s} \right)} \times \alpha F$$

Donde,

E_s = Módulo de elasticidad del suelo

L = Longitud del pilote

I_p = Valor definido para la geometría y rigidez relativa establecida (ver pág. 272 de *Elastic solutions for soil and rock mechanis, Poulos & Davis*).

α_F = Coeficiente de reducción (ver fig. 6.4 de *Pile foundation analysis and design, Poulos & Davis*).

Tabla 25. Módulo de reacción horizontal (ton/m³) - pilotes muro de cerramiento Colegio

Diámetro (m)	1pilote	Grupo 2 pilotes	Grupo 3 a 4 pilotes	Grupo 5 pilotes o más
0.20	1971.32	985.66	650.54	492.83
0.30	1314.21	657.11	433.69	328.55
0.40	985.66	492.83	325.27	246.42

Fuente: Elaboración propia

Tabla 26. Módulo de reacción horizontal (ton/m³) - pilotes muro de cerramiento CDI

Diámetro (m)	1pilote	Grupo 2 pilotes	Grupo 3 a 4 pilotes	Grupo 5 pilotes o más
0.20	2313.71	1156.85	763.52	578.43
0.30	1542.47	771.24	509.02	385.62
0.40	1156.85	578.43	381.76	289.21

Fuente: Elaboración propia

Los módulos de reacción horizontal “k” para cada uno de los estratos implicados, relacionando el módulo de reacción del subsuelo “k” con los parámetros elásticos E_s y poisson “ μ ” de la masa de suelo, se obtienen como sigue:

$$K = \frac{0.65}{d} \times \sqrt[12]{\frac{E_s(d^4)}{E_c \times I}} \times \frac{E_s}{(1 - \mu^2)}$$

Donde,

d = Diámetro del pilote

E_s = Módulo de elasticidad del suelo

$E_c I$ = Rigidez del pilote

μ = Relación de Poisson

Así mismo y según Davisson (1970), quien involucra el efecto de grupo, se afectó el valor anterior por los siguientes coeficientes según el número de pilotes en el dado:

Tabla 27. Coeficientes de reducción - módulo horizontal para pilotes

No de pilotes	Factor
2	0.50
3	0.33
≥ 5	0.25

Fuente: Elaboración propia

13.0 RECOMENDACIONES PARA RELLENOS

Teniendo en cuenta los rellenos heterogéneos detectados en la exploración efectuada, de 0.50/1.80 m de espesor en la zona del Colegio y de 1.00/1.90 m de espesor en la zona del CDI, se tiene que estos deberán retirarse total o parcialmente en función de la alternativa de cimentación adoptada.

- Para la alternativa de cimentación en placa del Colegio, dichos rellenos deberán retirarse totalmente para ser reemplazados por un relleno tipo “milhoja”, finalizando con 0.60 m de roca muerta.
- En la zona del CDI, tanto para la alternativa de placa como para la alternativa de vigas o zapatas, los rellenos se podrán retirar parcialmente en 1.20 m de espesor, para reemplazarse por un relleno tipo “milhoja”, finalizando con 0.40 m de roca muerta.

A partir de lo anterior, se tienen las siguientes recomendaciones:

- a) Una vez retirados los rellenos en el espesor que corresponda, se recompactará la subrasante mediante mínimo 5 pasadas con cilindro de 7 a 10 toneladas, sin vibro para no inducir fallos locales. No se requiere tomar densidades.
- b) El relleno tipo “milhoja” estará conformado por intercalaciones de materiales del sitio o de préstamo de la zona en capas de 0.20 m, con roca muerta en capas de 0.20 m. El material de sitio o de préstamo, deberá garantizar un índice de plasticidad IP inferior al 17% y compactación mínima del 95% del próctor modificado.
- c) El material del sitio o de préstamo a utilizar como parte de los rellenos en “milhoja”, deberá ser estrictamente seleccionado eliminando las basuras, escombros y materiales orgánicos.
- d) Los nuevos rellenos se construirán en capas de 0.20/0.25 m de espesor, compactando cada capa con cilindro hasta alcanzar una densidad de 95% del ensayo próctor modificado. Los últimos 0.60 m del relleno estarán conformados exclusivamente por material de roca muerta para la alternativa de cimentación en

placa para la estructura del colegio. Para las estructuras del CDI, este último relleno en roca muerta tendrá 0.40 m de espesor.

- e) Todos los materiales de relleno (material del sitio o de préstamo y roca muerta) se compactarán en capas de 0.20/0.25 m de espesor con cilindro de 7 a 10 toneladas hasta alcanzar una densidad de 95% del ensayo próctor modificado.
- f) Para zonas de pisos duros (andenes, plazoletas, zona de juegos, etc.) los rellenos finalizarán con la estructura granular y acabados correspondientes (ver informe de pavimentos).
- g) El material de roca muerta a utilizar tendrá un máximo de 30% de material que pasa el tamiz No.200 y un índice de plasticidad inferior al 15%. Especial cuidado se deberá dar al estricto cumplimiento de estos límites para lo cual se realizarán ensayos antes de iniciar la construcción del relleno y durante el mismo al observar cambio en las características del material enviado a la obra. Podrán permitirse valores de índice de plasticidad IP hasta de 25% sólo en caso de contar con un pasa tamiz No. 200 menor al 5%.
- h) La densidad se verificará en un punto cada 200 m².
- i) Con el objeto de controlar el grado de compactación, antes de iniciar la construcción del relleno se harán un mínimo de 3 ensayos próctor sobre el material a utilizar.
- j) Muestreo del material granular utilizado para ensayos de granulometría y plasticidad, deberá tomarse a una muestra cada 600 m³ de material colocado y en todo caso, mínimo una vez a la semana. En caso de que durante la inspección visual se observen cambios en las características del material, deberán efectuarse ensayos de clasificación completos.

- k) En la medida de lo posible, el proceso de construcción de los rellenos, así como las deformaciones subsiguientes, deberán ser objeto de un monitoreo riguroso para determinar el momento más apropiado de la construcción de las estructuras. Los resultados serán sometidos a la revisión y comentarios de esta consultoría.

14.0 RECOMENDACIONES CIMENTACIÓN REDES DE ACUEDUCTO Y ALCANTARILLADO

Teniendo en cuenta la estratigrafía detectada, se tiene que el tipo de cimentación a emplearse para las tuberías rígidas y flexibles será la siguiente:

- **Tubería Rígida**

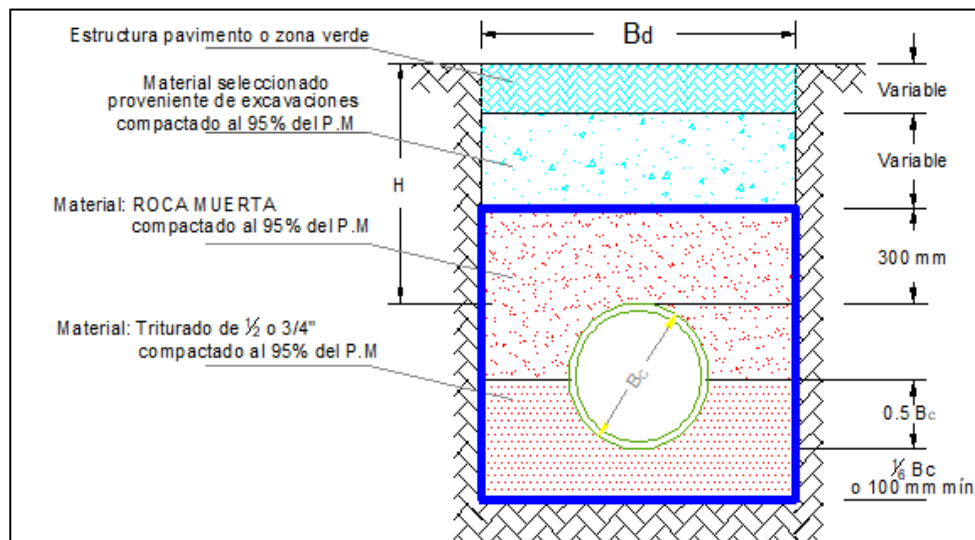


Figura 35. Cimentación rígida clase B
Fuente: Elaboración propia.

El material granular a utilizarse hasta 30 cm por encima de la tubería, deberá compactarse por capas de 20 cm de espesor, teniendo cuidado de compactar de manera uniforme para evitar desplazamientos de ésta.

La última capa de relleno, se efectuará de acuerdo con el diseño de pavimento y/o andén establecido.

- **Tubería Flexible**

A continuación, se ilustra la cimentación a emplear para las tuberías flexibles con diámetros hasta de 12".

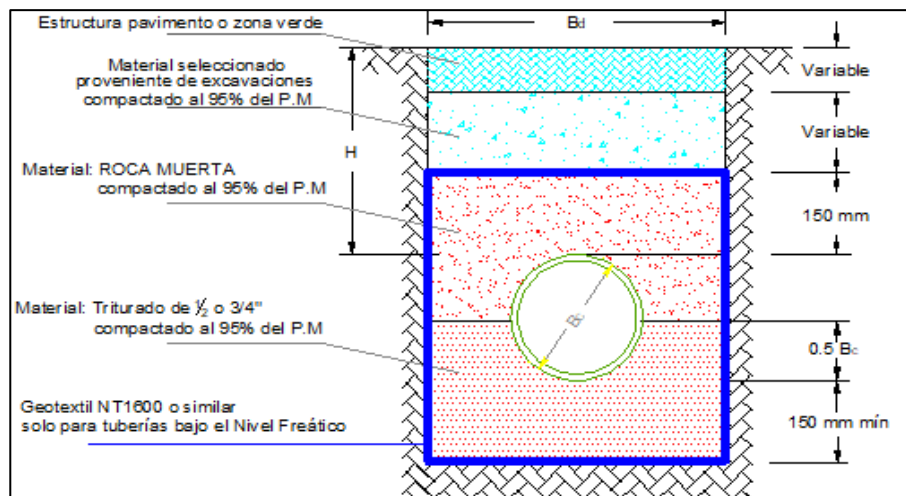


Figura 36. Cimentación flexible para diámetros < 12"
Fuente: Elaboración propia.

A continuación, se ilustra la cimentación a emplear para las tuberías flexibles con diámetros > 12".

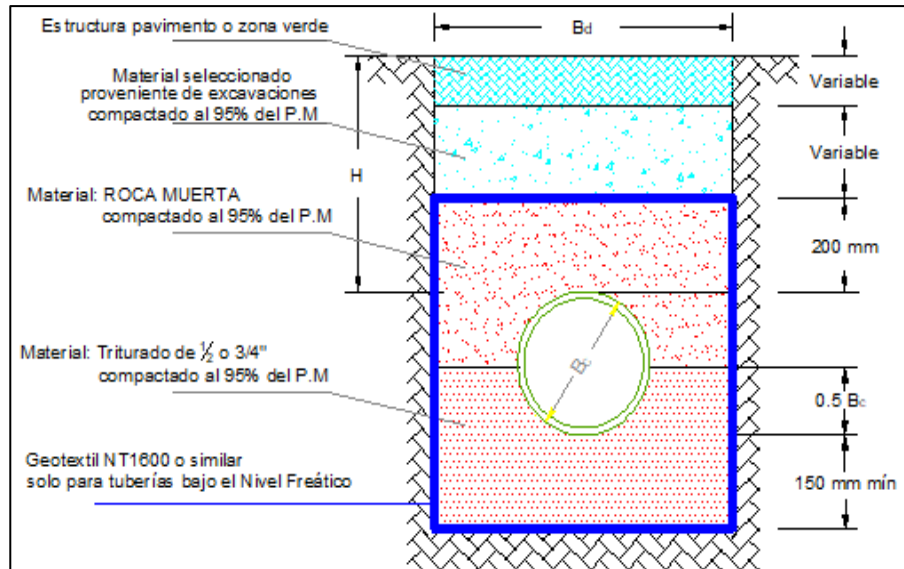


Figura 37. Cimentación flexible para diámetros > 12"
Fuente: Elaboración propia.

A continuación, se ilustra la cimentación a emplear para las tuberías flexibles de acueducto.

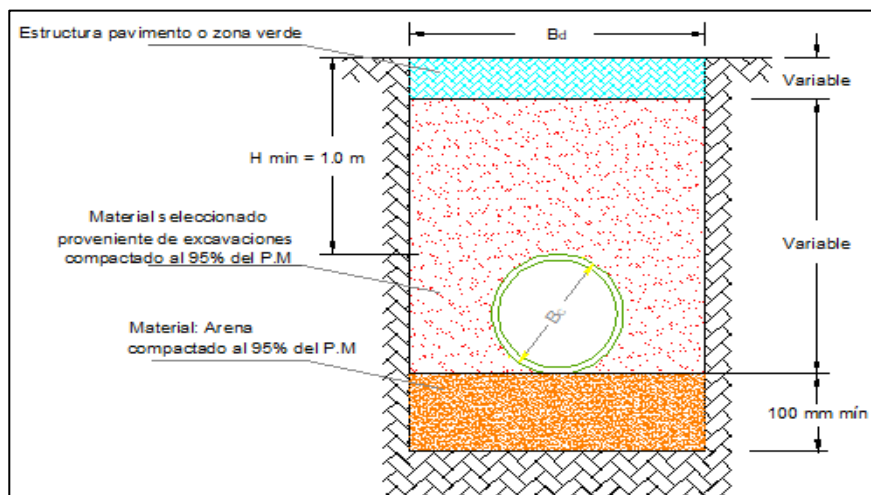


Figura 38. Cimentación flexible para acueducto
Fuente: Elaboración propia.

Recomendaciones generales para la cimentación de las redes, de acuerdo con los lineamientos establecidos por EMCALI:

- No debe haber agua ni lodos en el fondo de la excavación en el momento de colocar el material de la cimentación.
- En zonas en donde se cuente con el nivel freático por encima del fondo de la excavación, se deberá usar geotextil NT 1600 o equivalente para encapsular el material granular de la cimentación (ver figuras 36 y 37).
- El material seleccionado (roca muerta) debe contar con un tamaño máximo de 1.1/2", el IP del material que pasa el tamiz #40 debe ser menor a 20%, el LL menor a 45%, CBR mayor a 5%, contenido de materia orgánica menor a 1%, contenido de finos menor a 35% y debe ser no expansivo.
- Para tuberías bajo vías vehiculares se tiene que el material seleccionado de la excavación, para usar en el relleno, debe estar libre de materia orgánica, sobrantes de construcción, palos, plásticos, etc. El material que pasa el tamiz #40 debe contar con un IP menor al 20% y un LL menor 45%. En caso de no cumplir estas características se debe usar material seleccionado con tamaño máximo de 2".
- Para tuberías bajo andenes, vías peatonales y zonas verdes el material debe contar con un IP menor a 40% y un LL < 70%.
- Los materiales de la estructura del pavimento y andenes debe cumplir las normas INVIAS E-320 (sub-base) y E-330 (base). El concreto en los pavimentos rígidos debe ser F-600.

Así mismo, como recomendaciones generales para la construcción de las redes se tiene lo siguiente:

- Se recomienda construir las redes antes de iniciar con la construcción de la cimentación de las estructuras, esto con el fin de no afectar su estabilidad.
- Se recomienda proyectar las redes a una distancia superior a 0.40 m de la cimentación de las estructuras.

- En caso de contar con estructuras enterradas (cámaras, pozos, etc.) adyacentes a las edificaciones, se recomienda que estas se excaven y construyan antes de iniciar con la construcción de las estructuras.

15.0 PARÁMETROS DE DISEÑO SÍSMICO

Teniendo en cuenta el Decreto No. 411.0.20.0158 de marzo 18 de 2014, el suelo de este proyecto es de Tipo **F** con los siguientes parámetros de diseño sísmico:

$$A_a = 0.25$$

$$A_v = 0.25$$

A partir de la información digital consignada en el IDESC (Infraestructura de Datos Espaciales de Santiago de Cali), se tiene lo siguiente:

- Las estructuras del Colegio Vivero se encuentran en la **Zona 4E** (Abanico de Pance) a menos de 200 m de la **Zona 5** (Transición Abanicos – Llanura) y a menos de 200 m de la **Zona 4D** (Abanico de Meléndez y Lili).
- Las estructuras del CDI Vivero se encuentran en la **Zona 5** (Transición Abanicos – Llanura) a menos de 200 m de la **Zona 4E** (Abanico de Pance) y a menos de 200 m de la **Zona 4D** (Abanico de Meléndez y Lili).

A continuación, se ilustra el mapa de microzonificación con la localización de los proyectos.

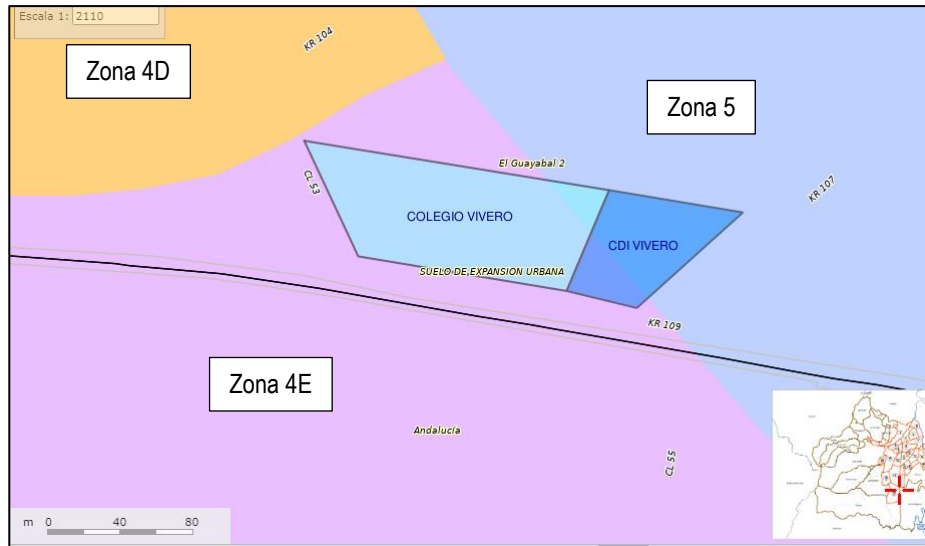


Figura 39. Mapa de microzonificación sísmica de Cali
Fuente: Geovisor IDESC

A partir de lo anterior y una vez revisado el Decreto de Microzonificación de Cali, se tiene que las microzonas más afines con el perfil de suelo detectado en las perforaciones, corresponden a las **microzonas 4E y 5.**

Por lo tanto, se deberá diseñar con los parámetros dados en la siguiente tabla:

Tabla 28. Parámetros del espectro de diseño

MICROZONA		T_C	F_a	T_L	F_v
Zona 5	T_C	0.60	1.12	2.50	1.40
	T_L	1.35	0.83	2.50	2.34
Zona 4E		0.95	0.91	3.00	1.81

Fuente: Elaboración propia a partir del Decreto No. 411.0.20.0158 de Marzo 18 de 2014

De todas maneras, el asesor estructural validará los parámetros de diseño sísmico en función del tipo de perfil y microzonas determinadas por esta consultoría.

16.0 OBSERVACIONES FINALES

Las recomendaciones aquí incluidas se basan en una topografía plana, la estratigrafía encontrada y el proyecto descrito cuyos únicos planos suministrados fueron ilustrados en el presente documento. De presentarse alguna variación, se dará aviso a esta oficina para tomar las medidas pertinentes.

Así mismo, es importante resaltar que esta oficina asume la responsabilidad del cumplimiento de la norma vigente, así como de la calidad de los diseños efectuados y del comportamiento que de estos se desprenda para las condiciones específicas establecidas en el presente documento. Sin embargo, en el comportamiento de la cimentación y demás elementos de naturaleza geotécnica, también recaerá responsabilidad en el constructor, la supervisión técnica e interventoría, quienes deberán velar por la calidad y el estricto cumplimiento de las hipótesis de diseño y las recomendaciones establecidas en el presente documento.

Aviso: El contenido del presente informe, así como la forma de presentarlo, son creación de Espinosa & Restrepo y por lo tanto, se encuentra protegido por la normatividad colombiana. Si alguien que no haga parte de la empresa hace uso de ellos, ya sea del texto o de los formatos utilizados por la empresa para presentar estudios de suelos, estaría incurriendo en plagio o conductas de competencia desleal que podrían dar lugar a acciones judiciales.

Sin pormenores para más, nos suscribimos de ustedes.

Atentamente,

E Y R ESPINOSA Y RESTREPO S.A.S.

Ing. Andrés Otero Márquez
Matrícula No. 2520240246 CND
AOM/cmc