ESTUDIOS DE SUELOS PARA EL EPMSC – TULUÁ

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 MALDONADO
MAGISTER EN GEOTECNIA

VERSIÓN: VA01

BOGOTÁ D.C.
MAYO DE 2024

CONTROL DE CAMBIOS – PY1006 – USPEC – EPMS (TULUÁ)					
Versión	**Realizada por**	**Revisada por**	**Aprobada por**	**Fecha**	**Cambios al documento anterior**
VA	OEGM	YFSS/ALTG	NFRV	MAYO/2024	Emisión Inicial
VA01	OEGM	YFSS/ALTG	NFRV	MAYO/2024	Con ensayos de laboratorio

TABLA DE CONTENIDO

1. GENERALIDADES 7
1.1. LOCALIZACIÓN DEL PROYECTO 7
1.2. CATEGORÍA DEL PROYECTO 7
1.3. ALCANCE DEL ESTUDIO 8
1.4. DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO 9
2. DESCRIPCIÓN GEOLÓGICA Y GEOMORFOLÓGICA 11
2.1. MORFOLOGÍA DEL TERRENO 11
3. EXPLORACIÓN GEOTÉCNICA 12
3.1. INFORMACIÓN PRELIMINAR 12
3.2. EXPLORACIÓN MEDIANTE SONDEOS GEOMECÁNICOS 12
3.3. ENSAYOS DE LABORATORIO 14
4. PERFIL ESTRATIGRÁFICO Y PARÁMETROS DE DISEÑO 14
4.1. PERFIL ESTRATIGRÁFICO DE DISEÑO 14
4.2. PARÁMETROS GEOTÉCNICOS DE DISEÑO 15
4.2.1. Módulo de Young (Kpa): 15
4.2.2. Relación de vacíos eo: 16
4.2.3. Parámetros drenados de resistencia del suelo 16
4.2.4. Resumen parámetros geotécnicos de diseño 17
4.3. FACTORES DE DISEÑO SÍSMICO 17
4.3.1. Valores del coeficiente Fa y Fv 19
5. ANÁLISIS GEOTÉCNICO 20
5.1. CARACTERÍSTICAS ESPECIALES DEL SUELO 20
5.1.1. Potencial de expansión de los suelos. 20
5.1.2. Suelos dispersivos 21
5.1.3. Suelos colapsables 21
5.1.4. Cuerpos de agua cercanos y vegetación 22
5.2. EVALUACIÓN DE LA CIMENTACIÓN EXISTENTE 22
5.2.1. Cimentación existente 22
5.2.2. Evaluación de la capacidad portante de la cimentación existente 23
5.2.3. Análisis de asentamientos 24

5.2.4. Comportamiento de la cimentación ante cargas dinámicas 25
5.2.5. Conclusiones 25
5.3. SELECCIÓN DEL SISTEMA DE CIMENTACIÓN 26
5.4. SISTEMA DE FUNDACIÓN – ZAPATAS AISLADAS 26
5.4.1. Asentamientos 27
5.4.2. Calculo de factores de seguridad 28
Factor de Seguridad Indirecto Carga Muerta + Carga Viva 29
Factor de Seguridad Indirecto Carga Muerta + Carga Viva Máxima 29
Factor de Seguridad Indirecto Carga Muerta + Carga Viva Normal + Sismo de Diseño Seudo estático 29
Factor de Seguridad Directo (Carga Muerta + Carga Viva normal) 30
Factor de Seguridad Directo (Carga Muerta + Carga Viva Máxima) 31
Factor de Seguridad en Condición de Sismo (Carga Muerta + Carga Viva Normal+ Sismo de Diseño Seudo Estático) 32
5.4.3. Capacidades admisibles 33
5.5. SISTEMA DE FUNDACIÓN – ZAPATAS CORRIDAS 33
5.5.1. Asentamientos 34
5.5.2. Cálculo de factores de seguridad 36
Factor de Seguridad Indirecto Carga Muerta + Carga Viva 36
Factor de Seguridad Indirecto Carga Muerta + Carga Viva Máxima 36
Factor de Seguridad Indirecto Carga Muerta + Carga Viva Normal + Sismo de Diseño Seudo estático 36
Factor de Seguridad Directo (Carga Muerta + Carga Viva normal) 37
Factor de Seguridad Directo (Carga Muerta + Carga Viva Máxima) 38
Factor de Seguridad en Condición de Sismo (Carga Muerta + Carga Viva Normal+ Sismo de Diseño Seudo Estático) 39
CAPACIDADES ADMISIBLES 39
6. SISTEMA GEOTÉCNICO CONSTRUCTIVO 40
6.1. ESCENARIO ANTES DE LA CONSTRUCCIÓN 40
6.2. ESCENARIO DURANTE LA CONSTRUCCIÓN 41
6.3. ESCENARIO DESPUÉS DE LA CONSTRUCCIÓN 42
6.4. PLACA DE CONTRAPISO 43

6.5. MEDIDAS DE PROTECCIÓN PREDIOS VECINOS 43

7. LIMITACIONES DEL DISEÑO 44

TABLA DE IMÁGENES

Ilustración 1. Ubicación del proyecto. Fuente: Adaptado de Google Maps....7
Ilustración 2.. Estado actual del proyecto. 9
Ilustración 3.. Cargas del proyecto. Suministradas por el ingeniero estructural 9
Ilustración 4. Plancha 261. Servicio Geológico Colombiano.....11
Ilustración 5. Panorámica de la zona del proyecto. 12
Ilustración 6. Distribución de exploración y unidades de construcción. 13
Ilustración 7. Parámetros de resistencia efectivos Estrato 1 17
Ilustración 8. Cimentación detectada en el apique 1 22
Ilustración 9. Cimentación detectada en el apique 2 23
Ilustración 10. Asentamientos consolidación. 24
Ilustración 11. Asentamientos inmediatos....25
Ilustración 12. Asentamientos inmediatos (m) 28
Ilustración 13. Asentamientos consolidación (m)....28
Ilustración 14. Asentamientos consolidación 35
Ilustración 15. Asentamientos inmediatos 35

1. GENERALIDADES

1.1. LOCALIZACIÓN DEL PROYECTO

El contrato tiene como objeto realizar el estudio de suelos para el estudio de vulnerabilidad y reforzamiento para el EPMSC – Tuluá. Localizado en la Carrera 29 14-02 Barrio: EL Popular, en Tuluá, Valle del Cauca.



Ilustración 1. *Ubicación del proyecto. 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 media, 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.

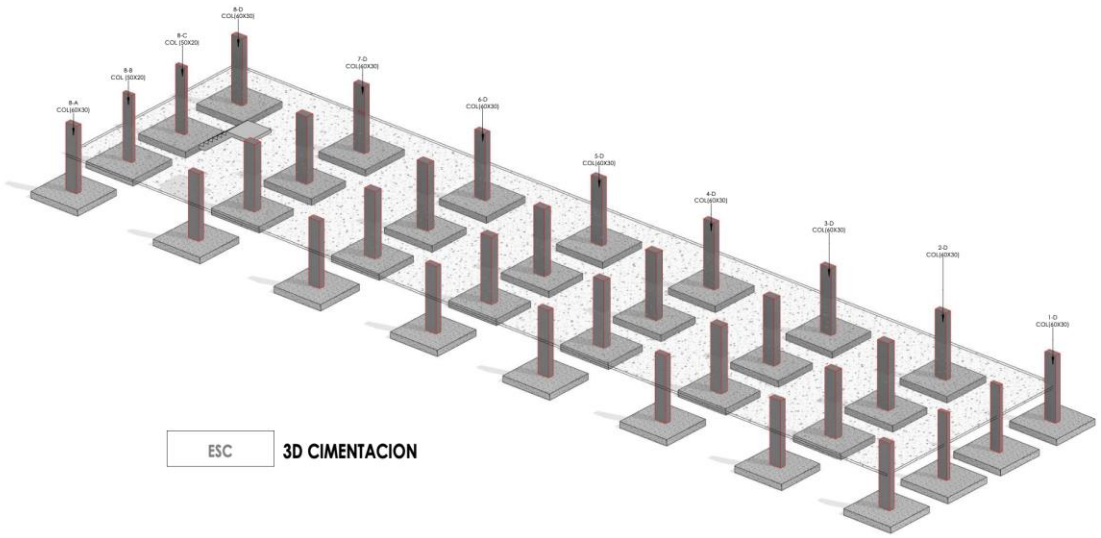
1.4. DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO

El proyecto consiste en el reforzamiento de una estructura de hasta 4 pisos que está construida en pórticos de concreto, con separaciones entre muros de hasta 8 m y con cargas de servicio máximas por apoyo de hasta 106 toneladas.



Ilustración 2.. *Estado actual del proyecto.*

Ilustración 3.. *Cargas del proyecto. Suministradas por el ingeniero estructural*



ELEMENTO	ETABS	CARGAS MAXIMAS (KN)				
		MUERTA TOTAL	VIVA	VIVA CUB	SISMO X	SISMO Y
D-08	1	418.63	53.38	2.20	537.30	1216.14
B-08	3	552.48	160.83	4.15	505.52	777.87
A-08	4	420.84	53.79	2.21	531.35	1202.64
D-07	33	544.93	93.30	3.97	12.73	2000.66
D-06	34	443.47	90.38	3.92	38.44	1467.21
D-05	35	436.65	86.63	3.74	43.58	1777.46
D-04	36	437.50	86.81	3.75	48.93	1685.14
D-03	37	441.23	87.70	3.78	21.87	1596.51
D-02	38	466.50	84.67	4.04	58.99	1520.76
D-01	39	363.82	45.85	2.61	668.64	854.45
A-01	40	365.66	46.23	2.62	662.64	845.12
A-02	41	468.71	85.40	4.07	66.87	1502.07
A-03	42	443.25	88.46	3.81	26.70	1576.88
A-04	43	439.50	87.56	3.78	47.19	1664.40
A-05	44	438.62	87.39	3.77	42.46	1755.56
A-06	45	445.43	91.16	3.95	35.21	1447.94
A-07	46	547.69	94.07	4.01	5.77	1975.97
C-01	47	523.05	115.81	10.32	623.34	538.25
B-01	48	525.64	116.56	10.35	627.76	529.07
C-08	49	549.42	159.96	4.13	501.25	791.58
C-07	50	748.73	304.62	8.61	25.31	428.31
B-07	51	751.86	306.14	8.65	23.71	453.05
B-06	52	573.16	262.42	8.40	37.70	304.44
C-06	53	571.07	261.01	8.35	38.36	285.17
C-05	54	579.50	252.38	8.09	44.64	372.95
B-05	55	581.68	253.78	8.14	44.40	394.88
B-04	56	582.75	254.33	8.16	49.80	375.26
C-04	57	580.56	252.93	8.11	50.18	354.55
B-03	58	587.09	256.92	8.19	25.70	355.79
C-03	59	584.88	255.51	8.14	24.65	336.15
B-02	60	694.76	248.44	15.28	44.55	334.24
C-02	61	692.22	247.07	15.23	42.90	315.50

2. DESCRIPCIÓN GEOLÓGICA Y GEOMORFOLÓGICA

Según la plancha 261 del Servicio Geológico Colombiano el proyecto se encuentra ubicado sobre depósitos cuaternarios del tipo terraza, En general los depósitos cuaternarios se presentan hacia el centro y los bordes del Valle del Cauca (Qal y Qt) cubriendo en una franja norte-sur el centro de la plancha. Los conos aluviales (Qca) generalmente se presentan en las estribaciones de las Cordilleras Central y Occidental, ligados a los más importantes ríos, pero algunos existentes hacia el flanco occidental de la Cordillera Central enmascaran las rocas terciarias de la Formación La Paila. En general la composición de estos depósitos está determinada por las rocas existentes en el área con tamaños variables entre cantos, guijarros y gravas.

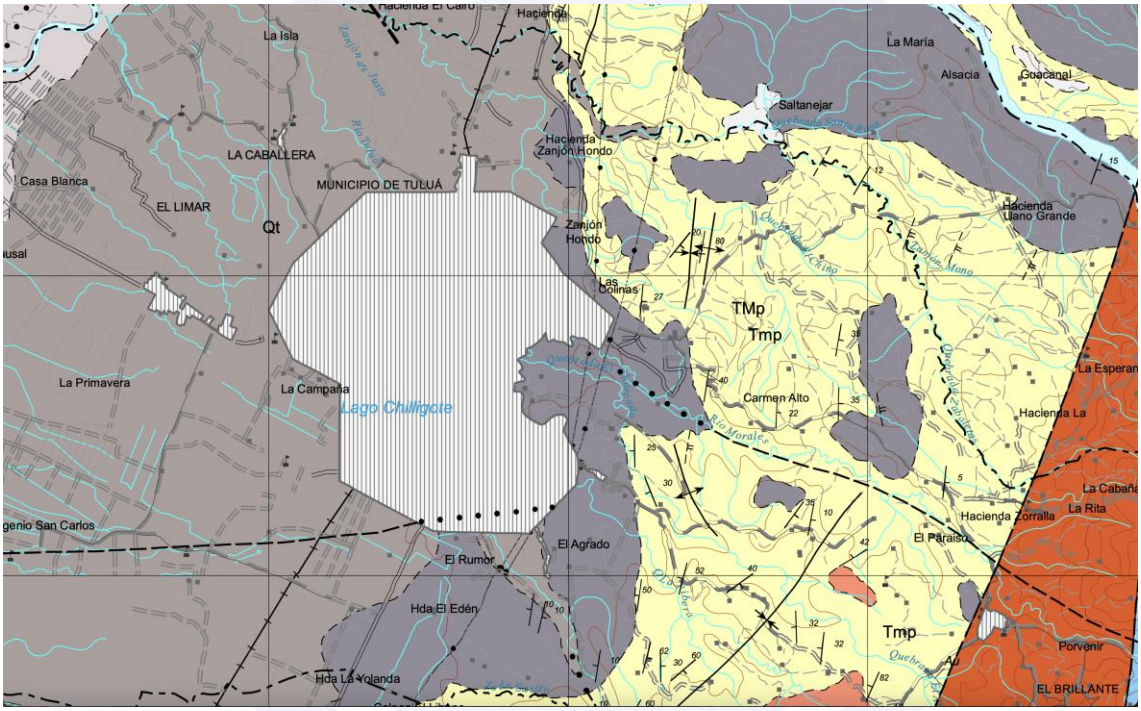


Ilustración 4. *Plancha 261. Servicio Geológico Colombiano.*

2.1. MORFOLOGÍA DEL TERRENO

De acuerdo a la visita realizada, en la zona del proyecto, se logró identificar la zona donde se construirá el proyecto, está ubicado en un lote plano.



Ilustración 5. *Panorámica de la zona del proyecto.*

3. EXPLORACIÓN GEOTÉCNICA

3.1. INFORMACIÓN PRELIMINAR

Durante la etapa de recopilación de información no se encontró información de campañas previas de exploración o ensayos de laboratorio geotécnicos para la edificación existente, sin embargo, se debe resaltar que la campaña de exploración y laboratorio realizada por esta consultoría coincide con la zonificación y la geología de la zona.

3.2. EXPLORACIÓN MEDIANTE SONDEOS GEOMECÁNICOS

El programa de exploración geotécnica se desarrolló con el fin de conocer las propiedades físicas de los estratos 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 2 sondeos de hasta 6,0 m de profundidad, además se realizaron 2 apiques y dos líneas de refracción sísmica. 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	6,0	SPT
2	6,0	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. LL %	LP %	IP %	Q u kg/cm²	Peso Unitario	DESCRIPCIÓN
1	1	1,00 - 1,50	27,1						Arcilla gris
1	2	2,50 - 3,00	23,8	47,7	22,5	25,2		2,035	Arcilla gris oscuro
1	3	4,00 - 4,50	25,8	42,5	25,9	16,6			Arcilla marrón claro
1	4	5,50 - 6,00	27,2	43,2	24,8	18,4	2,75	1,985	Arcilla marrón
2	1	1,00 - 1,50	31,0	52,5	26,4	26,1		1,985	Arcilla marrón oscuro
2	2	2,50 - 3,00	27,3	41,9	23,0	18,9	3,26	1,971	Arcilla marrón claro
2	3	4,00 - 4,50	30,4	43,8	25,9	17,9		1,982	Arcilla marrón con trazos oxidados
2	4	5,50 - 6,00	33,4	41,2	25,3	15,9			Arcilla marrón con algunas concreciones

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 –25,0 m Arcilla con algo de limo de consistencia muy firme, color gris oscuro con trazas verdosas, con N del ensayo de penetración estándar de 4 y 34 golpes/pie.. Este estrato se encontró precedido de un relleno de gravas y arenas y limos de hasta 1,5 m de espesor.

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

El nivel freático no fue detectado durante la exploración geotécnica realizada, este nivel puede variar con las condiciones climáticas de la zona.

Además, según las líneas de refracción sísmicas realizadas se tiene le siguiente perfil que corresponde con lo detectado en la exploración directa

Contenido		Velocidad de Onda Vs (m/s)
0,0 – 3,5 m	Perfiles de suelos rígidos, suelos cohesivos . Por geología local puede tratarse de depósitos cuaternarios tipo terrazas cuya composición está determinada por la geología cercana, probablemente rocas de la Formación La Paila con tamaños variables entre cantos, guijarros y gravas.	239-326
3,5 – 25,0 m	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda; o roca dura-media muy fracturada, puede estar intercalada con algunas capas de rocas blandas. Por geología local puede tratarse de depósitos cuaternarios tipo terrazas cuya composición está determinada por la geología cercana, probablemente rocas de la Formación La Paila con tamaños variables entre cantos, guijarros y gravas.	436-749
25,0 – 28,0 m	Perfil de roca de rigidez media, dura y fracturada. Por geología local puede tratarse de depósitos cuaternarios tipo terrazas cuya composición está determinada por la geología cercana y con mayor presencia de rocas de la Formación La Paila, la cual está constituida por una secuencia de areniscas, conglomerados y algunos lentes volcánicos de origen piroclástico.	847

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 qu y N (SPT)

CONSISTENCIA (Suelos Cohesivos)	N (S.P.T.)	qu (Kg./cm2) Resistencia a la Compresión Simple	E (Kg./cm2)
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

4.2.1. Módulo de Young (Kpa):

Se utilizó la siguiente expresión para el cálculo del módulo de las arcillas detectadas.
Arcillas: E=320*(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*	$E_s = (500 \text{ to } 1500)s_u$

4.2.2. Relación de vacíos eo:

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*

4.2.3. 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.

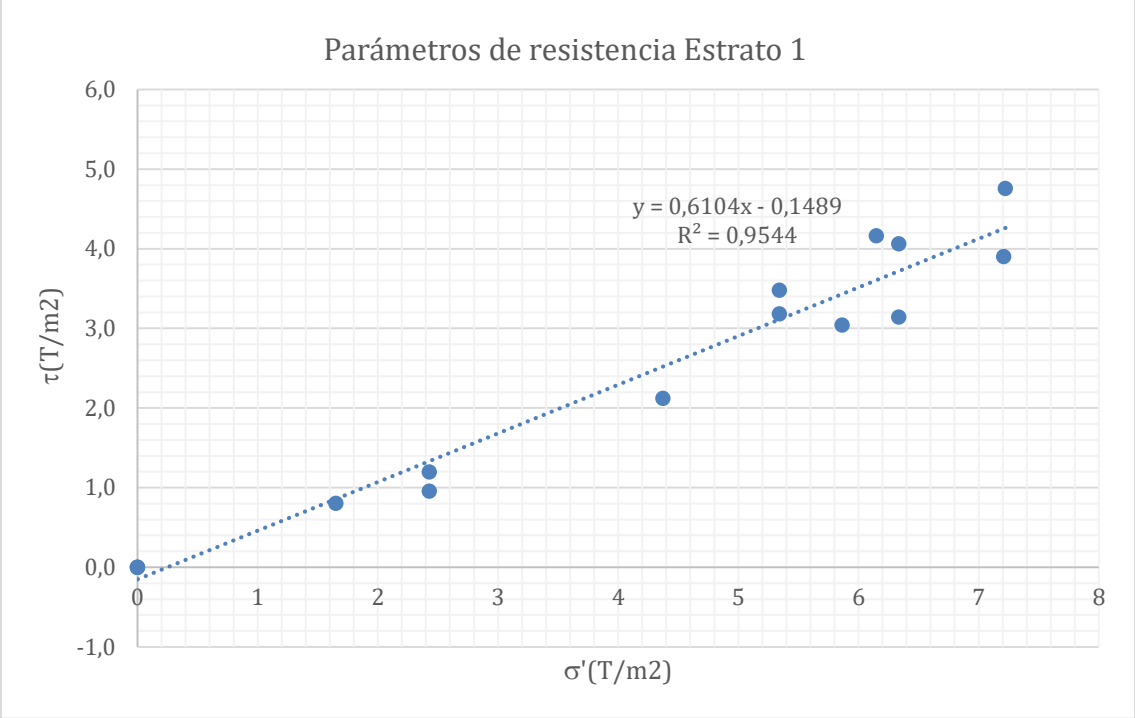


Ilustración 7. Parámetros de resistencia efectivos Estrato 1

4.2.4. Resumen parámetros geotécnicos de diseño

Tabla 5 Parámetros geotécnicos de Diseño.

Estrato	Profundidad (m)	γ (ton/m³)	E (Ton/m2)	ϕ´	Cu (kg/cm2)	cc	cr
1	0,0– 4,88	2	1164	28	1,5	0,25	0,030

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
Tuluá	0.25	0.20	alta

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	$\overline{v}_s \geq 1500$ m/s
B	Perfil de roca de rigidez media	1500 m/s > $\overline{v}_s \geq 760$ 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> $\overline{v}_s \geq 360$ m/s
	perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con cualquiera de los dos criterios	$\overline{N} \geq 50$, o $\overline{s}_u \geq 100$ kPa (≈1 kgf/cm²)
D	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	360 m/s > $\overline{v}_s \geq 180$ m/s
	perfiles de suelos rígidos que cumplan cualquiera de las dos condiciones	50 > $\overline{N} \geq 15$, o 100 kPa (≈1 kgf/cm²) > $\overline{s}_u \geq 50$ kPa (≈0.5 kgf/cm²)
E	Perfil que cumpla el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	180 m/s > $\overline{v}_s$
	perfil que contiene un espesor total **H** mayor de 3 m de arcillas blandas	**IP** > 20 **w** ≥ 40% 50 kPa (≈0.50 kgf/cm²) > $\overline{s}_u$
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 la velocidad medida en las líneas de refracción sísmica y que coincide con los resultados de los ensayos de compresión inconfinada.

Velocidad de Onda Vs (m/s)
239-326
436-749
847

4.3.1. Valores del coeficiente Fa y Fv

El valor de los coeficientes Fa y Fv se obtiene a partir de Aa 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 períodos 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

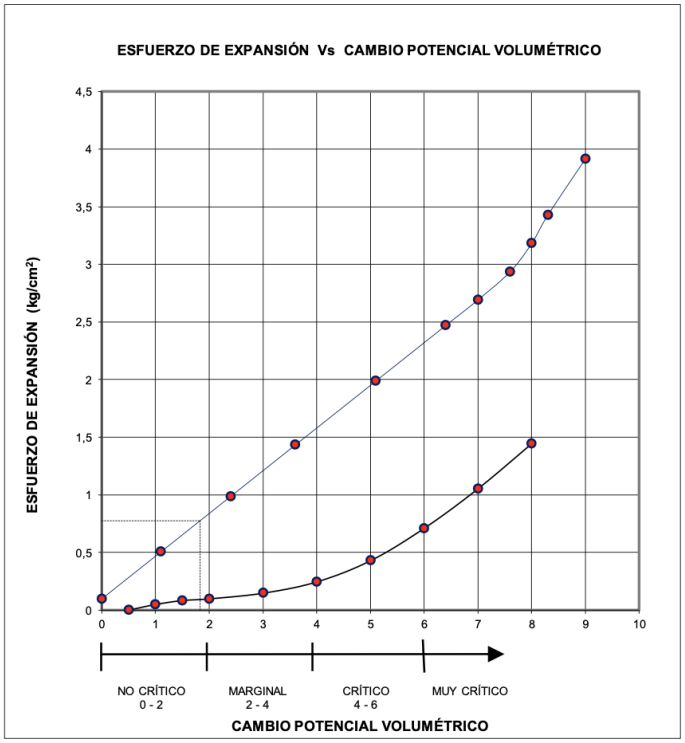
5.1. CARACTERÍSTICAS ESPECIALES DEL SUELO

5.1.1. Potencial de expansión de los suelos.

Teniendo en cuenta las recomendaciones de la NSR-2010 para la clasificación del potencial expansivo y teniendo en cuenta que el índice de plasticidad del orden del 20 % se tiene que el potencial expansivo bajo. Lo que sumado a la consistencia del mismo descarta la expansión, además se realizó un ensayo de expansión que también descarta la presencia de este fenómeno.

Tabla H.9.1-1
Clasificación de suelos expansivos

Potencial de expansión	Expansión (%) medida en consolidómetro bajo presión vertical de 0.07 kgf/cm^2	Límite líquido LL, en (%)	Límite de contracción en (%)	Índice de plasticidad, IP, en (%)	Porcentaje de partículas menores de una micra (μ)	Expansión libre EL en (%), medida en probeta
Muy alto	> 30	> 63	< 10	> 32	> 37	> 100
Alto	20 – 30	50 – 63	6 – 12	23 – 45	18 – 37	> 100
Medio	10 –20	39 – 50	8 – 18	12 –34	12 – 27	50 100
Bajo	< 10	< 39	> 13	< 20	< 17	< 50



5.1.2. 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.

5.1.3. 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:

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

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	2	2,035	23,8	1,6	47,7	1,2	No Colapsable
2	3	1,982	30,4	1,5	43,8	1,2	No Colapsable

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

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

5.1.4. 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

5.2.1. Cimentación existente

De acuerdo a los dos apiques realizados, cuyos resultados se adjuntan a este informe se presentan cimientos aislados apoyados entre 2 y 2,1 m de profundidad a continuación se presenta una tabla con los resultados obtenidos:

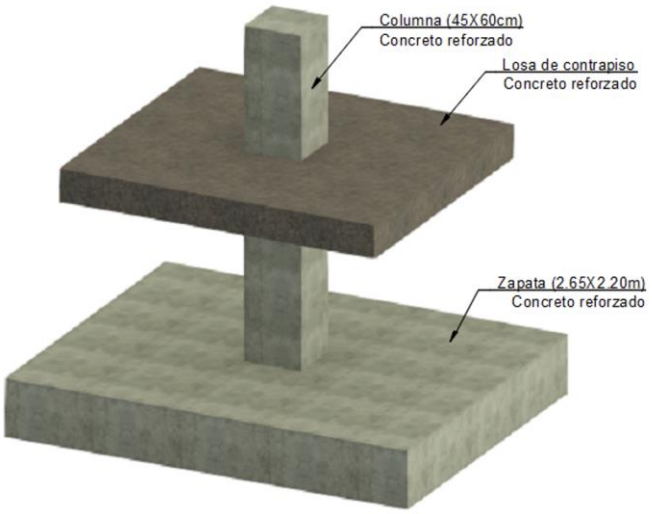


Ilustración 8. Cimentación detectada en el apique 1

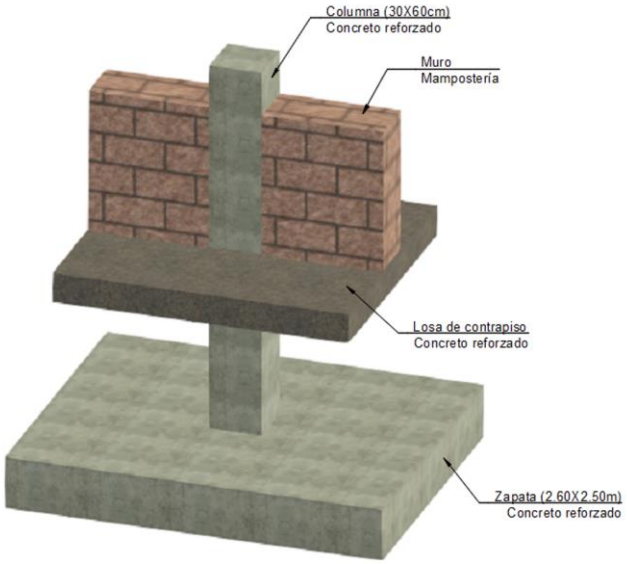


Ilustración 9. Cimentación detectada en el apique 2

Apique	Tipo de zapata	Ancho (m)	Profundidad (m)	Ancho de la columna (m)	Material
1	Aislada	2,2	2,1	0,45	Concreto
2	Aislada	2,5	2	0,3	Concreto

5.2.2. 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 de zapata	Ancho (m)	Profundidad (m)	Capacidad portante última (ton/m2)	Presión de contacto (ton/m2)	Factor de seguridad
1	Aislada	2,2	2,1	48,85	22	2,22
2	Aislada	2,5	2	47,6	22	2,16

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, sin embargo, estos valores son típicos para edificaciones de esa época y se relacionan con el adecuado comportamiento que ha tenido la estructura. El ingeniero estructural deberá verificar el factor de seguridad de cada zapata.

5.2.3. Análisis de asentamientos

Con el fin de evaluar los asentamientos desarrollados dadas las cargas aplicadas por la cimentación del edificio, 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 6 cm, presentándose la mayoría de estos asentamientos por consolidación. Como se muestra a continuación:

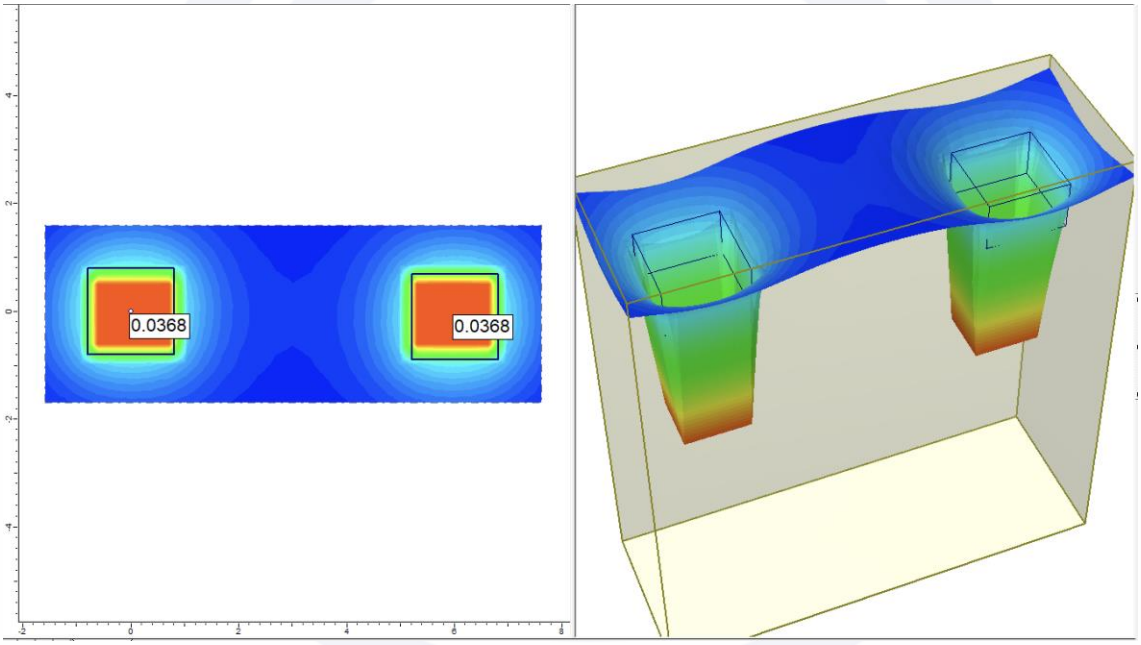


Ilustración 10. Asentamientos consolidación.

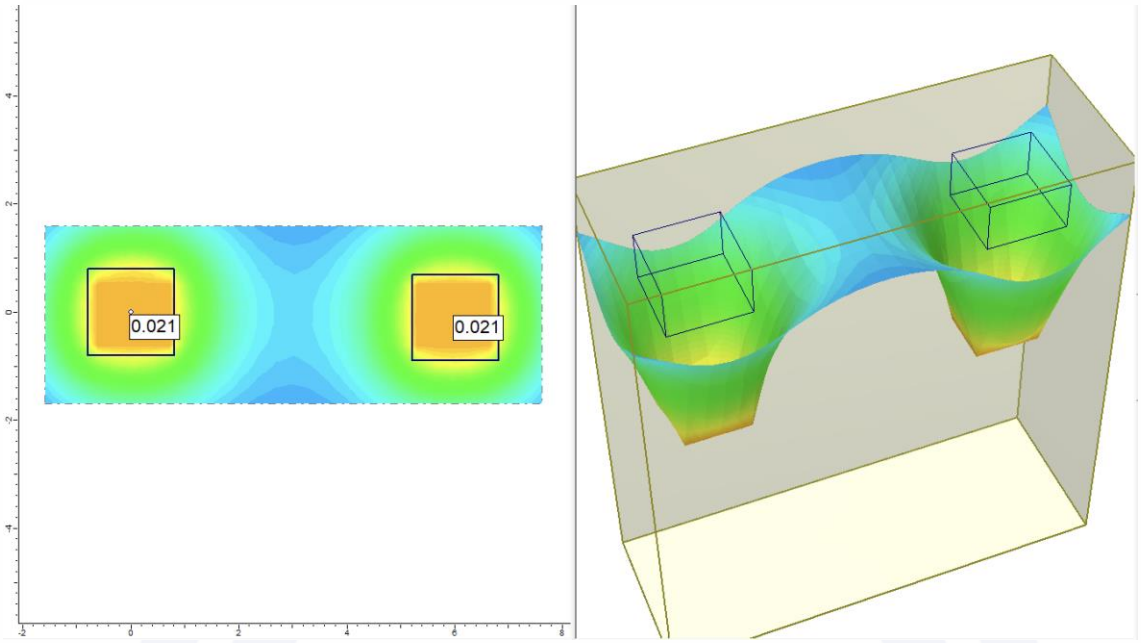


Ilustración 11. Asentamientos inmediatos.

5.2.4. 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	2,2	2,1	48,85	1,5	32,57
2	Aislada	2,5	2	47,6	1,5	31,73

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.

5.2.5. 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 la antigüedad de la construcción, ya se han presentado los asentamientos por las cargas originales. Por lo anterior se hace necesario que el ingeniero estructural verifique la edificación 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. SELECCIÓN DEL SISTEMA DE CIMENTACIÓN

Es de resaltar que las edificaciones existentes cuentas con cimentaciones aisladas y corridas superficiales por lo que durante el reforzamiento es importante mantener este sistema. Dado que este proyecto consiste en el análisis de vulnerabilidad y reforzamiento de las edificaciones existentes y dado que al evaluar las capacidades de las zapatas se obtuvieron factores de seguridad mayores a 2, las intervenciones a realizar en los cimientos serán menores por lo que mantener el sistema de zapatas para cualquier nuevo apoyo permitirá que los cimientos existentes, los recalzados y los nuevos trabajen de manera similar, disminuyendo el riesgo de asentamientos diferenciales.

Además, dado que se trata de unas edificaciones existentes un sistema de cimentación tipo placa no es viable económicamente toda vez que involucraría intervenir todos los primeros pisos y dada la suficiencia de las zapatas existentes esto es innecesario.

En cuanto a cimientos profundos como pilotes o caissons estos sistemas no son recomendables dada el alto costo y la suficiencia de los sistemas más superficiales.

En conclusión y tratándose de un análisis de vulnerabilidad de una cimentación existente las zapatas ofrecen la mejor alternativa dada su suficiencia en términos de capacidad, su facilidad constructiva y la disminución de asentamientos diferenciales producto de la mezcla de sistemas de fundación.

5.4. SISTEMA DE FUNDACIÓN – ZAPATAS AISLADAS

Como alternativa a las zapatas corridas se podrán proyectar zapatas aisladas en concreto reforzado apoyadas a partir de 2,0 m de profundidad medidos a partir de la losa de contrapiso garantizando que se encuentren sobre las arcillas detectadas y atravesando en todo caso los rellenos detectados. 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**	**3**
2	15,21	15,18	15,20	16,01	15,97	16,13
2,5	19,05	19,01	18,96	19,02	20,01	19,94

a) Para garantizar la estabilidad de los cimientos los mismos deberán tener por lo menos un ancho de 0.8 m.
b) Todos los muros de fachada y divisorios deberán apoyarse sobre cimientos o vigas de amarre.
c) Las zapatas se enlazarán mediante una red de vigas de amarre proyectadas para trasladar un 10% de la carga a los elementos contiguos.
d) El suelo de apoyo deberá ser recubierto con 3 cm de concreto pobre para evitar la alteración del mismo por cambios de humedad.
e) La planta de cimentación deberá ser aprobada por esta consultoría, sin esta aprobación los planos de cimentación no tendrán validez.
f) Esta consultoría debe aprobar el suelo de cimentación.
g) Para las condiciones aquí descritas se presentan los módulos de reacción del suelo calculados con base en la ecuación deAyse T. Daloglu and C. Girila Vallabhan, JOURNAL GEOTECHNICAL AND GEOENVIROMENTAL 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, vs 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**	**3**
2	504,3	426,6	314,7	253,7	214,6	187,1
2,5	477,0	403,5	297,7	239,9	202,9	177,0

5.4.1. Asentamientos

Para las condiciones del proyecto y el subsuelo descrito en este informe se esperan asentamientos totales del orden de 4 cm. Los cuales se presentarán en su mayor durante la construcción. A continuación, se presentan los asentamientos obtenidos para la cimentación proyectada.

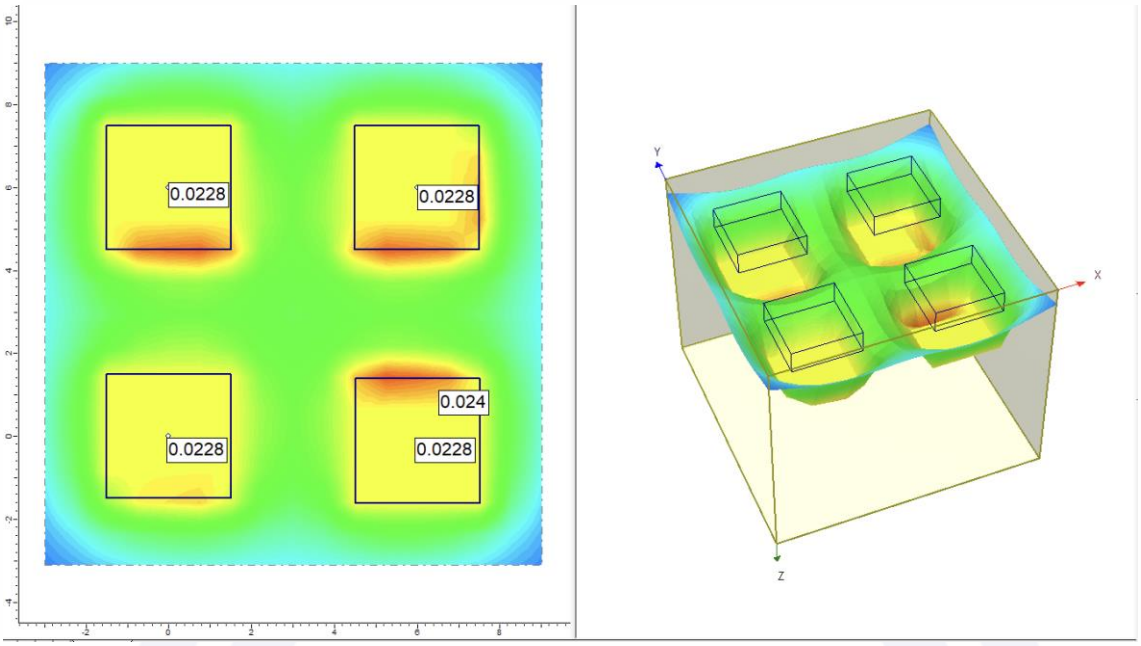


Ilustración 12. *Asentamientos inmediatos (m)*

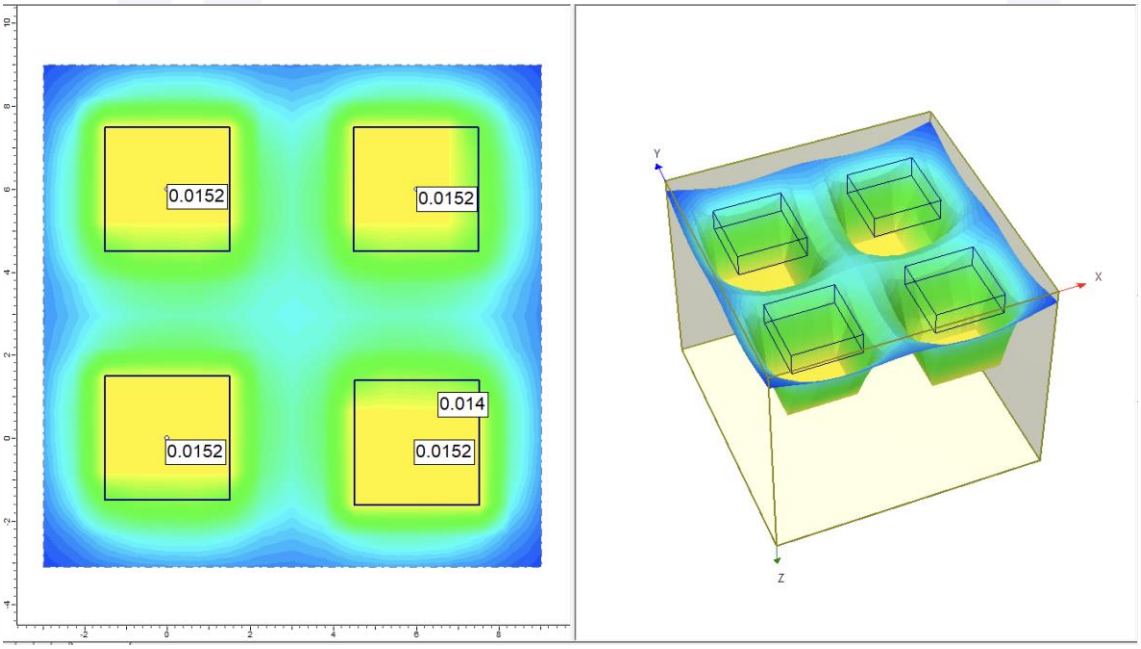


Ilustración 13. *Asentamientos consolidación (m)*

5.4.2. 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}.

$$\text{Qadm} = \frac{45{,}54 \frac{Ton}{m^2}}{3} = 15{,}18\ \mathbf{ton/m2}$$

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}.

$$\text{Qadm} = \frac{45{,}54 \frac{Ton}{m^2}}{2{,}5} = \mathbf{18{,}21/m2}$$

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}.

$$\text{Qadm} = \frac{45{,}54 \frac{Ton}{m^2}}{1{,}5} = \mathbf{30{,}36\ ton/m2}$$

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 Qadm presión admisible que ya esta afectada por el FSBM.

$$\text{Qadm} = 16{,}65\frac{Ton}{m^2}$$

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 Qadm presión admisible que ya esta afectada por el FSBM.

$$\text{Qadm} = 25{,}15\frac{Ton}{m^2}$$

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 Qadm presión admisible que ya está afectada por el FSBM.

$$\text{Qadm} = 34{,}88\,\frac{Ton}{m^2}$$

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.

5.4.3. 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	15,18	16,65
	Carga muerta + carga viva máxima	18,21	25,15
	Carga muerta + carga viva normal+ sismo seudoestatico	30,36	34,88
2,5	Carga muerta + carga viva normal	19,01	26,61
	Carga muerta + carga viva máxima	22,81	40,10
	Carga muerta + carga viva normal+ sismo seudoestatico	38,02	55,49

5.5. 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 de la losa de contrapiso garantizando que se encuentren sobre las arcillas detectadas. 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 corridas					
Profundidad de empotramiento/ancho	**0,5**	**1**	**1,5**	**2**	**2,5**
2,0	10,57	11,10	11,70	12,83	13,39
2,5	13,09	13,60	14,16	14,79	16,03

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 de fachada y divisorios deberán apoyarse sobre cimientos o vigas de amarre.
i) Las zapatas se enlazarán mediante una red de vigas de amarre proyectadas para trasladar un 10% 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 deAyse T. Daloglu and C. Girila Vallabhan, JOURNAL GEOTECHNICAL AND GEOENVIROMENTAL 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, vs 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**
1	717,5	426,6	314,7	253,7	214,6
1,5	477,0	403,5	297,7	239,9	202,9

5.5.1. 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. A continuación, se presentan los asentamientos obtenidos para la cimentación proyectada.

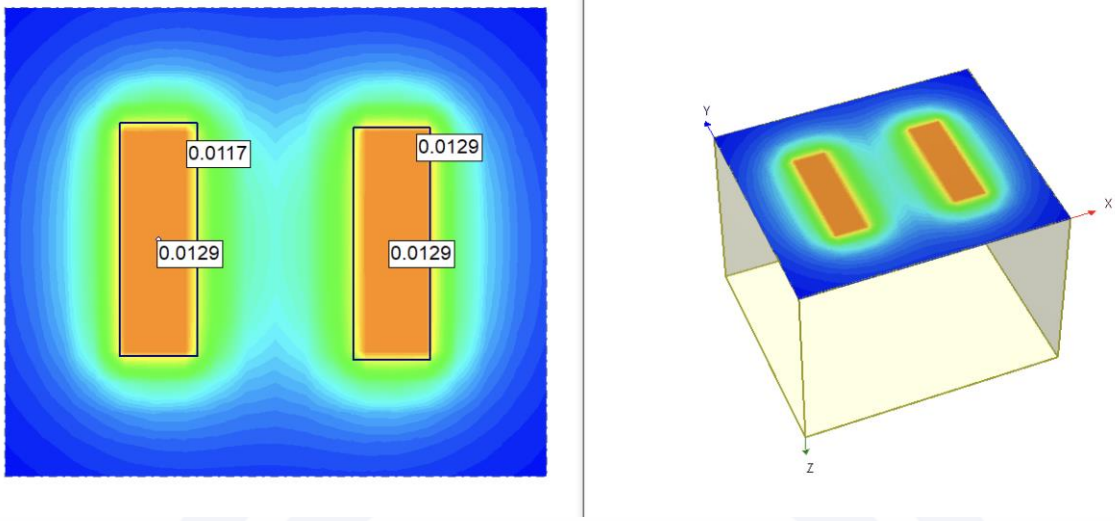


Ilustración 14. *Asentamientos consolidación*

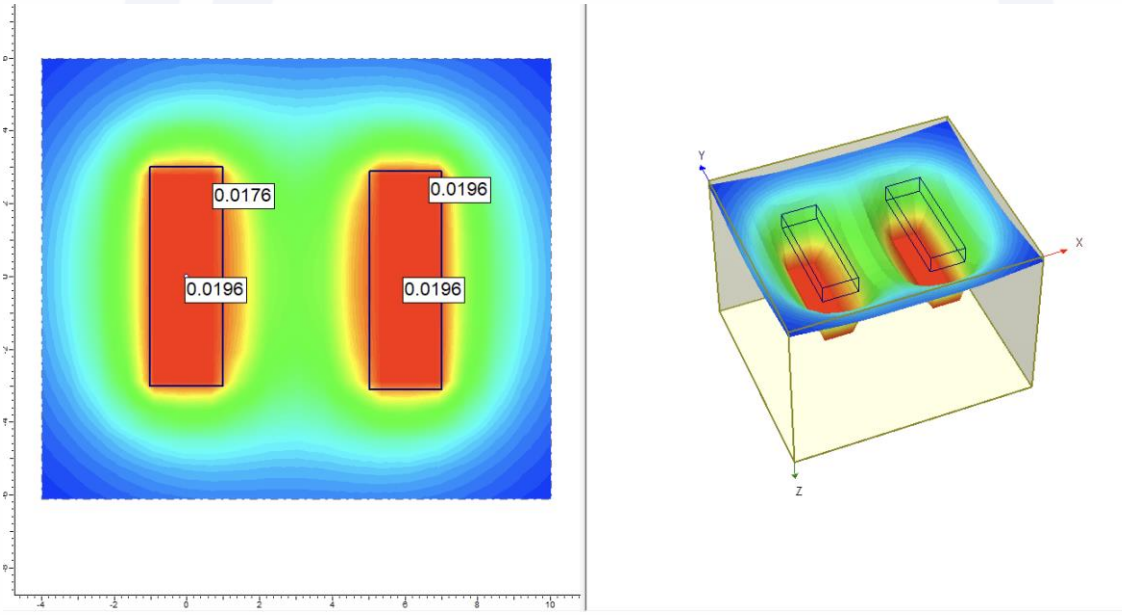


Ilustración 15. *Asentamientos inmediatos*

5.5.2. 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}.

$$\text{Qadm} = \frac{33{,}29 \frac{Ton}{m^2}}{3} = 11{,}10\ \mathbf{ton/m2}$$

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}.

$$\text{Qadm} = \frac{33{,}29 \frac{Ton}{m^2}}{2{,}5} = \mathbf{13{,}32\ ton/m2}$$

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}.

$$\text{Qadm} = \frac{33{,}29\ \frac{Ton}{m^2}}{1{,}5} = \mathbf{22,19\ ton/m2}$$

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 Qadm presión admisible que ya esta afectada por el FSBM.

$$\text{Qadm} = 13{,}28$$

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 Qadm presión admisible que ya esta afectada por el FSBM.

$$\text{Qadm} = 19{,}32\,\frac{Ton}{m^2}$$

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 Qadm presión admisible que ya esta afectada por el FSBM.

$$\text{Qadm} = 35{,}70\,\frac{Ton}{m^2}$$

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**	**Qadm Factor de seguridad indirecto**	**Qadm Factor de seguridad directo**
2,0	Carga muerta + carga viva normal	11,10	13,28
	Carga muerta + carga viva máxima	13,32	19,32
	Carga muerta + carga viva normal+ sismo seudoestatico	22,19	35,70
2,5	Carga muerta + carga viva normal	13,60	20,63
	Carga muerta + carga viva máxima	16,32	29,80
	Carga muerta + carga viva normal+ sismo seudoestatico	27,19	33,35

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/m³)	E (Ton/m2)	ϕ'	Cu (kg/cm2)	cc	cr
1	0,0– 4,88	2	1164	28	1,5	0,25	0,030

Se debe resaltar que teniendo en cuenta que los suelos detectados consisten en suelos compuestos por arcillas 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.

6.2. ESCENARIO DURANTE LA CONSTRUCCIÓN

Teniendo en cuenta la magnitud de la obra (categoría media, con cargas de hasta 105 toneladas), se tiene que las afectaciones sobre las propiedades geotécnicas de los materiales son mínimas, además no se utilizaran 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.

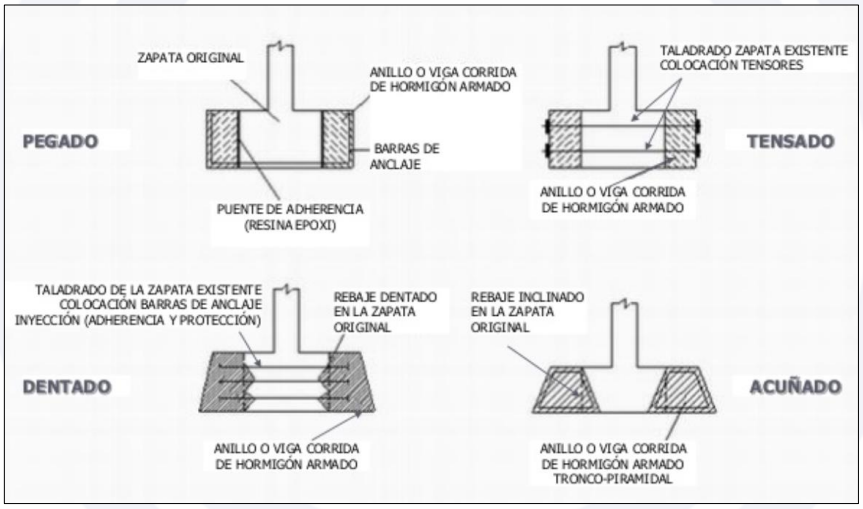
- Para las alternativas de zapatas el suelo se recubrirá con una capa de concreto pobre de 3 cm para evitar afectaciones por aguas de escorrentía y exposición al medio ambiente.
- El desplante de la cimentación se hará a la profundidad señalada en este estudio. Sin embargo, se deberá informar a esta 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 recebos 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.
h) En el caso de los refuerzos de los cimientos necesarios se requiere una ampliación del ancho de las actuales vigas, el ingeniero estructural determinará la sección necesaria para las cargas de cada muro.
i) - Los reforzamientos se harán mediante trincheras alternas de una longitud máxima de 1,5 m.
j) -El ingeniero estructural determinara el mecanismo a utilizar para el ensanche de la cimentación, algunas de las metodologías típicas son:



k) -En todo caso garantizando que los cimientos trabajen de manera monolítica, para garantizar una adecuada distribución de las cargas en el suelo.

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.

6.3. 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 el edificio cuenta con vecinos construidos en todos sus costados y con andenes perimetrales que protegen la cimentación del ingreso de agua y que ha venido funcionando durante los últimos años. Dadas las características de la intervención, es posible que se deban afectar los andenes existentes por lo que eventualmente será necesario tener en cuenta las siguientes recomendaciones:

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. Así mismo, alrededor de las estructuras se proyectarán andenes perimetrales con un mínimo de 1.0 m de ancho, para evitar el acceso de las aguas lluvias a los suelos de fundación.

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.

6.4. PLACA DE CONTRAPISO

Las placas de contrapiso, que no tengan cargas vivas de importancia tendrán como mínimo 10 cm de espesor y refuerzo por temperatura. Se fundirán en concreto de 3000 psi y se colocará sobre un colchón de recebo arenoso de 30 cm de espesor. Se fundirá en cuadros alternos hasta de 3.0 m. Es de resaltar que estas recomendaciones aplican para las placas de contrapiso nuevas que puedan ser requeridas después de las intervenciones en la edificación existente.

6.5. 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.

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.



_____

ORLANDO ELÍAS GÓMEZ MALDONADO

Magister en Geotecnia