



ESTUDIOS DE SUELOS PARA EL EPMSC – PEDREGAL

**CONTRATO DE CONSULTORIA No. USPEC-CT-354-2023
CUYO OBJETO ES LA: “CONSULTORÍA TÉCNICA PARA LA
REALIZACIÓN DE LOS ESTUDIOS Y ANÁLISIS DE
VULNERABILIDAD SÍSMICA QUE PERMITA DETERMINAR
EL TIPO DE REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL Y/O
AMPLIACIÓN REQUERIDA PARA LA ELABORACIÓN DE
LOS DISEÑOS ARQUITECTÓNICOS Y ESTRUCTURALES DE
LOS ESTABLECIMIENTOS PENITENCIARIOS Y
CARCELARIOS DEL ORDEN NACIONAL A CARGO DEL
INPEC”.**

**CLIENTE: UNIDAD DE SERVICIOS PENITENCIARIOS Y
CARCELARIOS – USPEC**

Orlando Elías Gómez M.

**ORLANDO ELÍAS GÓMEZ MALDONADO
MAGISTER EN GEOTECNIA**

**VERSIÓN: VB
BOGOTÁ D.C.
FEBRERO DE 2025**



CONTROL DE CAMBIOS – PY1006 – USPEC – EPMS (PEDREGAL)					
Versión	Realizada por	Revisada por	Aprobada por	Fecha	Cambios al documento anterior
VA	OEGM	YFSS/ALTG	NFRV	ENERO/2025	Emisión Inicial
VB	OEGM	YFSS/ALTG	NFRV	FEBRERO/2025	Emisión Inicial



TABLA DE CONTENIDO

1.	GENERALIDADES.....	5
1.1.	Localización del proyecto	5
1.2.	Categoría del proyecto	6
1.3.	ALCANCE DEL ESTUDIO.....	6
1.4.	DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO.....	7
2.	DESCRIPCIÓN GEOLÓGICA Y GEOMORFOLÓGICA.....	8
2.1.	MORFOLOGÍA DEL TERRENO.....	9
3.	EXPLORACIÓN GEOTÉCNICA.....	11
3.1.	INFORMACIÓN PRELIMINAR	11
3.2.	EXPLORACIÓN MEDIANTE SONDEOS GEOMECAÑICOS.....	11
3.3.	ENSAYOS DE LABORATORIO	12
4.	PERFIL ESTRATIGRÁFICO Y PARÁMETROS DE DISEÑO	13
4.1.	PERFIL ESTRATIGRÁFICO DE DISEÑO	13
4.2.	PARÁMETROS GEOTÉCNICOS DE DISEÑO	13
	Módulo de Young (Kpa):.....	14
	Relación de vacíos eo:.....	14
	Parámetros drenados de resistencia del suelo	15
	Resumen parámetros geotécnicos de diseño	15
4.3.	FACTORES DE DISEÑO SÍSMICO	15
	Valores del coeficiente Fa y Fv	17
5.	ANÁLISIS GEOTÉCNICO	18
5.1.	CARACTERÍSTICAS ESPECIALES DEL SUELO.....	18
	POTENCIAL DE EXPANSIÓN DE LOS SUELOS.....	18
	SUELOS DISPERSIVOS	18
	SUELOS COLAPSABLES	18
	CUERPOS DE AGUA CERCANOS Y VEGETACIÓN.....	19
5.2.	EVALUACIÓN DE LA CIMENTACIÓN EXISTENTE	19
	CIMENTACIÓN EXISTENTE	19
	EVALUACIÓN DE LA CAPACIDAD PORTANTE DE LA CIMENTACIÓN EXISTENTE ...	21
	ANÁLISIS DE ASENTAMIENTOS.....	22
	COMPORTAMIENTO DE LA CIMENTACIÓN ANTE CARGAS DINÁMICAS	22
	CONCLUSIONES	23
5.3.	SELECCIÓN DEL SISTEMA DE CIMENTACIÓN	25
5.4.	SISTEMA DE FUNDACIÓN – ZAPATAS AISLADAS	31
	ASENTAMIENTOS	32
	CALCULO DE FACTORES DE SEGURIDAD.....	33
	Factor de Seguridad Indirecto Carga Muerta + Carga Viva.....	33
	Factor de Seguridad Indirecto Carga Muerta + Carga Viva Máxima	33
	Factor de Seguridad Indirecto Carga Muerta + Carga Viva Normal + Sismo de Diseño Seudo estático.....	34
	Factor de Seguridad Directo (Carga Muerta + Carga Viva normal).....	34
	Factor de Seguridad Directo (Carga Muerta + Carga Viva Máxima)	35



Factor de Seguridad en Condición de Sismo (Carga Muerta + Carga Viva Normal+ Sismo de Diseño Seudo Estático).....	35
CAPACIDADES ADMISIBLES	36
5.5. SISTEMA DE FUNDACIÓN – ZAPATAS CORRIDAS.....	36
ASENTAMIENTOS	37
CÁLCULO DE FACTORES DE SEGURIDAD	38
Factor de Seguridad Indirecto Carga Muerta + Carga Viva.....	38
Factor de Seguridad Indirecto Carga Muerta + Carga Viva Máxima.....	38
Factor de Seguridad Indirecto Carga Muerta + Carga Viva Normal + Sismo de Diseño Seudo estático.....	39
Factor de Seguridad Directo (Carga Muerta + Carga Viva normal).....	39
Factor de Seguridad Directo (Carga Muerta + Carga Viva Máxima).....	40
Factor de Seguridad en Condición de Sismo (Carga Muerta + Carga Viva Normal+ Sismo de Diseño Seudo Estático).....	40
CAPACIDADES ADMISIBLES	41
6. SISTEMA GEOTÉCNICO CONSTRUCTIVO.....	42
6.1. ESCENARIO ANTES DE LA CONSTRUCCIÓN.....	42
6.2. ESCENARIO DURANTE LA CONSTRUCCIÓN.....	42
6.3. ESCENARIO DESPUÉS DE LA CONSTRUCCIÓN.....	43
6.4. MEDIDAS DE PROTECCIÓN PREDIOS VECINOS.....	45
7. LIMITACIONES DEL DISEÑO.....	47

TABLA DE ILUSTRACIONES

Ilustración 1. Ubicación del proyecto. Fuente: Adaptado de Google Maps.....	5
Ilustración 2. Estado actual del cerramiento. Fuente: Adaptado de Google Maps.	5
Ilustración 3. Estado actual del proyecto.	7
Ilustración 5. Plancha 133. Servicio Geológico Colombiano.....	9
Ilustración 6. Panorámica de la zona del proyecto.	10
Ilustración 8. Distribución de exploración y unidades de construcción.	12
Ilustración 9. Parámetros de resistencia efectivos Estrato 1.....	15
Ilustración 10. Cimentación detectada en el apique 1.....	20
Ilustración 11. Cimentación detectada en el apique 2.....	21
Ilustración 12. Asentamientos totales.	22
Ilustración 11. Escarpe de falla.	23
Ilustración 12. Modelación 3D.....	26
Ilustración 13. Geometría de la cortina de pilotes.....	26
Ilustración 14. Deformaciones esperadas.....	27
Ilustración 15. Asentamientos esperados.	27
Ilustración 16. Factores de seguridad obtenidos.	28
Ilustración 17. Asentamientos totales (m).....	33
Ilustración 18. Asentamientos totales.....	38



1. GENERALIDADES

1.1. Localización del proyecto

El contrato tiene como objeto realizar el estudio de suelos para la cimentación de los cerramientos que conforman la Guayana, que se presenta entre las garitas 5 y 6 para el COPED- E Pedregal. Localizado en el Km 6 Vía al Mar, en la ciudad de Medellín, Antioquia.

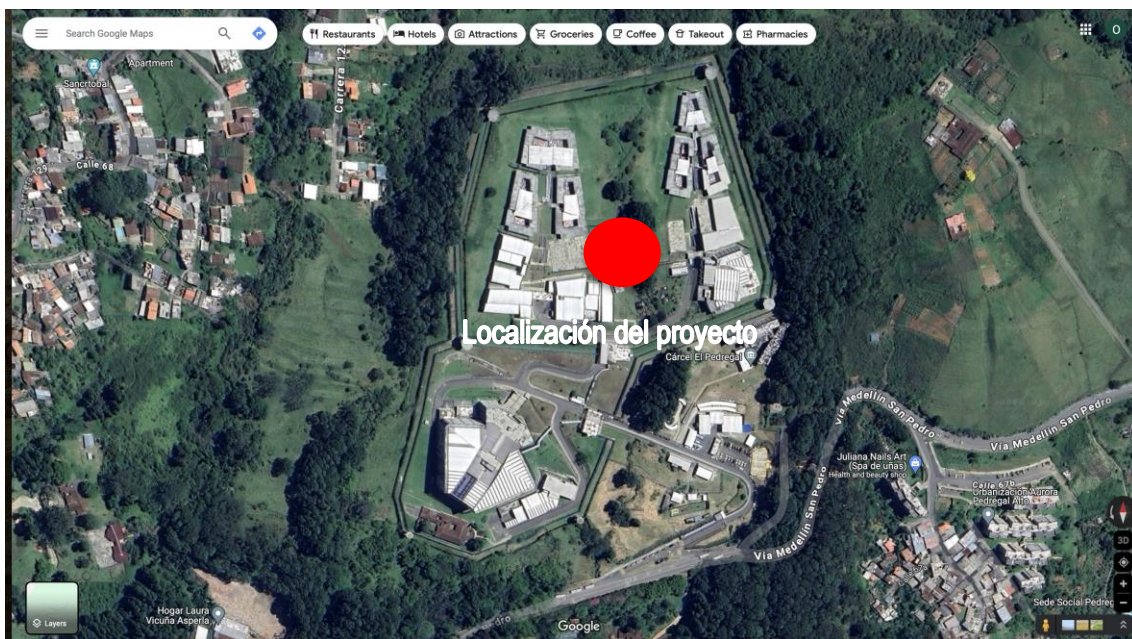


Ilustración 1. Ubicación del proyecto. Fuente: Adaptado de Google Maps.



Ilustración 2. Estado actual del cerramiento. Fuente: Adaptado de Google Maps.



1.2. Categoría del proyecto

De acuerdo con la Tabla H.3.1-1. Clasificación de las unidades de construcción por categorías de la NSR-10, se tiene una unidad de construcción de categoría baja, lo anterior dado el número de pisos y las cargas máximas por columna.

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

1.3. ALCANCE DEL ESTUDIO

DESCRIPCIÓN DEL PERFIL DE SUELO: Basados en la información y exploración del subsuelo realizada, se definirá el perfil de suelo y sus propiedades principales de compresibilidad y resistencia al cortante.

DETERMINACIÓN DE NIVELES FREÁTICOS: Mediante un análisis de los sondeos realizados en la zona de estudio, se determinará la localización de los diferentes niveles freáticos correspondientes a diferentes eventos de precipitación. Estos niveles freáticos serán usados como condiciones de borde en la modelación geotécnica.

CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA DE LAS SERIES ESTRATIGRÁFICAS QUE CONFORMAN EL PERFIL DE SUELO EN LOS SITIOS DE ESTUDIO:

Se efectuará un análisis de la información de campo y laboratorio de cada una de las perforaciones realizadas, se realizará una caracterización geotécnica de cada perforación evaluando la variación de las características litológicas, parámetros índice y parámetros de resistencia, con el fin de establecer la relación de estos resultados con los modelos geológico-geotécnico propuestos.

Correlación de la información de los modelos geológicos propuestos con los resultados de cada perforación ejecutada, con el fin de establecer la relación entre el modelo geotécnico y el tipo de unidad geológica sobre la cual se realizó cada perforación.

ESTIMACIÓN DE ASENTAMIENTOS DE LOS SISTEMAS DE CIMENTACIÓN: Usando las cargas, dimensiones y configuraciones de la estructura de cubierta, se procederá a calcular asentamientos elásticos.

De acuerdo a las características del proyecto a construir (diseño estructural) y características geotécnicas del subsuelo, se evaluarán los estados límite de falla (capacidad de carga admisible) y servicio (asentamientos).



GENERACIÓN DE UN INFORME: El producto final contendrá un resumen de los pasos descritos anteriormente, esquemas y detalles de los sistemas propuestos de cimentación y observaciones o recomendaciones generales a tener en cuenta.

1.4. DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO

El proyecto consiste en el diseño de los cerramientos que conforman la Guayana, que se presenta entre las garitas 5 y 6 y con cargas de servicio máximas por apoyo de hasta 15 toneladas por apoyo.



Ilustración 3. Estado actual del proyecto.



2. DESCRIPCIÓN GEOLÓGICA Y GEOMORFOLÓGICA

Según con la plancha 146 de INGEOMINAS 2001 a escala 1:100.000, y tomando como referencia bibliográfica la "Memoria Explicativa de la Plancha 146 Medellín" se define que en los sectores cercanos a la Carcel del Pedregal, se encuentran rocas metamórficas del Complejo Anfibolítico (PCAA), ígneas del Batolito de Altavista (Kida) y un depósito Cuaternario de ladera (Qd).

Las anfibolitas son rocas metamórficas de origen precámbrico que se extienden ampliamente en la región y muestran variaciones en sus texturas y composición. Estas rocas, generalmente de color oscuro y foliadas, presentan una estructura néisica y esquistosa, estando compuestas principalmente por hornblenda y plagioclasa. En algunos sectores, están intruidas por el Batolito de Altavista y el Batolito Antioqueño, y suelen encontrarse parcialmente cubiertas por depósitos cuaternarios de derrubios.

El Grupo Ayura Montebello, por su parte, agrupa rocas metamórficas que abarcan desde edades paleozoicas hasta precámbricas. Este conjunto incluye filitas y esquistos cuarzosos-sericíticos, grafitosos, moscovíticos y aluminicos, los cuales reflejan un grado de metamorfismo que varía de bajo a medio.

El Batolito de Altavista, compuesto por rocas ígneas plutónicas como dioritas horbléndicas, cuarzodioritas y grabos, se distingue por su tonalidad oscura y la presencia de minerales como plagioclasa, hornblenda y biotita. Los procesos de meteorización que afectan a este batolito dan origen a suelos residuales limosos, arcillosos y verdosos, que configuran paisajes montañosos y colinados.

En cuanto al Batolito de Ibagué, este representa una gran formación plutónica intrusiva formada principalmente por granodioritas y tonalitas, aunque también incluye cuarzodioritas, monzogranitos y dioritas en proporciones menores. La meteorización de estas rocas produce suelos residuales profundos que pueden alcanzar hasta 80 metros de espesor, generando paisajes variados como lomas, colinas redondeadas y montañas de pendientes pronunciadas.

Por último, el Depósito de Derrubio constituye una formación de ladera de gran importancia que descansa discordantemente sobre las anfibolitas y las dioritas del Batolito de Altavista. Este depósito, que cubre alrededor del 40 % de la margen norte del valle de la Quebrada La Iguana, tiene más de 50 metros de espesor y está compuesto por bloques heterométricos de dioritas, granodioritas y tonalitas, además de niveles de paleosuelos y lentes de arenas y gravas.

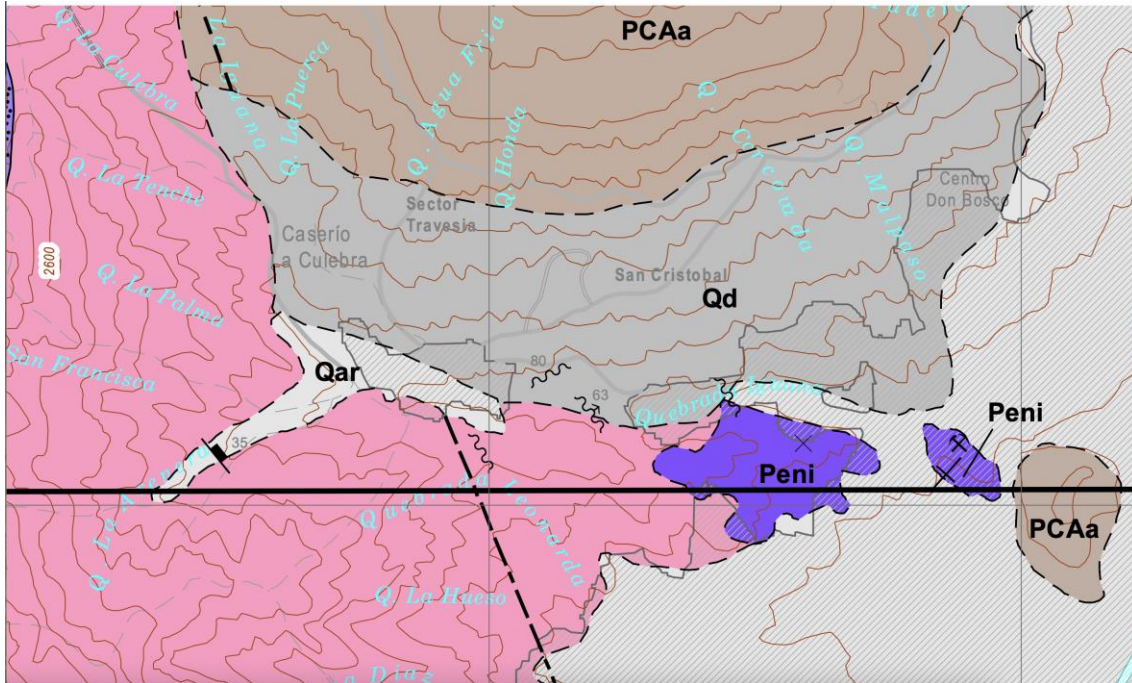


Ilustración 4. *Plancha 133. Servicio Geológico Colombiano.*

2.1.MORFOLOGÍA DEL TERRENO

Según el estudio de la SCI, la geomorfología en la zona de la Quebrada La Iguana, específicamente en la ladera norte del sector de la cárcel, se encuentra conformada por un depósito de derrubios sobre el macizo de rocas ígneo-metamórficas. En detalle, se identifica una Ladera Coluvial Disectada, caracterizada por:

- Formas alargadas y algo ondulosas.
- Una pendiente general del 23%.
- Drenaje subparalelo en dirección noroccidente, el cual se alinea con las fallas normales observadas en las imágenes satelitales.
- Este análisis geomorfológico confirma la influencia de las estructuras geológicas en la configuración del terreno:



Ilustración 5. Panorámica de la zona del proyecto.



3. EXPLORACIÓN GEOTÉCNICA

3.1. INFORMACIÓN PRELIMINAR

Durante la etapa de recopilación de información se contó con el estudio realizado por la SCI en el año 2014, este informe sobre la inestabilidad del talud sur del Complejo Penitenciario El Pedregal en Medellín es un análisis técnico exhaustivo que aborda las causas, impactos y posibles soluciones para este problema crítico. El estudio destaca que la ladera donde se ubica la penitenciaría está conformada por un depósito de derrubios compuesto por grandes bloques de roca ígnea y metamórfica en una matriz de gravas y arenas, con un espesor superior a los 55 metros. Este depósito, que descansa sobre un basamento fracturado por fallas tectónicas, se comporta como un acuífero libre, lo que agrava su vulnerabilidad a movimientos de masa en presencia de lluvias intensas.

Los análisis realizados muestran que las lluvias extremas asociadas al fenómeno de La Niña en 2010-2011 jugaron un papel fundamental en el desencadenamiento de la inestabilidad. Estas lluvias saturaron el terreno, reduciendo los factores de seguridad y generando asentamientos diferenciales de hasta un metro en las áreas del cerramiento. Adicionalmente, se identificaron redes hidrosanitarias dañadas que contribuyeron a la infiltración de agua en el terreno, exacerbando los movimientos de la ladera. A pesar de que los estudios geotécnicos iniciales cumplían con las normativas vigentes, no fueron suficientes para anticipar los riesgos inherentes a este tipo de depósitos coluviales en condiciones geomorfológicas complejas.

El informe incluye recomendaciones concretas para mitigar el problema, entre ellas la instalación de drenajes subhorizontales para aliviar la presión intersticial, la construcción de micropilotes para estabilizar la ladera, y la implementación de un sistema de monitoreo topográfico regular para evaluar el comportamiento del terreno. También se sugiere reparar las redes hidrosanitarias para evitar infiltraciones adicionales y construir canales de conducción para gestionar las aguas superficiales en períodos de lluvia extrema. Estas medidas buscan no solo contener la inestabilidad actual, sino también prevenir futuros deslizamientos.

3.2. EXPLORACIÓN MEDIANTE SONDEOS GEOMECÁNICOS

El programa de exploración geotécnica se desarrolló con el fin de conocer las propiedades físicas de los estratos más superficiales que componen el perfil de suelo. Este se programó de acuerdo a los lineamientos establecidos en la Norma Sismo Resistente Colombiana NSR-10 aparte H.3.2 Investigación del subsuelo, y con base en la arquitectura del proyecto. Así las cosas se realizaron 3 sondeos de hasta 5,50 m de profundidad, además se realizaron 2 apiques. En la Tabla 1 se presenta el resumen de la exploración realizada. A partir de esta exploración, se obtuvieron muestras alteradas y semi-alteradas para los respectivos ensayos de laboratorio. La distribución de la exploración realizada se muestra a continuación.



Ilustración 6. Distribución de exploración y unidades de construcción.

Tabla 1. Exploración realizada.

Sondeo	Profundidad (m)	Ensayo de campo
1	5,5	SPT
2	2,7	SPT
3	2,6	SPT

3.3. ENSAYOS DE LABORATORIO

A partir de las muestras obtenidas durante las actividades de exploración mediante sondeos, se programó una serie de ensayos de laboratorio con el fin de clasificar los materiales identificados y obtener propiedades índices y parámetros de deformabilidad de cada uno de los estratos que compone el perfil de suelo. A continuación, en la Tabla 2 se presenta el programa de ensayos de laboratorio realizado.



Tabla 2. Resumen ensayos de laboratorio.

SONDEO	MUESTRA	Profundidad (m)	Humedad (%)	Límites de Atterberg			% Pasa T-200	CLASIF.	Mat Org (%)	Peso Específico	Q u kg/cm ²	Peso Unit. (g/cm ³)	DESCRIPCIÓN
				LL	LP	IP							
1	1	1,00 - 1,50	31,5	39,1	27,6	11,5							Limo arcilloso marrón con presencia de arena
1	2	2,50 - 3,00	11,0	22,0	17,6	4,4	22,2	SC				2,225	Arena arcillosa marrón con gravas
1	4	5,00 - 5,50					22,6					2,205	Arena gravosa marrón
2	1	0,80 - 1,30	24,4	NL	NP	NI	7,2	SM				2,213	Arena gravosa marrón
2	2	2,30 - 2,70	31,4	54,9	39,3	15,6							Limo arcilloso marrón
3	1	0,90 - 1,40	32,9	35,4	27,5	7,9	56,1	ML				2,061	Limo arcilloso marrón con presencia de arena
3	2	2,40 - 2,60	16,0								1,64	2,015	Arcilla arenosa marrón

4. PERFIL ESTRATIGRÁFICO Y PARÁMETROS DE DISEÑO

4.1. PERFIL ESTRATIGRÁFICO DE DISEÑO

El perfil estratigráfico de diseño corresponde al perfil promedio predominante en la zona de estudio, que se determina a partir del cuidadoso estudio de los ensayos de laboratorio, inspección visual de muestras, análisis de la distribución y variación con la profundidad de los resultados del ensayo SPT.

De acuerdo a lo anterior, se obtiene se puede diferenciar una zona de comportamiento geotécnico en el área del proyecto, con un estrato. A continuación, se presenta la descripción del subsuelo a partir del nivel actual del terreno.

1.) 0.0 m –5,5 m

Depósito de derrubios compuesto por un flujo de lodos con matriz de color pardo rojiza, formado por arena limosa y limo arcillosa con fragmentos de anfíbolita, con valores de N del Ensayo de Penetración Estándar de entre 5 y 38 golpes/pie, con rechazo en el ensayo de SPT a partir de los 2,7 m.

Los suelos detectados corresponden con la descripción de las unidades geológicas en la zona.

El nivel freático fue detectado entre los 2,5 y 2,8 m durante la exploración geotécnica realizada, este nivel puede variar con las condiciones climáticas de la zona.

4.2. PARÁMETROS GEOTÉCNICOS DE DISEÑO

A partir de los resultados obtenidos de los ensayos de laboratorio realizados sobre las muestras extraídas durante la exploración del subsuelo, y utilizando correlaciones ampliamente reconocidas en la práctica de la ingeniería, a continuación, se presentan los criterios para la definición de los parámetros geotécnicos de diseño.



Tabla 3. Relación de valores de q_u y N (SPT)

CONSISTENCIA (Suelos Cohesivos)	N (S.P.T.)	q_u (Kg./cm ²) Resistencia a la Compresión Simple	E (Kg./cm ²)
Muy blanda	< 2	< 0,25	3
Blanda	2 a 4	0,25 a 0,50	30
Mediana	4 a 8	0,50 a 1,00	45 a 90
Compacta	8 a 15	1,00 a 2,00	90 a 200
Muy compacta	15 a 30	2,00 a 4,00	200
Dura	> 30	> 4	200

Módulo de Young (Kpa):

Se utilizó la siguiente expresión para el cálculo del módulo de las arcillas detectadas.

Arenas y gravas: $E = 500 \cdot (15 + N)$ según Bowles, 1996

Y se verificó que el valor se encuentre en los rangos de lo obtenido con las siguientes ecuaciones.

Clay and silt

$I_p > 30$ or organic

$E_s = (100 \text{ to } 500)s_u$

Silty or sandy clay

$I_p < 30$ or stiff

$E_s = (500 \text{ to } 1500)s_u$

Relación de vacíos e_o :

El valor de relación de vacíos se obtuvo a partir de la siguiente tabla, se debe resaltar que se utilizaron valores altos para simular una condición crítica de deformaciones.

Tabla 4. Rangos de valores de relación de vacíos de acuerdo con el tipo de suelo.

Ranges of void ratio e (Braja M. DAS: Principles of Foundation Engineering)	
Soil	Void ratio e [-]
Poorly graded sand with loose density	0.8
Well graded dense sand	0.45
Loose density sand with angular particles	0.65
Dense density sand with angular particles	0.4
Stiff clay	0.6
Soft clay	0.9 - 1.4
Loess	0.9
Soft organic clay	2.5 - 3.2
Glacial till	0.3



Parámetros drenados de resistencia del suelo

Para el cálculo de los parámetros efectivos de resistencia del suelo, se utilizó el artículo “Estimativos de parámetros efectivos de resistencia con el SPT” de las X Jornadas Geotécnicas de la Ingeniería Colombiana – SCI- SCG – 1999 de Álvaro J. González G.

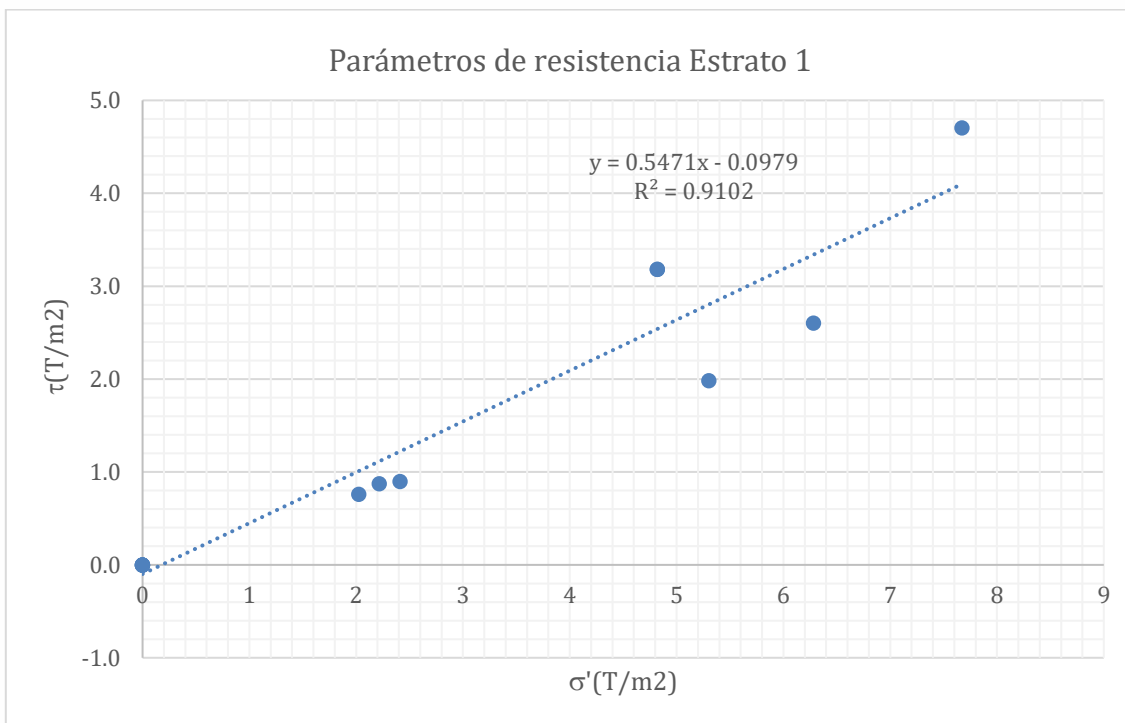


Ilustración 7. Parámetros de resistencia efectivos Estrato 1

Resumen parámetros geotécnicos de diseño

Tabla 5 Parámetros geotécnicos de Diseño.

Estrato	Profundidad (m)	γ (ton/m ³)	E (Ton/m ²)	ϕ'
1	0,0– 2,66/5,5	2,0	1150	28

Donde:

γ = Peso Unitario (ton/m³)

E =Modulo de Elasticidad del suelo.

4.3. FACTORES DE DISEÑO SÍSMICO

De acuerdo con la NSR-10 el suelo de este proyecto es de tipo C con los siguientes parámetros de diseño sísmico:



Tabla 6. Parámetros de diseño sísmico

Municipio	Aa	Av	Zona de Amenaza Sísmica
Medellín	0.15	0.20	intermedia

El perfil de suelo se define de acuerdo con la Tabla A.2.4-1. Clasificación de los perfiles de suelo, en donde los criterios se basaron principalmente en los resultados del ensayo SPT. Esta tabla se presenta a continuación:

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

Tipo de perfil	Descripción	Definición
A	Perfil de roca competente	$\bar{V}_s \geq 1500$ m/s
B	Perfil de roca de rigidez media	1500 m/s $> \bar{V}_s \geq 760$ m/s
C	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	760 m/s $> \bar{V}_s \geq 360$ m/s
	perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con cualquiera de los dos criterios	$\bar{N} \geq 50$, o $\bar{s}_u \geq 100$ kPa (≈ 1 kgf/cm ²)
D	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	360 m/s $> \bar{V}_s \geq 180$ m/s
	perfiles de suelos rígidos que cumplan cualquiera de las dos condiciones	$50 > \bar{N} \geq 15$, o 100 kPa (≈ 1 kgf/cm ²) $> \bar{s}_u \geq 50$ kPa (≈ 0.5 kgf/cm ²)
E	Perfil que cumpla el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	180 m/s $> \bar{V}_s$
	perfil que contiene un espesor total H mayor de 3 m de arcillas blandas	$IP > 20$ $w \geq 40\%$ 50 kPa (≈ 0.50 kgf/cm ²) $> \bar{s}_u$
F	Los perfiles de suelo tipo F requieren una evaluación realizada explícitamente en el sitio por un ingeniero geotecnista de acuerdo con el procedimiento de A.2.10. Se contemplan las siguientes subclases: F ₁ — Suelos susceptibles a la falla o colapso causado por la excitación sísmica, tales como: suelos licuables, arcillas sensitivas, suelos dispersivos o débilmente cementados, etc. F ₂ — Turba y arcillas orgánicas y muy orgánicas ($H > 3$ m para turba o arcillas orgánicas y muy orgánicas). F ₃ — Arcillas de muy alta plasticidad ($H > 7.5$ m con Índice de Plasticidad $IP > 75$) F ₄ — Perfiles de gran espesor de arcillas de rigidez mediana a blanda ($H > 36$ m)	

Se realizó con base en el número medio de golpes obtenido en el ensayo SPT con la siguiente ecuación tomada del título A de la NSR – 10.

$$\bar{N}_{ch} = \frac{d_s}{\sum_{i=1}^m \frac{d_i}{N_i}} \quad (\text{A.2.4-3})$$

El promedio del parámetro N del ensayo SPT es superior a 50 dado el rechazo detectado, valor que está dentro del rango para un perfil tipo C.



Valores del coeficiente F_a y F_v

El valor de los coeficientes F_a y F_v se obtiene a partir de A_a y del perfil de suelo definido para el proyecto. Para su determinación se hace uso de las siguientes tablas del título A de la Norma Sismo Resistente Colombiana NSR-10.

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

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

Nota: Para el perfil tipo **F** debe realizarse una investigación geotécnica particular para el lugar específico y debe llevarse a cabo un análisis de amplificación de onda de acuerdo con A.2.10.

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

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

Nota: Para el perfil tipo **F** debe realizarse una investigación geotécnica particular para el lugar específico y debe llevarse a cabo un análisis de amplificación de onda de acuerdo con A.2.10.



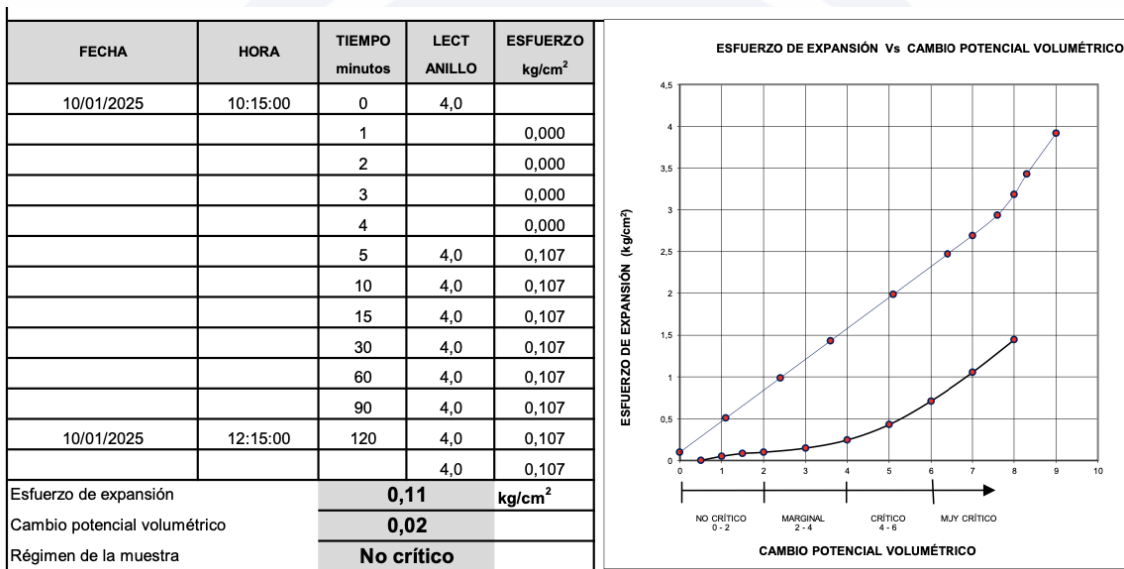
5. ANÁLISIS GEOTÉCNICO

5.1. CARACTERÍSTICAS ESPECIALES DEL SUELO

POTENCIAL DE EXPANSIÓN DE LOS SUELOS.

Teniendo en cuenta que se detectó un depósito de derrubios en la zona de estudio, se puede afirmar que estos suelos no presentan riesgo de expansión. Esto se debe a que las arenas y gravas mezcladas en el perfil, a diferencia de otros tipos de los suelos arcillosos, tienen una menor capacidad de retener agua y, por lo tanto, no se hinchan ni se contraen significativamente con los cambios de humedad. Este comportamiento hace que las arenas sean más estables y menos propensas a causar problemas estructurales en edificaciones y otras construcciones.

Esto se verificó con la realización de un ensayo de expansión como se observa a continuación:



SUELOS DISPERSIVOS

Los suelos dispersivos entran de manera espontánea en solución en presencia de agua, primero como una nube de materia en suspensión, y luego como una extensión generalizada del fenómeno. Teniendo en cuenta que no se evidencio ningún tipo de comportamiento dispersivo al momento de realizar los ensayos de laboratorio que involucran aumentar el contenido de agua (límites de Atterberg) y que en la zona no se detectaron cárcavas o hundimientos se puede concluir que los suelos del proyecto no son dispersivos.

SUELOS COLAPSABLES

Se identifica la colapsabilidad de un depósito, cuando el volumen de vacíos iguala la cantidad de agua en el punto del límite líquido. Para mayor cantidad de agua o menor volumen de vacíos el depósito es inestable. La evaluación se puede hacer mediante la formulación que se presenta a continuación lo anterior según el título H de la NSR-10:



$$\gamma_{\text{drit}} = \frac{\gamma_w}{(1 / G_s) + w_\ell}$$

A continuación, se presentan los resultados de los cálculos realizados para la identificación del potencial de colapsabilidad:

Sondeo	Muestra	Densidad de la Muestra (t/m3)	Humedad (%)	Peso unitario seco	Limite liquido (%)	Peso unitario crítico	Clasificación
1	1	2,225	11,0	2,0	22,0	1,7	No Colapsable
3	1	2,061	32,9	1,6	35,4	1,4	No Colapsable

Se debe resaltar que el cálculo del peso unitario seco se realizó de acuerdo con la siguiente ecuación:

$$\text{Peso unitario seco} = \frac{\text{densidad}}{(1 + \frac{\text{humedad}}{100})}$$

CUERPOS DE AGUA CERCANOS Y VEGETACIÓN

Durante las actividades de exploración no se detectaron daños por raíces ni cuerpos de agua, sin embargo, es importante que se garantice que alrededor de las estructuras sean sembrados árboles y arbustos con una baja avidez de agua y con sistemas de raíces verticales; evitando especies con raíces en abanicos y altas demandas diarias de agua como los urapanes o eucaliptos.

5.2. EVALUACIÓN DE LA CIMENTACIÓN EXISTENTE

CIMENTACIÓN EXISTENTE

De acuerdo con los dos apiques realizados, cuyos resultados se adjuntan a este informe se presentan cimientos aislados y corridos apoyados entre 0,8 y 1,3 m de profundidad a continuación se presenta una tabla con los resultados obtenidos:

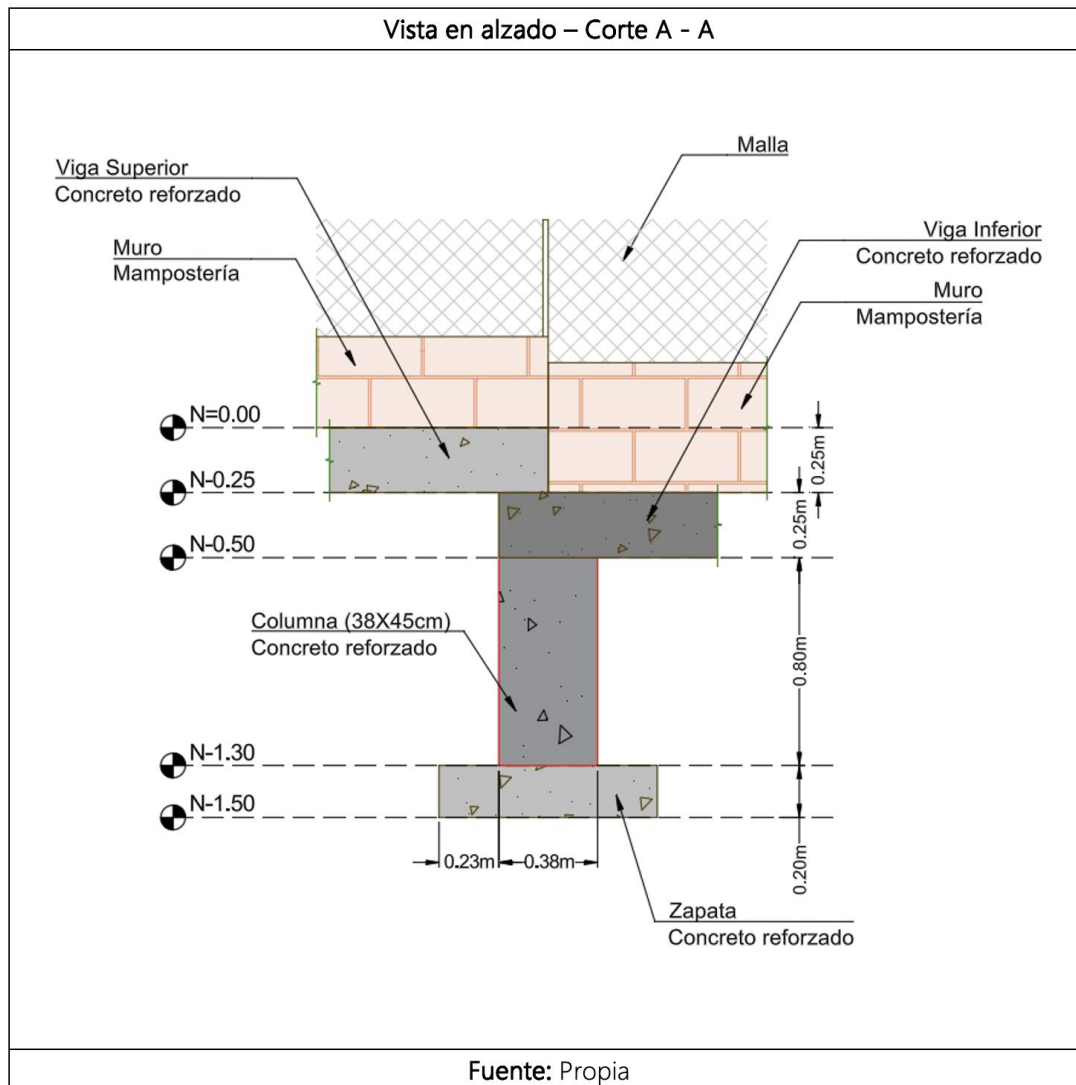


Ilustración 8. Cimentación detectada en el apique 1

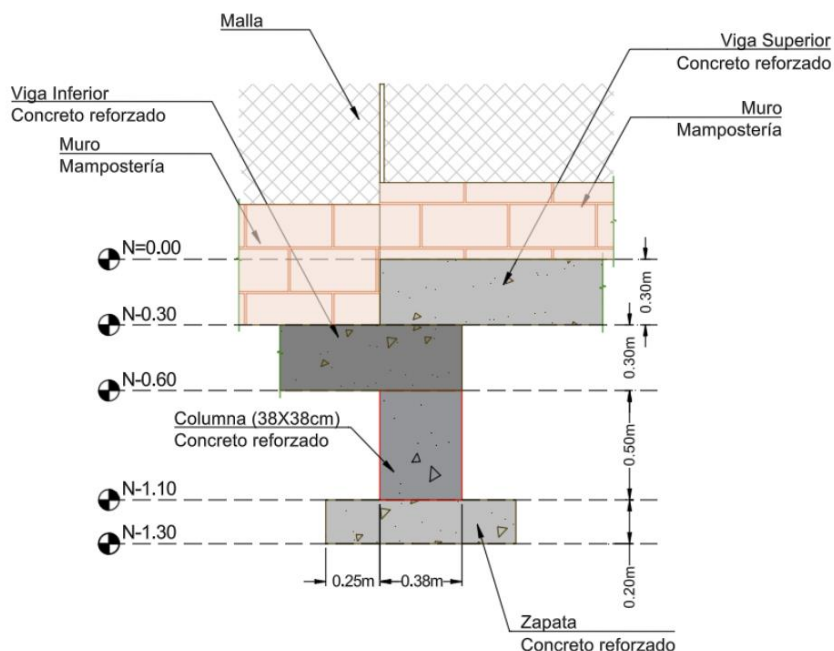


Ilustración 9. Cimentación detectada en el apique 2

Apique	Tipo zapata	de	Ancho (m)	Profundidad (m)	Ancho de la columna (m)	Material
1	Aislada		0,84	1,5	0,38	Concreto
2	Aislada		0,88	1,3	0,38	Concreto

EVALUACIÓN DE LA CAPACIDAD PORTANTE DE LA CIMENTACIÓN EXISTENTE

A partir de la geometría detectada de los cimientos, la información suministrada, la altura actual y teniendo en cuenta los parámetros efectivos calculados para el suelo de apoyo se determinó la capacidad portante del suelo utilizando los métodos clásicos de cálculo obteniendo los siguientes valores según Vesic, el cálculo de esta capacidad se presenta en los anexos.

Apique	Tipo zapata	de	Ancho (m)	Profundidad (m)	Capacidad portante última (ton/m2)	Presión de contacto (ton/m2)	Factor de seguridad
1	Aislada		0,84	1,5	48.76	20	2,44
2	Aislada		0,88	1,3	42,28	20	2,11



De acuerdo a los resultados anteriores, se tiene que los factores de seguridad indirectos son menores de 3,0 por lo que la cimentación no cumple con los factores de seguridad requeridos por la NSR-10 en el numeral H.2.4.2. El ingeniero estructural deberá verificar el factor de seguridad de cada zapata.

ANÁLISIS DE ASENTAMIENTOS

Con el fin de evaluar los asentamientos desarrollados dadas las cargas aplicadas por la cimentación de la estructura, se utilizó el programa Settle 3D que permite realizar un análisis de desplazamientos verticales tanto elásticos como por consolidación bajo la superficie ante cargas aplicadas.

Los asentamientos que se debieron presentar durante la construcción de la estructura por efectos de las cargas generadas debieron ser del orden de 2 cm, presentándose la mayoría de estos asentamientos durante la construcción. Como se muestra a continuación:

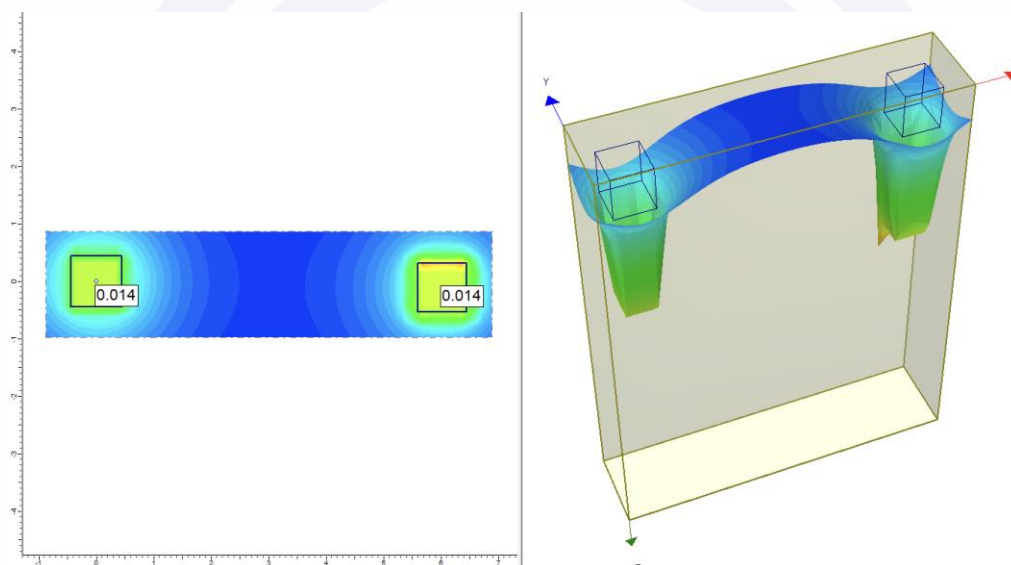


Ilustración 10. Asentamientos totales.

COMPORTAMIENTO DE LA CIMENTACIÓN ANTE CARGAS DINÁMICAS

Para determinar el factor de seguridad ante sismo se determinó la capacidad portante del suelo utilizando los métodos clásicos de cálculo obteniendo los siguientes valores según Vesic, el cálculo de esta capacidad se presenta en los anexos.

Apique	Tipo de zapata	Ancho (m)	Profundidad (m)	Capacidad portante última (ton/m2)	Factor de seguridad ante sismo	Capacidad portante ante sismo(ton/m2)
1	Aislada	0,84	1,5	48.76	1,5	31,48
2	Aislada	0,88	1,3	42,28	1,5	29,00



De acuerdo a los resultados anteriores, se tiene que los factores de seguridad indirectos son mayores de 1,5 por lo que la cimentación cumple con los factores de seguridad requeridos por la NSR-10 en el numeral H.2.4.2. El ingeniero estructural deberá verificar el factor de seguridad de cada zapata.

CONCLUSIONES

Con base en los trabajos de campo y la totalidad de análisis efectuados, se tiene que la cimentación actual se encuentra trabajando en rangos inaceptables para las cargas existentes. Teniendo en cuenta el estudio previo de la SCI es necesario que se realicen las obras de mitigación del riesgo en la zona. Por lo anterior se hace necesario que el ingeniero estructural verifique la estructura según las recomendaciones incluidas en el numeral 5.3 que aplican para el reforzamiento de la cimentación y para cargas nuevas. Es importante resaltar que el ingeniero calculista deberá revisar el estado estructural de los cimientos encontrados, a la luz de los requisitos de la NSR -2010.

5.3. IDENTIFICACIÓN DE LA FALLA

El problema central es la inestabilidad del talud sur del Complejo Penitenciario y Carcelario El Pedregal, ubicado en Medellín. Este fenómeno ha afectado el cerramiento de seguridad y ha generado desplazamientos diferenciales en el terreno, comprometiendo la estabilidad de la infraestructura. Se observó un escarpe de hasta un metro de altura, grietas en las estructuras de soporte, inclinación y desplazamiento de las columnas de cerramiento, y deformaciones en la malla metálica de seguridad.



Ilustración 11. Escarpe de falla.

El análisis geotécnico reveló que el complejo fue construido sobre un depósito de derrubios con un grosor mayor a 55 metros. Este depósito está compuesto por bloques heterométricos de rocas ígneas y metamórficas (gneises, dioritas y anfibolitas) embebidos en una matriz de gravas y arenas, con intercalaciones de paleosuelos y arcillas orgánicas. Este tipo de material presenta una alta variabilidad en resistencia y puede ser susceptible a asentamientos diferenciales.



El basamento rocoso subyacente, compuesto por rocas metamórficas e ígneas, presenta fracturamiento debido a un sistema de fallas normales, lo que genera grietas y favorece la infiltración de agua subterránea. Esto convierte al depósito de derrubios en un acuífero libre con zonas de recarga y descarga, incrementando los riesgos de inestabilidad.

De acuerdo al estudio de suelos realizado y las recomendaciones del estudio existente de la SCI se tiene una profundidad de inestabilidad de entre 5,5 y 7,0 m. Los factores que determinaron la falla fueron:

Factores Geológicos y Geomorfológicos

Existencia de una zona de fallas y fracturas en el basamento rocoso, lo que ha permitido la acumulación de materiales sueltos con baja cohesión.

Presencia de depósitos coluviales formados por eventos de movimientos en masa previos, indicando una susceptibilidad inherente a nuevos procesos de inestabilidad.

Factores Hidrogeológicos

El depósito de derrubios funciona como un acuífero libre, con una recarga continua de agua subterránea.

Se identificó erosión interna en la matriz del depósito coluvial, lo que ha generado asentamientos y pérdida de resistencia en el suelo.

Infiltración de agua proveniente de redes hidrosanitarias averiadas, lo que ha contribuido a la saturación del suelo y la reducción de su resistencia al corte.

Factores Climáticos

Durante el periodo 2007-2011, la zona experimentó un incremento significativo en la pluviosidad, asociado con el fenómeno de La Niña, que generó una acumulación de humedad en el suelo y la disminución de su estabilidad.

La alta pluviosidad en 2010-2011 superó los registros históricos, lo que aceleró los procesos de remoción en masa y activó el deslizamiento.

Factores Constructivos

La construcción del cerramiento no consideró un estudio geotécnico detallado que evaluara la estabilidad del talud en su etapa de diseño.

Se realizaron modificaciones en la infraestructura original, como la construcción de una garita en cercanías a la falla, que pudo haber incrementado las cargas sobre el talud inestable.

Deficiencias en el Mantenimiento

Se observó la presencia de canales de drenaje obstruidos por vegetación y sedimentos, lo que impidió un adecuado control del agua superficial.

Los resultados indicaron que el abatimiento del nivel freático mejora significativamente la estabilidad del talud, lo que sugiere que la infiltración de agua es uno de los principales detonantes del proceso de inestabilidad.



La inestabilidad del talud sur de El Pedregal es el resultado de una combinación de condiciones geológicas preexistentes, efectos hidrogeológicos, deficiencias en el diseño y mantenimiento, y eventos climáticos extremos.

La saturación del suelo, provocada tanto por la lluvia como por el mal estado de las redes hidrosanitarias, ha reducido los factores de seguridad del talud, favoreciendo su desplazamiento.

Se recomienda la implementación de medidas correctivas como la instalación de drenajes subhorizontales, la estabilización del talud con micropilotes y la reparación de las redes hidrosanitarias para reducir la infiltración de agua.

Este análisis permite concluir que, aunque la inestabilidad del talud pudo haberse mitigado con estudios previos más detallados, la combinación de factores geotécnicos y climáticos hizo que el problema fuera difícil de prever en su totalidad.

5.4. SELECCIÓN DEL SISTEMA DE CIMENTACIÓN

Dado que se construirán pilotes para la estabilización del talud, estos pueden aprovecharse como apoyo para el muro de cerramiento, optimizando así los recursos estructurales y garantizando una cimentación segura. No obstante, considerando que el cerramiento existente cuenta con cimentaciones aisladas superficiales, la opción de utilizar zapatas sigue siendo viable.

El empleo de zapatas en los nuevos apoyos permitirá que tanto los cimientos originales como los nuevos trabajen de manera uniforme, reduciendo el riesgo de asentamientos diferenciales. Además, las zapatas ofrecen una solución eficiente en términos de capacidad portante, facilidad constructiva y compatibilidad con el sistema existente.

Si bien los cimientos profundos como pilotes o caissons suelen implicar costos elevados y no siempre son necesarios para este tipo de estructuras, en este caso, al ser requeridos para la estabilización del talud, su uso para el cerramiento se presenta como una alternativa viable.

5.5. SISTEMA DE ESTABILIZACIÓN Y FUNDACIÓN DE MICROPILOTES TANGENCIALES

Se deberán construir micropilotes de concreto reforzado, pre-excavados y fundidos in-situ con diámetros de 0,5 m y una longitud de 14,5 m, separados cada 1,0 m, medidos a partir de la superficie actual del terreno.

Estos pilotes tienen como función principal estabilizar la ladera y se recomiendan en base al estudio realizado por la SCI, para su verificación se realizó un modelo en 3d del muro de pilotes tangentes como se muestra a continuación:

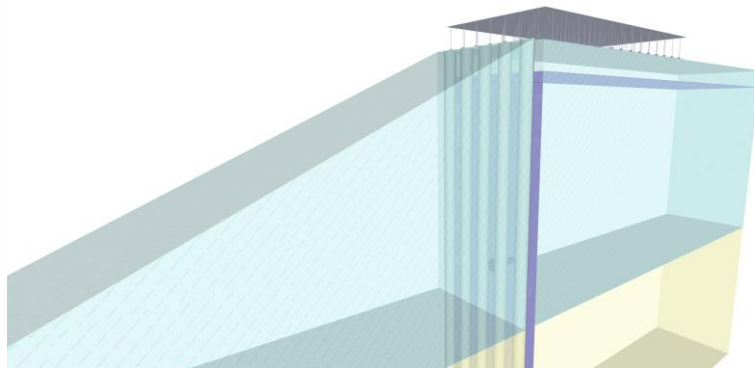


Ilustración 12. Modelación 3D

Edit section ✕

Type of wall : Pile curtain

Cross-section name : Pile curtain d = 0.50 m; a = 1.00 m ☐ User def.

Section length : l = 14.00 [m]

Coeff. of pressure reduc. below ditch bottom : calculate

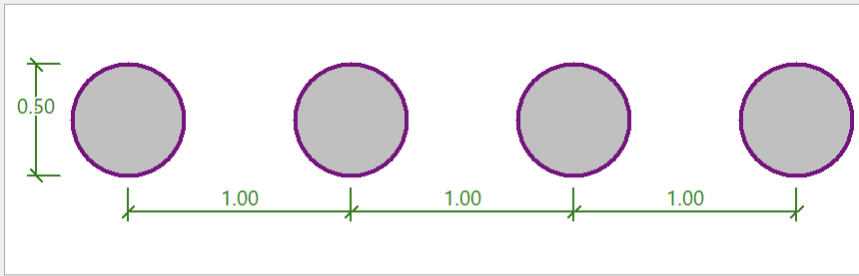
— Geometry —

Cross-section type : circle

Pile diameter : d = 0.50 [m]

Pile spacing : a = 1.00 [m]

Material of pile : concrete



— Information —

A = 1.96E-01 [m²/m] **I = 3.07E-03 [m⁴/m]**

 User's catalog ✓ OK ✗ Cancel

Ilustración 13. Geometría de la cortina de pilotes



Con estas condiciones se obtuvo que se esperan deformaciones de menos de 4 mm como se observa a continuación:

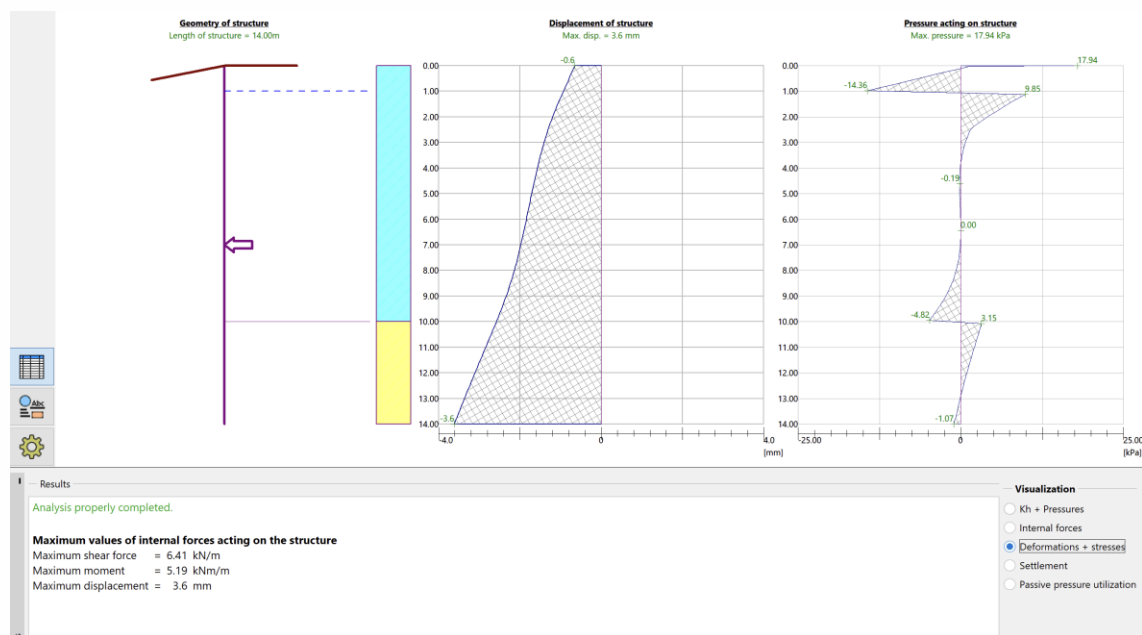


Ilustración 14. Deformaciones esperadas.

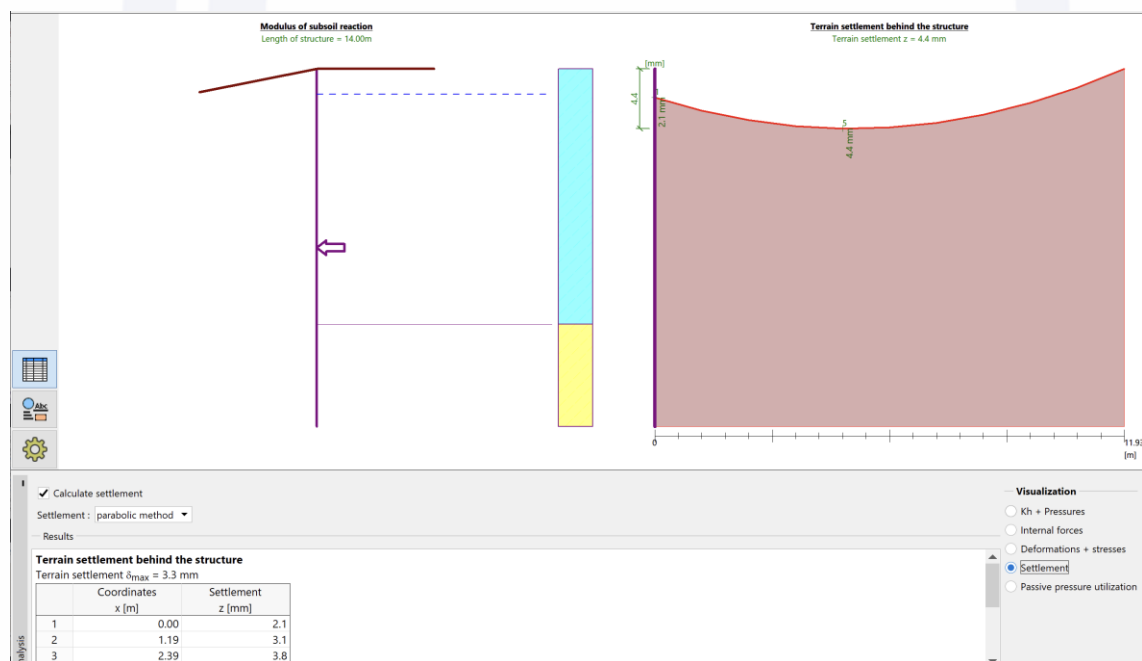


Ilustración 15. Asentamientos esperados.

Además se verificó la estabilidad general obteniendo factores de seguridad superiores a 1,5 para el caso estático y a 1,05 para el caso dinámico como se observa a continuación:

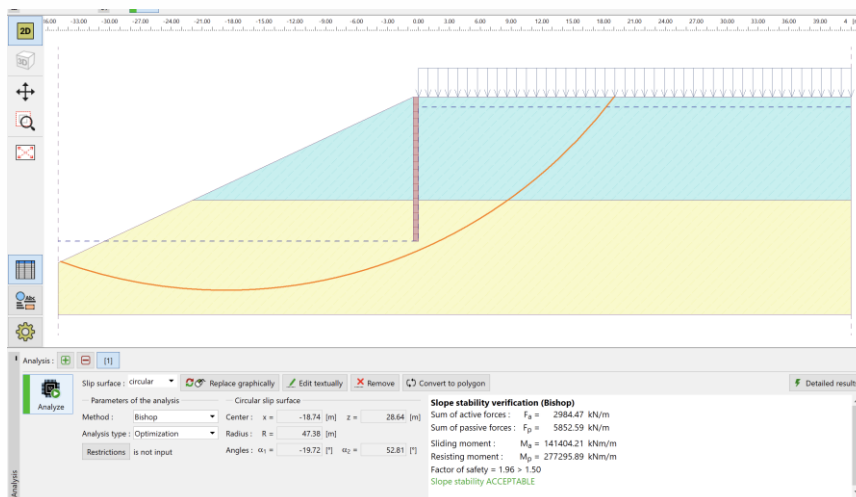


Ilustración 16. Factores de seguridad obtenidos.

- a) Los pilotes se fundirán en concreto de 3500 psi y proyectarán con base en la capacidad máxima de los pilotes del siguiente cuadro. Se debe resaltar que esta profundidad esta medida a partir del nivel actual del terreno

Tabla 7. Capacidad de los pilotes.

Longitud/diámetros (m)	capacidad pilotes (ton)					
	0,2	0,25	0,3	0,4	0,5	0,6
14,5	13,58	17,76	22,34	32,69	44,63	58,14

- b) La resistencia final del concreto será tal que cumpla con un esfuerzo máximo sobre la sección transversal de $0.25f_c$ para cargas verticales sin mayorar.
- c) Los cimientos deberán tener como mínimo el siguiente acero de refuerzo:

TABLA C.15.11-1 — CUANTÍAS MÍNIMAS LONGITUDINALES Y TRANSVERSALES EN PILOTES Y CAJONES DE CIMENTACIÓN VACIADOS EN SITIO

Requisito	Estructuras con capacidad mínima (DM) de disipación de energía	Estructuras con capacidad especial (DES) y moderada (DMO) de disipación de energía (véase la Nota)
Resistencia mínima del concreto, f'_c	17.5 MPa	17.5 MPa
Cuantía longitudinal mínima	0.0025	0.0050
Número mínimo de barras longitudinales	4	4
Longitud del refuerzo longitudinal, a menos que el estudio geotécnico indique que se debe utilizar una longitud mayor	tercio superior de la longitud del pilote, pero no menos de 4 m.	mitad superior de la longitud del pilote, pero no menos de 6 m.
Diámetro de la barra de los estribos	Nº 2 (1/4") ó 6M (6 mm) para pilotes hasta de 500 mm de diámetro y Nº 3 (3/8") ó 10M (10 mm) para pilotes de más de 500 mm de diámetro.	Nº 3 (3/8") ó 10M (10 mm) para pilotes hasta de 750 mm de diámetro y Nº 4 (1/2") ó 12M (12 mm) para pilotes de más de 750 mm de diámetro.
Separación máxima de los estribos	100 mm en los 600 mm superiores del pilote y 16 diámetros de barra longitudinal, a lo largo de la zona armada longitudinalmente.	75 mm en los 1.20 m superiores del pilote y 16 diámetros de barra longitudinal, a lo largo de la zona armada longitudinalmente.

Nota: Cuando el diseño indica que se presentará disipación de energía en el rango inelástico en la zona superior del pilote o cajón, deben cumplirse los requisitos dados en el Capítulo C.21 y deben tomarse las precauciones necesarias para garantizar que la articulación plástica se presenta en la zona confinada.

- d) Los pilotes se distribuirán con un espaciamiento mínimo entre ejes de 2 diámetros.
- e) Al final del presente informe se incluyen recomendaciones constructivas.



- f) Los planos de cimentación producto de las anteriores recomendaciones serán revisados y aprobados por esta consultoría, sin esta aprobación no tendrán validez.
- g) De acuerdo con las condiciones descritas los asentamientos probables son del orden de 6 cm para pilotes de 14.5 m.

5.6. CÁLCULO DE MÓDULO DE REACCIÓN HORIZONTAL

Para las condiciones aquí descritas se tienen los siguientes módulos de reacción del subsuelo “k” para cada uno de los estratos implicados, calculados con base en la ecuación de Vesic (1961) en la cual se analiza un elemento estructural horizontal infinito en una fundación elástica obteniendo mediante el uso de la teoría de la reacción del subsuelo, se relaciona el módulo de reacción del subsuelo “k” con los parámetros elásticos E_s y poisson “ μ ” de la masa de suelo 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

Tabla 8. Módulo de reacción horizontal (ton/m3)

MÓDULO DE REACCIÓN HORIZONTAL (Ton/m3) Método Vesic (1961) y Kishida y Nakai(1977)						
Estrato/diámetro (m)	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7
0-10	5425,9	3617,3	2713,0	2170,4	1808,6	1550,3
10-14	15332,0	10221,3	7666,0	6132,8	5110,7	4380,6

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

Tabla 9. Factor de corrección

No. de pilotes	Factor
2	0.50
3	0.33
≥ 5	0.25



5.7. CÁLCULO DE MÓDULO DE REACCIÓN VERTICAL

$$Kv = \frac{2 * G * d}{1 - v}$$

Donde:

d = Diámetro del pilote

G = Módulo de corte del suelo

v = Relación de Poisson

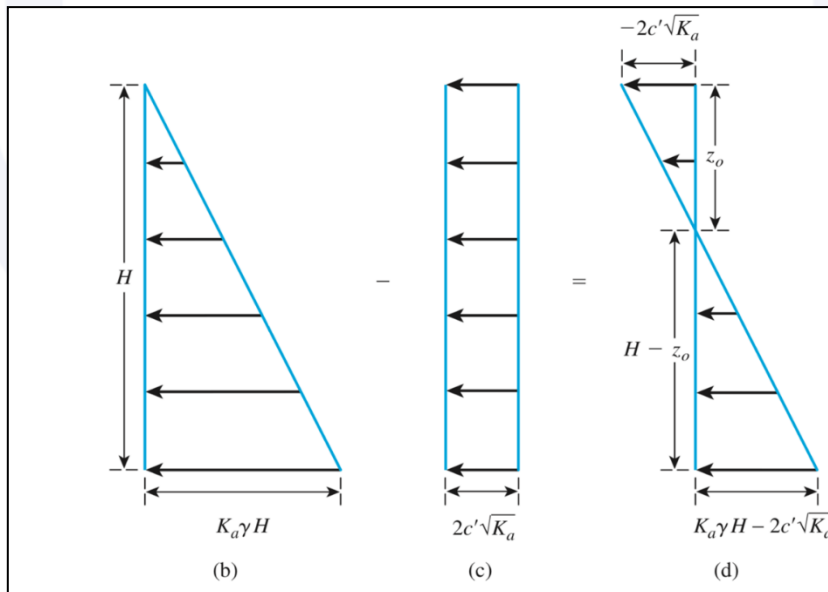
Tabla 10. Módulo de reacción vertical (ton/m3)

Módulo vertical de pilotes (Ton/m)				
Profundidad de empotramiento/ ancho (m)	0,3	0,4	0,5	0,6
Módulo vertical de pilotes (Ton/m)	356,0	474,7	593,4	712,1

a) La cortina de pilotes será diseñada con base en los siguientes diagramas de empujes:

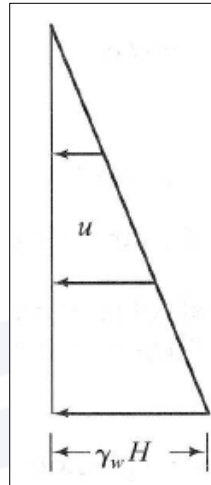
- Presión activa ejercida por el saturado

Consistirá en una distribución triangular con un $K_a=0,40$, una cohesión efectiva de 10 kpa. un peso unitario γ de 2,0 ton/m3, y un $K_{ae}=0,52$ según Mononobe Okabe



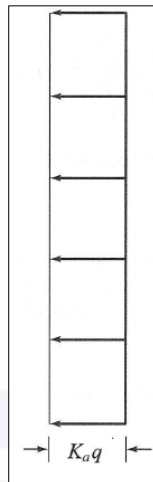
- Presión Hidrostática

Consistirá en una distribución triangular con el peso unitario del agua de 1 ton/m3 a partir de la profundidad usual del nivel freático en la zona.



- Presión producto de la sobrecarga

Teniendo en cuenta los vecinos del proyecto se deberá incluir cualquier sobrecarga causada por los mismos (q). La misma será tenida en cuenta como una distribución uniforme de presión cuyo valor es el producto del valor de la sobrecarga y el K_a . Para las vías y construcciones vecinas se recomienda una sobrecarga de mínimo 2,5 ton/m².



5.8. SISTEMA DE FUNDACIÓN – ZAPATAS AISLADAS

Se podrán proyectar zapatas aisladas en concreto reforzado apoyadas a partir de 2,0 m de profundidad medidos a partir del nivel del terreno, garantizando que se encuentren sobre los suelos detectados de mayor consistencia, para alcanzar ese nivel se pueden plantear rellenos de material ciclópeo. La composición de estos rellenos será de un 40% de piedra y un 60% de concreto con una resistencia de 2500 psi. En el caso de las cimentaciones que deban ser reforzadas, las zapatas deberán ser recalzadas para cumplir con las capacidades que se presenta a continuación.

a) El área de las zapatas se determinará con base en una presión máxima de contacto, que depende de su tamaño y profundidad de apoyo, como se muestra a continuación:



Capacidad portante admisible (Ton/m2) zapatas aisladas					
Profundidad de empotramiento/ancho	0,8	1	1,5	2	2,5
2,0	21,72	21,68	21,71	22,87	22,81

- Para garantizar la estabilidad de los cimientos los mismos deberán tener por lo menos un ancho de 0.8 m.
- Todos los muros deberán apoyarse sobre cimientos o vigas de amarre.
- Las zapatas se enlazarán mediante una red de vigas de amarre proyectadas para trasladar un 20% de la carga a los elementos contiguos.
- El suelo de apoyo deberá ser recubierto con 3 cm de concreto pobre para evitar la alteración del mismo por cambios de humedad.
- La planta de cimentación deberá ser aprobada por esta consultoría, sin esta aprobación los planos de cimentación no tendrán validez.
- Esta consultoría debe aprobar el suelo de cimentación.
- Para las condiciones aquí descritas se presentan los módulos de reacción del suelo calculados con base en la ecuación de Ayse T. Daloglu and C. Girila Vallabhan, JOURNAL GEOTECHNICAL AND GEOENVIRONMENTAL ENGINEERING, Mayo del 2000.

$$k = \frac{0.95E_s}{(1 - \nu_s^2)} \left[\frac{B^4 E_s}{(1 - \nu_s^2)EI} \right]^{0.108}$$

Dónde: Es es el módulo de elasticidad, ν_s es la relación de Poisson, B es el ancho de la zapata e I es la inercia del elemento y k es el módulo de reacción en ton/m3.

Módulo de reacción zapatas aisladas(Ton/m3)					
Profundidad de empotramiento/ancho (m)	0,8	1	1,5	2	2,5
2,0	437,6	370,1	273,1	220,1	186,2

ASENTAMIENTOS

Para las condiciones del proyecto y el subsuelo descrito en este informe se esperan asentamientos totales del orden de entre 2 y 4 cm. Los cuales se presentarán en su mayor parte durante la construcción, es de mencionar que no se presentan asentamientos por consolidación de importancia dada la naturaleza arenosa de los suelos en la zona. A continuación, se presentan los asentamientos obtenidos para la cimentación proyectada.

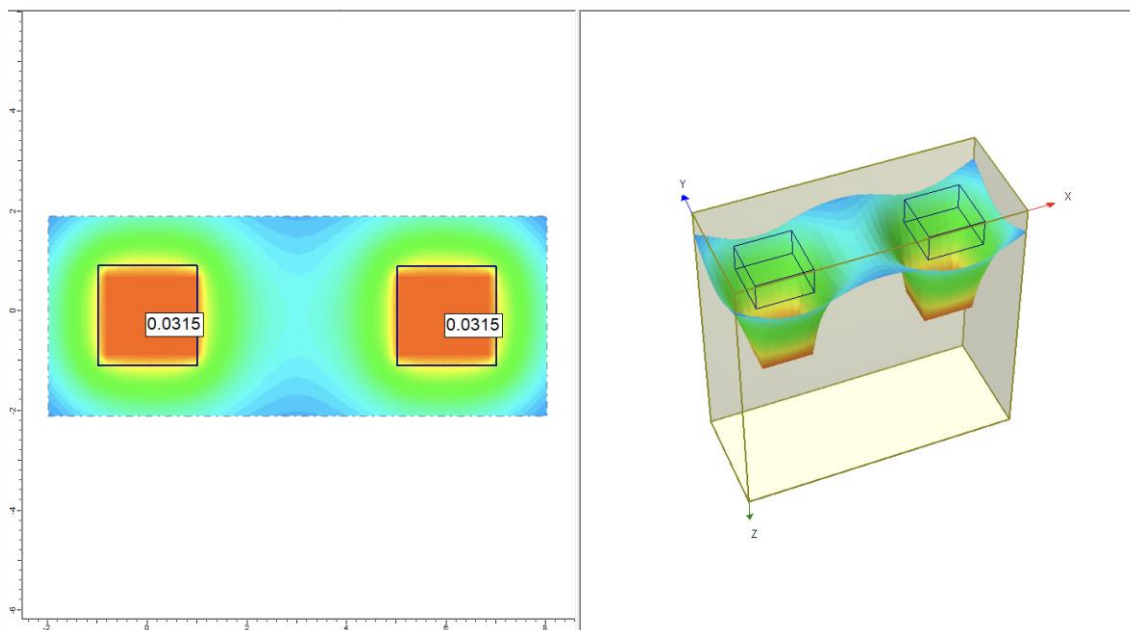


Ilustración 17. Asentamientos totales (m)

CALCULO DE FACTORES DE SEGURIDAD

Se debe resaltar que en este caso y teniendo en cuenta la ausencia de nivel freático, los factores de seguridad directos se calculan con parámetros drenados.

Factor de Seguridad Indirecto Carga Muerta + Carga Viva

El factor de seguridad indirecto para condición estática con **Carga Muerta + Carga Viva** se establece la relación entre la capacidad de carga última q_u y la capacidad de admisible de trabajo q_{adm} .

$$Q_{adm} = \frac{65,05 \frac{Ton}{m^2}}{3} = 21,68 \text{ ton/m}^2$$

Se tiene un factor de seguridad indirecto de 3 que está acorde con los requerimientos de la NSR-2010, consignados en la Tabla H.4.7-1 Factores de Seguridad Indirectos FSICP (Factores de seguridad indirectos ante capacidad portante) Mínimos donde se exige un valor de mínimo 3,0.

Factor de Seguridad Indirecto Carga Muerta + Carga Viva Máxima

El factor de seguridad indirecto para condición estática con **Carga Muerta + Carga Viva máxima** se establece la relación entre la capacidad de carga última q_u y la capacidad de admisible de trabajo q_{adm} .

$$Q_{adm} = \frac{65,05 \frac{Ton}{m^2}}{2,5} = 26,02/m^2$$



Se tiene un factor de seguridad indirecto de 2,5 que está acorde con los requerimientos de la NSR-2010, consignados en la Tabla H.4.7-1 Factores de Seguridad Indirectos FSICP (Factores de seguridad indirectos ante capacidad portante) Mínimos donde se exige un valor de mínimo 2,5.

Factor de Seguridad Indirecto Carga Muerta + Carga Viva Normal + Sismo de Diseño Seudo estático

El factor de seguridad indirecto para condición estática con **Carga Muerta + Carga Viva** se establece la relación entre la capacidad de carga última q_u y la capacidad de admisible de trabajo Q_{adm} .

$$Q_{adm} = \frac{65,05 \frac{Ton}{m^2}}{1,5} = 43,37 \text{ ton/m}^2$$

Se tiene un factor de seguridad indirecto de 1,5 que está acorde con los requerimientos de la NSR-2010, consignados en la Tabla H.4.7-1 Factores de Seguridad Indirectos FSICP (Factores de seguridad indirectos ante capacidad portante) Mínimos donde se exige un valor de mínimo 1,5.

Factor de Seguridad Directo (Carga Muerta + Carga Viva normal)

El factor de seguridad directo se aplica directamente a los parámetros geotécnicos de resistencia es decir cohesión y tangente del ángulo de fricción. con estos parámetros se procede a calcular nuevamente la capacidad portante, para obtener el factor de seguridad directo. como se muestra a continuación:

$$cfs = \frac{c'}{FSBM}$$

Donde:

cfs : cohesión afectada por el factor de seguridad básico directo mínimo

c' : cohesión efectiva.

FSBM: Factor de seguridad básico mínimo directo. Para esta condición de carga 1,5.

$$\tan(\phi')fs = \frac{\tan(\phi')}{FSBM}$$

Donde:

$\tan(\phi')fs$: tangente del ángulo de fricción afectado por el factor de seguridad básico directo mínimo

$\tan(\phi')$: tangente del ángulo de fricción efectivo.

FSBM: Factor de seguridad básico mínimo directo. Para esta condición de carga 1,5.

Con estos nuevos parámetros se procedió a calcular una nueva Q_{adm} presión admisible que ya esta afectada por el FSBM.

$$Q_{adm} = 23,79 \frac{Ton}{m^2}$$



Se tiene un factor de seguridad indirecto de 1,5 que está acorde con los requerimientos de la NSR-2010, consignados en la Tabla H.2.4-1 Factores de Seguridad Básicos mínimos donde se exige un valor de mínimo 1,5.

Factor de Seguridad Directo (Carga Muerta + Carga Viva Máxima)

El factor de seguridad directo se aplica directamente a los parámetros geotécnicos de resistencia es decir cohesión y tangente del ángulo de fricción. con estos parámetros se procede a calcular nuevamente la capacidad portante, para obtener el factor de seguridad directo. como se muestra a continuación:

$$cfs = \frac{c'}{FSBM}$$

Donde:

cfs : cohesión afectada por el factor de seguridad básico directo mínimo

c' : cohesión efectiva.

FSBM: Factor de seguridad básico mínimo directo. Para esta condición de carga 1,25.

$$\tan(\phi')fs = \frac{\tan(\phi')}{FSBM}$$

Donde:

$\tan(\phi')fs$: tangente del ángulo de fricción afectado por el factor de seguridad básico directo mínimo

$\tan(\phi')$: tangente del ángulo de fricción efectivo.

FSBM: Factor de seguridad básico mínimo directo. Para esta condición de carga 1,25.

Con estos nuevos parámetros se procedió a calcular una nueva Q_{adm} presión admisible que ya esta afectada por el FSBM.

$$Q_{adm} = 35,93 \frac{Ton}{m^2}$$

Se tiene un factor de seguridad indirecto de 1,25 que está acorde con los requerimientos de la NSR-2010, consignados en la Tabla H.2.4-1 Factores de Seguridad Básicos mínimos donde se exige un valor de mínimo 1,25.

Factor de Seguridad en Condición de Sismo (Carga Muerta + Carga Viva Normal+ Sismo de Diseño Seudo Estático)

El factor de seguridad directo se aplica directamente a los parámetros geotécnicos de resistencia es decir cohesión y tangente del ángulo de fricción. con estos parámetros se procede a calcular nuevamente la capacidad portante, para obtener el factor de seguridad directo. como se muestra a continuación:

$$cfs = \frac{c'}{FSBM}$$



Donde:

cfs : cohesión afectada por el factor de seguridad básico directo mínimo

c' : cohesión efectiva.

FSBM: Factor de seguridad básico mínimo directo. Para esta condición de carga 1,1.

$$\tan(\phi')fs = \frac{\tan(\phi')}{FSBM}$$

Donde:

$\tan(\phi')fs$: tangente del ángulo de fricción afectado por el factor de seguridad básico directo mínimo

$\tan(\phi')$: tangente del ángulo de fricción efectivo.

FSBM: Factor de seguridad básico mínimo directo. Para esta condición de carga 1,1.

Con estos nuevos parámetros se procedió a calcular una nueva Q_{adm} presión admisible que ya esta afectada por el FSBM.

$$Q_{adm} = 49,83 \frac{Ton}{m^2}$$

Se tiene un factor de seguridad indirecto de 1,1 que está acorde con los requerimientos de la NSR-2010, consignados en la Tabla H.2.4-1 Factores de Seguridad Básicos mínimos donde se exige un valor de mínimo 1,1.

CAPACIDADES ADMISIBLES

De acuerdo al capítulo anterior a continuación se resumen las capacidades admisibles que el ingeniero estructural deberá verificar para cada caso de carga, se subraya en la tabla los valores admisibles mínimos a utilizar en las verificaciones.

ZAPATAS AISLADAS			
Profundidad	Condición análisis	Qadm Factor de seguridad indirecto	Qadm Factor de seguridad directo
2,0	Carga muerta + carga viva normal	21,68	23,79
	Carga muerta + carga viva máxima	26,02	35,93
	Carga muerta + carga viva normal+ sismo pseudoestatico	43,37	49,83

5.9. SISTEMA DE FUNDACIÓN – ZAPATAS CORRIDAS

Se podrán proyectar zapatas corridas en concreto reforzado apoyadas a partir de 2,0 m de profundidad medidos a partir del nivel del terreno, garantizando que se encuentren sobre los suelos detectados de mayor consistencia, para alcanzar ese nivel se pueden plantear rellenos de material



ciclópeo. La composición de estos rellenos será de un 40% de piedra y un 60% de concreto con una resistencia de 2500 psi

- a) El área de las zapatas se determinará con base en una presión máxima de contacto, que depende de su tamaño y profundidad de apoyo, como se muestra a continuación:

Capacidad portante admisible (Ton/m2) zapatas corridas					
Profundidad de empotramiento/ancho	0,5	1	1,5	2	2,5
2,0	15,10	15,85	16,72	18,32	19,13

- b) Para garantizar la estabilidad de los cimientos los mismos deberán tener por lo menos un ancho de 0.5 m.
- h) Todos los muros deberán apoyarse sobre cimientos o vigas de amarre.
- i) Las zapatas se enlazarán mediante una red de vigas de amarre proyectadas para trasladar un 20% de la carga a los elementos contiguos.
- j) El suelo de apoyo deberá ser recubierto con 3 cm de concreto pobre para evitar la alteración del mismo por cambios de humedad.
- k) La planta de cimentación deberá ser aprobada por esta consultoría, sin esta aprobación los planos de cimentación no tendrán validez.
- l) Esta consultoría debe aprobar el suelo de cimentación.
- m) Para las condiciones aquí descritas se presentan los módulos de reacción del suelo calculados con base en la ecuación de Ayse T. Daloglu and C. Girila Vallabhan, JOURNAL GEOTECHNICAL AND GEOENVIRONMENTAL ENGINEERING, Mayo del 2000.

$$k = \frac{0.95E_s}{(1 - \nu_s^2)} \left[\frac{B^4 E_s}{(1 - \nu_s^2) EI} \right]^{0.108}$$

Dónde: Es es el módulo de elasticidad, ν_s es la relación de Poisson, B es el ancho de la zapata e I es la inercia del elemento y k es el módulo de reacción en ton/m3.

Módulo de reacción zapatas corridas (Ton/m3)					
Profundidad de empotramiento/ancho (m)	0,5	1	1,5	2	2,5
2,0	622,5	370,1	273,1	220,1	186,2

ASENTAMIENTOS

Para las condiciones del proyecto y el subsuelo descrito en este informe se esperan asentamientos totales del orden de 3 cm. Los cuales se presentarán en su mayor parte durante la construcción, es de mencionar que no se presentan asentamientos por consolidación dada la naturaleza arenosa de los suelos en la zona. A continuación, se presentan los asentamientos obtenidos para la cimentación proyectada.

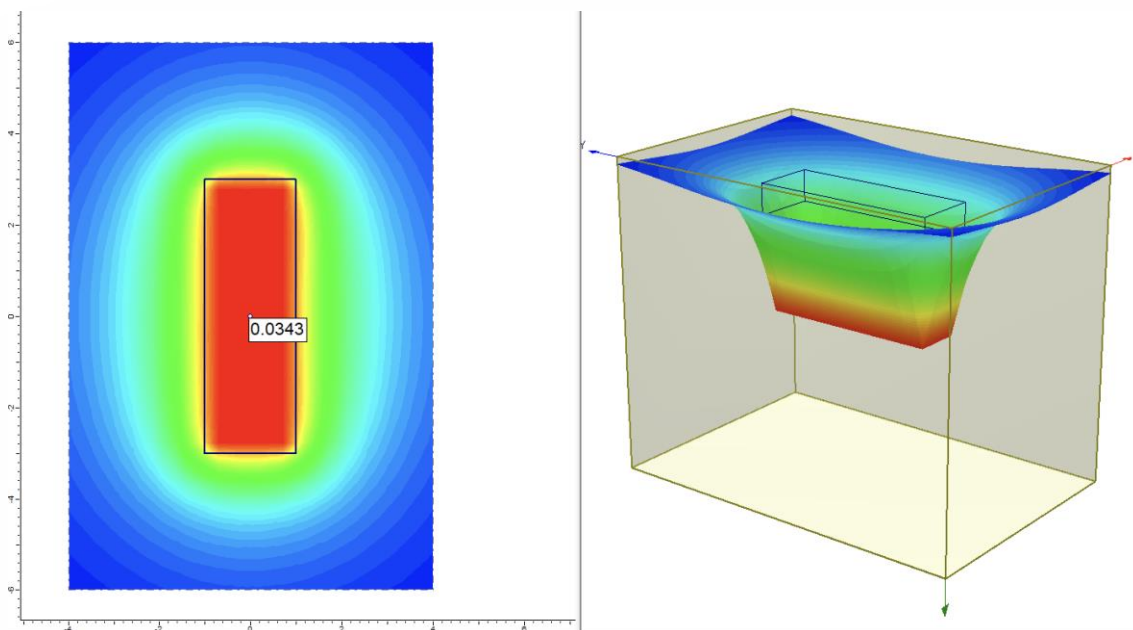


Ilustración 18. Asentamientos totales

CÁLCULO DE FACTORES DE SEGURIDAD

Se debe resaltar que en este caso y teniendo en cuenta la ausencia de nivel freático, los factores de seguridad directos se calculan con parámetros drenados.

Factor de Seguridad Indirecto Carga Muerta + Carga Viva

El factor de seguridad indirecto para condición estática con **Carga Muerta + Carga Viva** se establece la relación entre la capacidad de carga última q_u y la capacidad de admisible de trabajo q_{adm} .

$$q_{adm} = \frac{47,6 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}}{3} = 15,9 \text{ ton/m}^2$$

Se tiene un factor de seguridad indirecto de 3 que está acorde con los requerimientos de la NSR-2010, consignados en la Tabla H.4.7-1 Factores de Seguridad Indirectos FSICP (Factores de seguridad indirectos ante capacidad portante) Mínimos donde se exige un valor de mínimo 3,0.

Factor de Seguridad Indirecto Carga Muerta + Carga Viva Máxima

El factor de seguridad indirecto para condición estática con **Carga Muerta + Carga Viva máxima** se establece la relación entre la capacidad de carga última q_u y la capacidad de admisible de trabajo q_{adm} .

$$q_{adm} = \frac{47,6 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}}{2,5} = 19,02 \text{ ton/m}^2$$



Se tiene un factor de seguridad indirecto de 2,5 que está acorde con los requerimientos de la NSR-2010, consignados en la Tabla H.4.7-1 Factores de Seguridad Indirectos FSICP (Factores de seguridad indirectos ante capacidad portante) Mínimos donde se exige un valor de mínimo 2,5.

Factor de Seguridad Indirecto Carga Muerta + Carga Viva Normal + Sismo de Diseño Seudo estático

El factor de seguridad indirecto para condición estática con **Carga Muerta + Carga Viva** se establece la relación entre la capacidad de carga última q_u y la capacidad de admisible de trabajo Q_{adm} .

$$Q_{adm} = \frac{47,6 \frac{Ton}{m^2}}{1,5} = 31,70 \text{ ton/m}^2$$

Se tiene un factor de seguridad indirecto de 1,5 que está acorde con los requerimientos de la NSR-2010, consignados en la Tabla H.4.7-1 Factores de Seguridad Indirectos FSICP (Factores de seguridad indirectos ante capacidad portante) Mínimos donde se exige un valor de mínimo 1,5.

Factor de Seguridad Directo (Carga Muerta + Carga Viva normal)

El factor de seguridad directo se aplica directamente a los parámetros geotécnicos de resistencia es decir cohesión y tangente del ángulo de fricción. con estos parámetros se procede a calcular nuevamente la capacidad portante, para obtener el factor de seguridad directo. como se muestra a continuación:

$$cfs = \frac{c'}{FSBM}$$

Donde:

cfs : cohesión afectada por el factor de seguridad básico directo mínimo

c' : cohesión efectiva.

FSBM: Factor de seguridad básico mínimo directo. Para esta condición de carga 1,5.

$$\tan(\phi')fs = \frac{\tan(\phi')}{FSBM}$$

Donde:

$\tan(\phi')fs$: tangente del ángulo de fricción afectado por el factor de seguridad básico directo mínimo

$\tan(\phi')$: tangente del ángulo de fricción efectivo.

FSBM: Factor de seguridad básico mínimo directo. Para esta condición de carga 1,5.

Con estos nuevos parámetros se procedió a calcular una nueva Q_{adm} presión admisible que ya esta afectada por el FSBM.

$$Q_{adm} = 18,97 \frac{Ton}{m^2}$$



Se tiene un factor de seguridad indirecto de 1,5 que está acorde con los requerimientos de la NSR-2010, consignados en la Tabla H.2.4-1 Factores de Seguridad Básicos mínimos donde se exige un valor de mínimo 1,5.

Factor de Seguridad Directo (Carga Muerta + Carga Viva Máxima)

El factor de seguridad directo se aplica directamente a los parámetros geotécnicos de resistencia es decir cohesión y tangente del ángulo de fricción. con estos parámetros se procede a calcular nuevamente la capacidad portante, para obtener el factor de seguridad directo. como se muestra a continuación:

$$cfs = \frac{c'}{FSBM}$$

Donde:

cfs : cohesión afectada por el factor de seguridad básico directo mínimo

c' : cohesión efectiva.

FSBM: Factor de seguridad básico mínimo directo. Para esta condición de carga 1,25.

$$\tan(\phi')fs = \frac{\tan(\phi')}{FSBM}$$

Donde:

$\tan(\phi')fs$: tangente del ángulo de fricción afectado por el factor de seguridad básico directo mínimo

$\tan(\phi')$: tangente del ángulo de fricción efectivo.

FSBM: Factor de seguridad básico mínimo directo. Para esta condición de carga 1,25.

Con estos nuevos parámetros se procedió a calcular una nueva Q_{adm} presión admisible que ya esta afectada por el FSBM.

$$Q_{adm} = 27,60 \frac{Ton}{m^2}$$

Se tiene un factor de seguridad indirecto de 1,25 que está acorde con los requerimientos de la NSR-2010, consignados en la Tabla H.2.4-1 Factores de Seguridad Básicos mínimos donde se exige un valor de mínimo 1,25.

Factor de Seguridad en Condición de Sismo (Carga Muerta + Carga Viva Normal+ Sismo de Diseño Seudo Estático)

El factor de seguridad directo se aplica directamente a los parámetros geotécnicos de resistencia es decir cohesión y tangente del ángulo de fricción. con estos parámetros se procede a calcular nuevamente la capacidad portante, para obtener el factor de seguridad directo. como se muestra a continuación

$$cfs = \frac{c'}{FSBM}$$



Donde:

cfs : cohesión afectada por el factor de seguridad básico directo mínimo

c' : cohesión efectiva.

FSBM: Factor de seguridad básico mínimo directo. Para esta condición de carga 1,1.

$$\tan(\phi')fs = \frac{\tan(\phi')}{FSBM}$$

Donde:

$\tan(\phi')fs$: tangente del ángulo de fricción afectado por el factor de seguridad básico directo mínimo

$\tan(\phi')$: tangente del ángulo de fricción efectivo.

FSBM: Factor de seguridad básico mínimo directo. Para esta condición de carga 1,1.

Con estos nuevos parámetros se procedió a calcular una nueva Q_{adm} presión admisible que ya esta afectada por el FSBM.

$$Q_{adm} = 37,22 \frac{Ton}{m^2}$$

Se tiene un factor de seguridad indirecto de 1,1 que está acorde con los requerimientos de la NSR-2010, consignados en la Tabla H.2.4-1 Factores de Seguridad Básicos mínimos donde se exige un valor de mínimo 1,1.

CAPACIDADES ADMISIBLES

De acuerdo al capítulo anterior a continuación se resumen las capacidades admisibles que el ingeniero estructural deberá verificar para cada caso de carga, se subraya en la tabla los valores admisibles mínimos a utilizar en las verificaciones.

ZAPATAS CORRIDAS			
Profundidad	Condición análisis	Q_{adm} Factor de seguridad indirecto	Q_{adm} Factor de seguridad directo
2	Carga muerta + carga viva normal	15,85	18,97
	Carga muerta + carga viva máxima	19,02	27,60
	Carga muerta + carga viva normal+ sismo pseudoestático	31,70	37,22



6. SISTEMA GEOTÉCNICO CONSTRUCTIVO

Para las alternativas de cimentación propuestas a continuación se presenta el Sistema de geotécnico constructivo incluyendo las diferentes etapas constructivas.

6.1. ESCENARIO ANTES DE LA CONSTRUCCIÓN

Los materiales detectados, corresponden a suelos cohesivos con las siguientes características geo-mecánicas:

Estrato	Profundidad (m)	γ (ton/m ³)	E (Ton/m ²)	ϕ
1	0,0– 2,66/5,5	2,0	1150	28

Se debe resaltar que teniendo en cuenta que los suelos detectados consisten en suelos compuestos por arenas y gravas con adecuada cobertura, no deberían haberse presentados variaciones de importancia, durante el tiempo en que se realizó la exploración del subsuelo y el inicio de la construcción, ya que solo se encontraron sometidos a cambios estacionales en el nivel freático. Sin embargo, es importante que se construyan las obras recomendadas por el estudio de la SCI.

1.1. ESCENARIO DURANTE LA CONSTRUCCIÓN

Teniendo en cuenta la magnitud de la obra (cerramiento), se tiene que las afectaciones sobre las propiedades geotécnicas de los materiales son mínimas, además no se utilizarán equipos de gran magnitud (piloteadoras, hincadoras de pilotes, etc) , por lo que no se prevén cargas diferentes a las de la edificación ni fuentes de vibraciones que puedan afectar los materiales, sin embargo a continuación se presentan recomendaciones generales que permitirán proteger las características de los suelos de apoyo.

- Para las alternativas de zapatas el suelo se recubrirá con una capa de concreto pobre de 3 cm para evitar afectaciones por aguas de escorrentía y exposición al medio ambiente.
- El desplante de la cimentación se hará a la profundidad señalada en este estudio. Sin embargo, se deberá informar a esta consultoría de cualquier discrepancia entre las características del suelo encontradas a esta profundidad y las consideradas en el proyecto, para que, de ser necesario, se hagan los ajustes correspondientes.
- Se tomarán todas las medidas necesarias para evitar que en la superficie de apoyo de la cimentación se presente alteración del suelo durante la construcción por saturación o remoldeo. Las superficies de desplante estarán libres de cuerpos extraños o sueltos.
- Se debe garantizar el recubrimiento requerido para proteger el acero de refuerzo.
- Así mismo, durante el fundido se evitará que el concreto se mezcle o contamine con partículas de suelo o con agua freática, que puedan afectar sus características de resistencia o durabilidad.
- El concreto y el acero a utilizar deberán cumplir con las exigencias de las NSR-10.



- Cuando la construcción de la cimentación lo requiera, debido a la presencia de nivel freático, se controlará el flujo del agua en el subsuelo del predio mediante bombeo, tomando precauciones para limitar los efectos indeseables del mismo en el propio predio y en los colindantes.
- Las excavaciones para la construcción de la cimentación, se podrán realizar verticalmente lo anterior teniendo en cuenta la consistencia de los materiales detectados.

Además, para la construcción de rellenos se deberán seguir las siguientes recomendaciones:

- a) Luego de descapotar el lote y/o excavar la caja para la construcción del colchón de recebo, la subrasante se compactará mediante pasadas con cilindro de 2.0 Toneladas.
- b) El recebo a utilizar será del tipo arenoso, libre de materia orgánica, con máximo de 20% de material pasa tamiz No.200, un índice de plasticidad inferior al 8%, un límite líquido máximo del 30% y un porcentaje de expansión del 0%. Especial cuidado se deberá dar al estricto cumplimiento de estos límites para lo cual se deberán hacer ensayos antes de iniciar la construcción del colchón y durante el mismo al observar cambio en las características del material enviado a la obra.
- c) El recebo se compactará con cilindro hasta alcanzar una densidad de 95% del ensayo proctor modificado.
- d) La densidad se verificará en un punto cada 200 m².
- e) Con el objeto de controlar el grado de compactación se hará antes de iniciar la construcción del colchón un mínimo de 3 ensayos proctor sobre el material a utilizar.
- f) Muestreo de los recibos para ensayos de granulometría y plasticidad deberá tomarse cada 50.0 m³ de material colocado.
- g) Cuando se deba realizar la compactación de la subrasante y de los materiales granulares y se esté a menos de 1 metro de las estructuras vecinas, se deberán utilizar equipos de compactación más livianos para evitar afectar a las mismas.

Por último, durante la construcción se tendrá en cuenta el siguiente monitoreo:

Se llevará un control topográfico detallado de las vigas, estructuras vecinas y vías. Las lecturas se harán con nivel de precisión y/o distanciómetro con una periodicidad semanal.

6.2. ESCENARIO DESPUÉS DE LA CONSTRUCCIÓN

Teniendo en cuenta que la estructura no supondrá cargas de importancia y que será construida con las anteriores recomendaciones no se espera un efecto negativo en las características mecánicas de los materiales detectados, además se tendrán las siguientes obras de drenaje que protegerán el suelo de fundación de cambios producidos por aguas de escorrentía.

En cuanto a las recomendaciones de drenaje, es importante tener presente que se deben construir las obras para el adecuado drenaje recomendadas en el estudio de suelos de la SCI. Además se deberán proyectar una red de drenajes superficiales con el objeto de recoger y conducir todas las aguas de escorrentía por fuera de los límites del proyecto.

Se recomienda que los andenes estén confinados para evitar que se desplacen y generen aberturas que permitan la entrada de agua y la pérdida de soporte de la losa, este confinamiento



se puede dar mediante la construcción de un bordillo en concreto que debe estar empotrado mínimo unos 30 cm.

Así mismo se tiene que para evitar grietas en los andenes de concreto se recomienda dimensionarlos de la siguiente forma: Juntas longitudinales hasta cada 25 veces el espesor de la losa y factores de forma entre 1 a 1.4. La junta debe tener un corte de 1/4 a 1/6 del espesor de la losa (sellar las juntas).

Finalmente es fundamental que la escorrentía proveniente de las cubiertas sea recogida mediante canales para techos, con el fin de evitar que la erosión genere la pérdida de confinamiento de andenes y cimientos de estructuras.

Se debe resaltar que los asentamientos calculados para la vida útil son adecuados para el tipo de estructura, por lo que no se requieren medidas adicionales para el control de asentamientos.

OBRAS DE DRENAJE PARA LA ESTABILIZACIÓN DE TALUDES

Para mejorar el manejo de aguas superficiales en el área verde interna del penal y mitigar los efectos de la infiltración sobre la estabilidad del talud sur, se propone la construcción de un canal de conducción de aguas lluvias adyacente a la malla interna de cerramiento, ubicado en la parte más baja del talud. Este canal deberá contar con una capacidad hidráulica suficiente para manejar los caudales máximos observados durante las precipitaciones extremas.

El canal se diseñará con una sección trapezoidal o rectangular, dependiendo de las condiciones topográficas y el caudal de diseño, con una pendiente longitudinal mínima del 2% para garantizar el flujo eficiente del agua. Se recomienda un ancho de base mínimo de 1.5 m y una altura de taludes laterales de 1.0 m, con una relación de pendiente 2H:1V, ajustable según las características del terreno. Para prevenir erosión y socavación, se sugiere que el revestimiento sea de concreto reforzado de 10 cm de espesor o de materiales geosintéticos en combinación con enrocado en las secciones críticas.

El canal deberá conectarse a las quebradas existentes en el área del proyecto mediante un sistema de disipación de energía, que puede incluir pozos disipadores o estructuras de caída escalonadas, evitando erosión en el punto de descarga.

Además, se recomienda la ejecución de un sistema de drenaje subhorizontal dentro de la masa deslizada para reducir la presión de poros y mejorar la estabilidad del talud. Preliminarmente, se propone la instalación de dos baterías de drenes subhorizontales, conformadas por perforaciones de 3" de diámetro, con tubería perforada de PVC o PEAD de 2" de diámetro, envuelta en geotextil no tejido, ubicadas en el nivel medio del cuerpo deslizado. Los drenes deberán tener una inclinación ascendente de 5° a 10° respecto a la horizontal y una longitud de 10 a 12 m, con separación entre perforaciones de 3 a 5 m.

Estos drenes favorecerán la disipación de presiones intersticiales y, aunque en suelos arcillosos de baja permeabilidad la extracción de caudales puede ser limitada, su función principal es mejorar los esfuerzos efectivos en la masa inestable, aumentando la resistencia al corte. Si los drenes interceptan materiales más permeables como arenas o grietas, podrán extraer mayores volúmenes de agua, contribuyendo significativamente a la estabilidad del talud.



Se considera viable instalar los drenes desde la parte baja, cerca de la Carretera al Mar, y desde la cañada profunda y arborizada ubicada al occidente del área inestable, permitiendo un drenaje gravitacional eficiente.

Las dimensiones definitivas del canal de conducción de aguas lluvias, así como la configuración final de los drenes subhorizontales, deberán ser definidas por el diseñador hidráulico en función de los estudios hidrológicos específicos del proyecto.

6.3. MEDIDAS DE PROTECCIÓN PREDIOS VECINOS

Teniendo en cuenta que el proyecto no presenta excavaciones de importancia (solo las necesarias para la implantación de la cimentación), las cargas y la ejecución del proyecto no afectaran a los predios vecinos, sin embargo, se llevará un control topográfico detallado de las vigas, estructuras vecinas y vías. Las lecturas se harán con nivel de precisión y/o distanciómetro con una periodicidad semanal.

Además con el objetivo de evaluar el comportamiento del terreno, se plantea la instalación de inclinómetros y piezómetros, permitiendo detectar movimientos y variaciones en las condiciones de saturación que puedan comprometer la estabilidad de la ladera.

Para ello, se instalarán tres inclinómetros ubicados estratégicamente en diferentes sectores del talud: uno en la parte superior, cerca de la cresta; otro en la zona media, donde se han identificado las mayores deformaciones; y el tercero en la base, próximo al cerramiento y la vía de acceso. Estos instrumentos permitirán medir desplazamientos en profundidad, utilizando tubería ranurada de PVC o ABS de alta resistencia con un diámetro de 85 mm y profundidades entre 20 y 30 metros. Las lecturas se realizarán cada 0.5 metros a lo largo del tubo, con mediciones semanales durante los primeros tres meses, seguidas de monitoreos mensuales en condiciones normales.

Asimismo, se instalarán dos piezómetros para evaluar la variación del nivel freático y la presión intersticial dentro del talud. Uno de ellos estará en la parte alta para medir infiltración superficial, mientras que el otro se ubicará en la parte baja para identificar acumulaciones de agua subterránea. Se utilizarán piezómetros Casagrande con filtro de arena silíceo a profundidades de 10 a 15 metros y piezómetros de cuerda vibrante en sectores con posible acumulación de presión intersticial, alcanzando profundidades de 20 a 25 metros. Las mediciones de nivel freático se registrarán semanalmente en los primeros tres meses, pasando a una frecuencia mensual en condiciones normales, con monitoreo adicional en periodos de alta pluviosidad.

Los datos recolectados serán procesados con software especializado para identificar tendencias y detectar cambios en la estabilidad del terreno. Se generarán informes mensuales con gráficos de comportamiento y se establecerán criterios de alerta para la toma de decisiones. Si se registran desplazamientos superiores a 5 mm por mes en los inclinómetros, se evaluará la necesidad de reforzar las medidas de estabilización. De igual manera, si los piezómetros indican un incremento del nivel freático superior al 20 %, se verificará el funcionamiento de los sistemas de drenaje y se tomarán acciones correctivas. En caso de movimientos acelerados o infiltraciones excesivas, se activará un protocolo de emergencia con inspecciones geotécnicas detalladas.

El monitoreo estará a cargo de un ingeniero geotécnico responsable del análisis de los datos y la formulación de recomendaciones técnicas. Se emitirán reportes mensuales y un informe consolidado trimestral con las conclusiones y ajustes necesarios en las estrategias de



estabilización. Anualmente, se realizará una evaluación integral del comportamiento del talud con base en los registros acumulados, asegurando un control continuo sobre la estabilidad de la zona y minimizando los riesgos para la infraestructura del complejo.





7. LIMITACIONES DEL DISEÑO

El presente informe y los diseños aquí contenidos se realizaron en base a la información recolectada en campo y los ensayos ejecutados. Si durante la construcción se detectan condiciones diferentes a las aquí descritas, se debe informar al diseñador, con el fin de revisar las estructuras propuestas y el efecto de estas condiciones en el diseño. Es importante mencionar que se deben construir las obras recomendadas en el estudio de la SCI para garantizar la estabilidad de la zona.



Orlando Elías Gómez M.

ORLANDO ELÍAS GÓMEZ MALDONADO

Magister en Geotecnia