ESTUDIO DE SUELOS
AMPLIACIÓN COLISEO MUNICIPAL
COGUA, CUNDINAMARCA

Alcaldía de cogua | Gerencia de Infraestructura

Diciembre de 2025

CONTROL DEL DOCUMENTO

Elaboró	Revisó	Aprobó
M. Patrón Ingeniera Civil	A. Martínez Especialista en Geotecnia	F. Ocaña. Director de Proyecto 

CONTROL DEL DOCUMENTO					
VERSIÓN	FECHA	ELABORÓ	REVISÓ	APROBÓ	DESCRIPCIÓN DEL CAMBIO
0	15/12/2025	M.A. Patrón	A. Martinez J	F. A. Ocaña	Versión incial

TABLA DE CONTENIDO

1 RESUMEN EJECUTIVO 6
2 INTRODUCCIÓN 7
3 DESCRIPCIÓN GENERAL DEL PROYECTO 8
4 CONTEXTO GEOLÓGICO 9
4.1 ESTRATIGRAFÍA 9
4.2 GEOMORFOLOGÍA 10
5 METODOLOGÍA Y CRITERIOS DE DISEÑO 11
5.1 METODOLOGÍA PARA LA DEFINICIÓN DE PARÁMETROS GEOTÉCNICOS 11
5.1.1 Estimación de parámetros de resistencia efectivos a partir del SPT 12
5.1.2 Resistencia al corte no drenada 13
5.1.3 Parámetros elásticos 13
5.1.4 Parámetros de compresibilidad 14
5.2 METODOLOGÍA PARA LOS ANÁLISIS GEOTÉCNICOS 14
5.2.1 Capacidad Portante de Cimientos Superficiales 14
5.2.2 Cálculo de Asentamientos bajo las zapatas 16
5.2.3 Módulos de Reacción 18
6 CAMPAÑA DE EXPLORACIÓN GEOTÉCNICA 19
6.1 TRABAJOS DE CAMPO 19
6.1.1 Apique para verificación de cimentación 21
6.2 ENSAYOS DE LABORATORIO 22
7 CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA 24
7.1 COMPOSICIÓN GRANULOMÉTRICA 24
7.2 PROPIEDADES ÍNDICE (WN Y LÍMITES DE ATTERBERG) 25
7.3 PESO UNITARIO 26
7.4 VALORES DEL ENSAYO DE PENETRACIÓN ESTÁNDAR SPT 27
7.5 CONDICIONES ESPECIALES DEL SUBSUELO 29
7.5.1 Suelos expansivos 29
7.5.2 Suelos colapsables 29
7.5.3 Suelos licuables 30
8 PARÁMETROS DE DISEÑO GEOTÉCNICO 31
8.1 PARÁMETROS EFECTIVOS DE RESISTENCIA (Φ',C') 31

8.2 RESISTENCIA AL CORTE NO DRENADA SU 32
8.3 PARÁMETROS ELÁSTICOS 33
8.4 PARÁMETROS DE COMPRESIBILIDAD 34
8.5 RESUMEN DE PARÁMETROS GEOTÉCNICOS 35
9 CONDICIONES SÍSMICAS 37
10 ANÁLISIS GEOTÉCNICOS 38
10.1 CAPACIDAD PORTANTE 38
10.2 ASENTAMIENTOS 39
10.3 MÓDULOS DE REACCIÓN 41
11 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES 42
12 REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICaS 43
13 ANEXOS 44

LISTA DE TABLAS

Tabla 1 – Formulaciones para estimar el ángulo de fricción equivalente....12
Tabla 2 – Constantes para determinar Su....13
Tabla 3 –Estimación del Módulo de Elasticidad a partir de N para arenas....13
Tabla 4 – Correlaciones para estimar parámetros de compresibilidad....14
Tabla 5 –Valor máximo de asentamiento calculado, expresado en función de la distancia entre apoyos o columnas....18
Tabla 6 Sondeos ejecutados....19
Tabla 7 Cantidad de ensayos ejecutados....23
Tabla 8 Rangos de los valores del SPT....28
Tabla 9 Evaluación del potencial de expansión....29
Tabla 10 Evaluación del potencial de colapso....30
Tabla 11 Rangos típicos de parámetros elásticos para suelos (en MPa)....34
Tabla 12 Propiedades Geomecánicas de los materiales de la zona de estudio....35
Tabla 13 Parámetros de Compresibilidad Materiales Cohesivos....36
Tabla 14 Parámetros de Diseño Sísmico para zona del Coliseo....37

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 Localización del área de estudio 8
Figura 2 Planta arquitectónica del área de estudio..... 8
Figura 3 Unidad geológica predominante en el área de estudio..... 9
Figura 4 Unidades geomorfológicas predominante en el área de estudio 10
Figura 5 Modelo de falla por capacidad portante.....15
Figura 6 Asentamientos inmediatos para una condición unidimensional de deformaciones.....16
Figura 7 Exploración geotécnica ejecutada.....20
Figura 8 Ejecución de sondeos – Zona Coliseo 20
Figura 9 Ejecución de sondeos – Zona Parqueadero.....21
Figura 10 Ejecución de apique para verificación de la cimentación existente.....22
Figura 11 Materiales identificados en el apique AP-1.....22
Figura 12 Variación de la granulometría en función de la profundidad. 24
Figura 13 Variación de los límites de consistencia y la humedad natural 25
Figura 14 Carta de Plasticidad. 26
Figura 15 Peso unitario en función de la profundidad.....27
Figura 16 Variación de los valores de N de campo en profundidad.....28
Figura 17 Parámetros efectivos de Resistencia al Corte para arcillas de consistencia media ..31
Figura 18 Parámetros efectivos de Resistencia al Corte para arenas arcillosas.....31
Figura 19 Parámetros efectivos de Resistencia al Corte para gravas arcillosas.....32
Figura 20 Variación de la resistencia al corte no drenado Su.....32
Figura 21 Variación del módulo de elasticidad 33
Figura 22 Estimación de parámetros de compresibilidad 35
Figura 23 Mejoramiento bajo la cimentación proyectada.....38
Figura 24 Capacidad de carga admisible para cimientos superficiales.....39
Figura 25 Asentamientos elásticos (inmediatos) estimados para cimientos superficiales.....40
Figura 26 Asentamientos por consolidación estimados para cimientos superficiales 40
Figura 27 Asentamientos totales estimados para cimientos superficiales 41
Figura 28 Módulos de reacción 41

1 RESUMEN EJECUTIVO

En el siguiente documento se presentan las recomendaciones geotécnicas de cimentación para la ampliación del coliseo municipal de Cogua, Cundinamarca. Como parte de las actividades realizadas, se llevó a cabo una campaña de exploración del subsuelo compuesta por exploración directa mediante un apique y cinco sondeos con profundidad máxima de 6,00 m. Complementariamente se ejecutaron ensayos de laboratorio y campo a partir de los cuales se estableció la caracterización de los materiales.

A partir de los resultados obtenidos en las investigaciones, las principales conclusiones de esta campaña fueron las siguientes:

- El área del proyecto se ubica sobre materiales propios de depósitos cuaternarios que se caracterizan por presentar bloques embebidos por una matriz arcillo-arenosa. En general en el subsuelo del proyecto se observa la presencia de arcillas de baja plasticidad de consistencia blanda a media que yacen sobre una capa de gravas arcillosas de compacidad media hasta los 6,00 m.

- Se encontró el nivel freático en una de las perforaciones a 1.20 m de profundidad.

- En términos de comportamientos especiales, no se prevén afectaciones asociadas con suelos expansivos, licuables o colapsables.

Con los resultados de las exploraciones In-situ y la ejecución de ensayos de laboratorio se establecieron los parámetros de resistencia y deformabilidad del suelo, a partir de los cuales se realizaron los análisis geotécnicos con los que se elaboraron ábacos de capacidad de carga; dentro del proceso de diseño se evaluó un sistema de cimentación superficial debido a la magnitud de las cargas esperadas. Del mismo modo, se evaluaron los asentamientos de las cimentaciones propuestas para la estructura, siguiendo los criterios de la NSR-10 en su título H, cumpliendo con los valores admisibles.

2 INTRODUCCIÓN

EMPRESA DE DESARROLLO TERRITORIAL, SOSTENIBLE INVEST IN SABANA EDTS- IIS DEL MUNICIPIO DE SOPO es una empresa industrial y comercial adscrita al municipio de Sopó que tiene como objeto principal la estructuración, administración, gerencia, ejecución y operación de cualquier tipo de proyecto Municipal, Departamental o Nacional. Dentro de estas directrices se realizó el contrato 382-2025 entre esta compañía y el municipio de Cogua con el fin de realizar la consultoría que tiene por objeto GESTIÓN TÉCNICA ESPECIALIZADA PARA LA ELABORACIÓN INTEGRAL DE LOS PLANES, ESTUDIOS Y/O DISEÑOS NECESARIOS PARA LA EJECUCIÓN DE PROYECTOS DE INFRAESTRUCTURA FÍSICA INCLUIDOS EN EL PLAN DE DESARROLLO "UN LEGADO PARA COGUA

Por lo anterior, el presente Estudio Geotécnico contiene los criterios y metodología de diseño empleada, el plan de investigaciones ejecutado, los parámetros de resistencia y deformabilidad obtenidos de los ensayos de laboratorio y ensayos In-situ, y las recomendaciones de la cimentación.

Los análisis y diseños se realizaron siguiendo la reglamentación vigente para diseños geotécnicos, particularmente el Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10 en su Título H.

3 DESCRIPCIÓN GENERAL DEL PROYECTO

El proyecto se ubica en jurisdicción del municipio de Cogua, en el departamento de Cundinamarca (ver Figura 1). De acuerdo con el componente arquitectónico del proyecto, se prevé la ampliación del coliseo municipal, para la construcción de una cancha de futsal de 40 x 20 m, senderos, gradas, zonas de camerinos y baños (ver Figura 2).



Figura 1 Localización del área de estudio
Fuente: Google Earth Pro (2025)

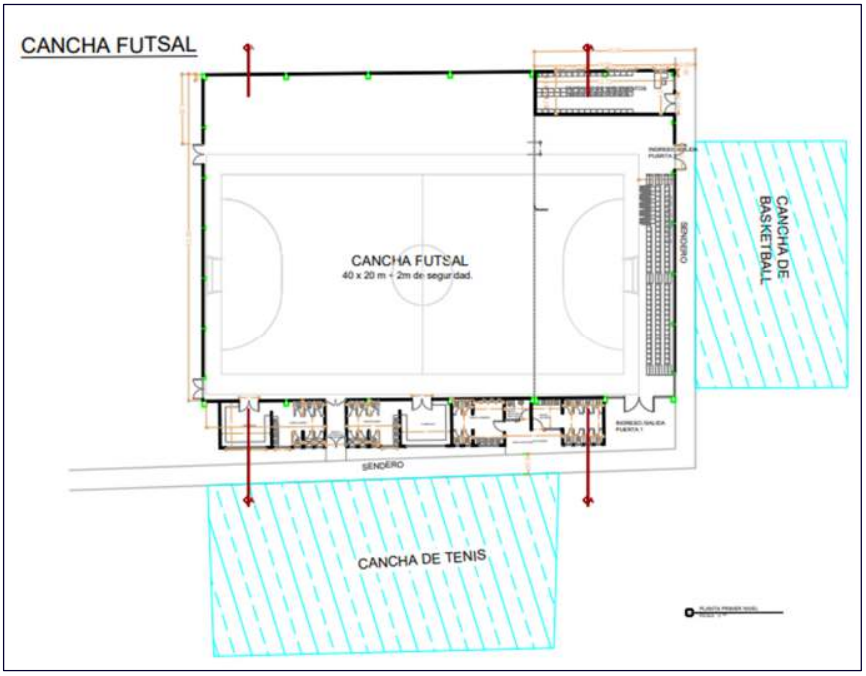


Figura 2 Planta arquitectónica del área de estudio
Fuente: Alcaldía de Cogua - Gerencia de Infraestructura (2025)

4 CONTEXTO GEOLÓGICO

La información geológica ha sido compilada a partir de los trabajos regionales elaborados por el Servicio Geológico Colombiano. En particular, para el contexto geológico regional y la caracterización de las unidades litoestratigráficas, se tomó la plancha geológica 209 - Zipaquirá a escala 1:100 000 (INGEOMINAS, 2003), con sus respectivas memorias explicativas.

Así mismo, se consultó el mapa de susceptibilidad por movimientos en masa de la plancha 209 – Zipaquirá (Servicio Geológico Colombiano, 2015) y sus documentos base.

4.1 ESTRATIGRAFÍA

El área para la ampliación del Coliseo del municipio de Cogua, se implanta específicamente sobre la Unidad Qc (depósitos coluviales), cercana a la Formación Bogotá (E1b). Ver Figura 3.

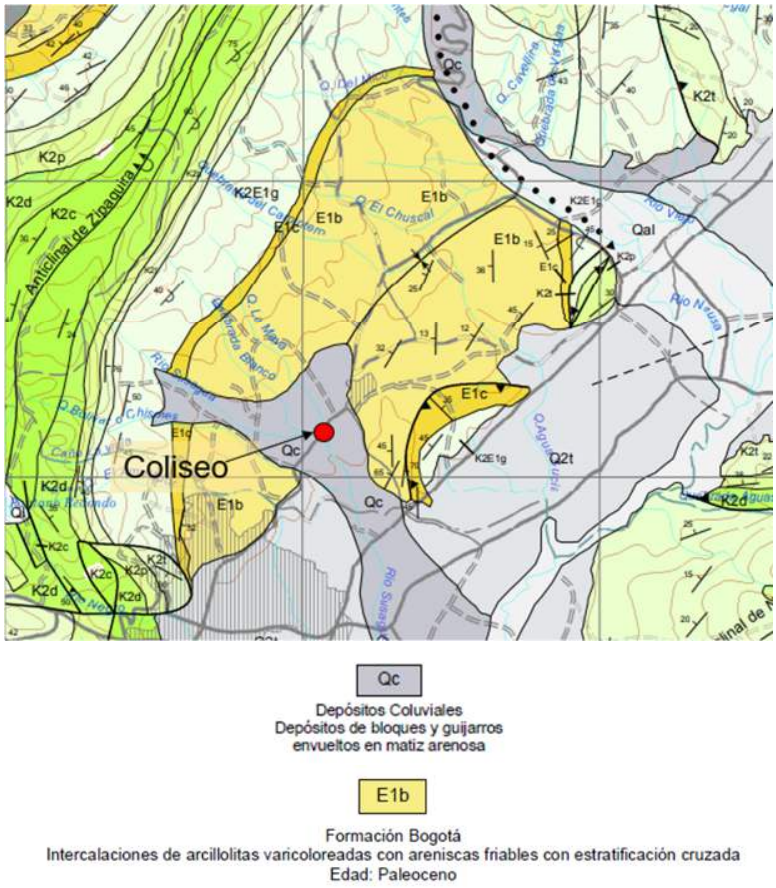


Figura 3 Unidad geológica predominante en el área de estudio
Fuente: Ingeominas (2003)

Los depósitos coluviales en la plancha 209 se presentan dispersos cubriendo superficies pequeñas y grandes. Los depósitos de este tipo en el Municipio de Cogua se caracterizan por presentar bloques embebidos por una matriz arcillo-arenosa. El ubicado cerca al Municipio de

Cogua es denominado por Helmens & Van der Hammen(1995), como Formación del Río Tunjuelo.

Por otro lado, la Formación Bogotá es una secuencia de lodolitas, con intercalaciones esporádicas de intervalos arenosos que en ocasiones no son continuos. De acuerdo con Ingeominas (2003), el sinclinal de Checua, se midieron 575 m desde la base sin llegar al techo. En la columna levantada, los 241 m inferiores presentan buenos afloramientos y la parte superior está cubierta y los afloramientos son esporádicos de lodolitas y areniscas.

Se marca con la aparición de areniscas friables con capas de lodolitas de variados colores, azul, rojizo y violeta que se van intercalando con capas de areniscas de grano fino friables, de color blanco, amarillo y rojizo y es común observar concreciones ferruginosas.

4.2 GEOMORFOLOGÍA

De acuerdo con el Mapa Geomorfológico aplicado a movimientos en masa de la plancha 209 – Zipaquirá del Servicio Geológico Colombiano SGC (2015), se observa que el proyecto yace sobre una unidad denominada Dco - Cono y lóbulo coluvial y de solifluxión. Esta corresponde a una geoforma que se presenta como conos o lóbulos con morfología alomada baja, con pendiente inclinada, con una longitud de 3.800 metros. Se asocia a procesos de transporte y depositación de materiales sobre las laderas, por efecto de procesos hidrogravitacionales en suelos saturados y no saturados. Está constituido por bloques y fragmentos heterométricos de rocas preexistentes, embebidos en una matriz generalmente arcillosa a areno limo-arcillosa.

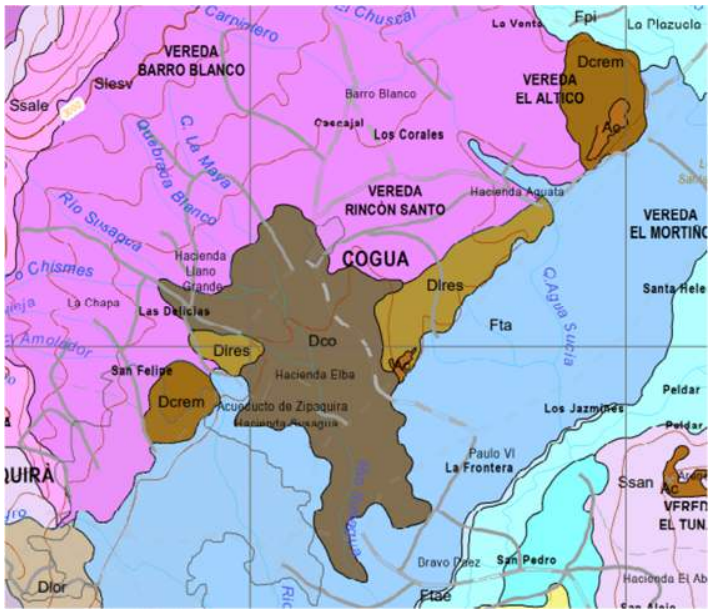


Figura 4 Unidades geomorfológicas predominante en el área de estudio
Fuente: SGC (2025)

5 METODOLOGÍA Y CRITERIOS DE DISEÑO

En los siguientes numerales se describen las metodologías aplicables para la determinación de los parámetros geotécnicos del área de estudio y los análisis pertinentes para el estudio de suelos.

5.1 METODOLOGÍA PARA LA DEFINICIÓN DE PARÁMETROS GEOTÉCNICOS

Con base en las investigaciones geotécnicas de campo y laboratorio se determinan las propiedades geomecánicas de los materiales las cuales corresponden a propiedades de resistencia y de deformación. Con base en estos parámetros se llevan a cabo los análisis de capacidad portante y asentamiento del terreno de fundación, a partir de los cuales se selecciona y dimensiona el tipo de cimentación más conveniente.

Para el caso de suelos, los parámetros de resistencia se determinan a partir de los ensayos de corte directo o en su defecto a partir de correlaciones de las propiedades físicas e índices de los suelos y/o mediante correlaciones a partir del ensayo de resistencia a la penetración SPT. Los parámetros elásticos se derivan de valores correlacionados del SPT y de la resistencia al corte no drenado Su.

Adicionalmente, los parámetros se comparan con valores típicos encontrados en la literatura geotécnica para los diferentes tipos de materiales.

Como resultado de estos análisis se obtienen los siguientes parámetros:

- c' = cohesión efectiva(kPa)
- N_{60} = Valor de N-corregido (golpes/pie)
- ϕ = ángulo de fricción interna (°)
- γ= peso unitario (kN/m³)
- E= Módulo de elasticidad (MPa)
- μ= Relación de Poisson
- Cc , Cr,= Coeficiente de compresión y recompresión del suelo de fundación

Se consideró emplear la media geométrica como estimativo cauteloso de la media de los datos, en tanto que se obtienen valores similares o más bajos respecto a la media aritmética. La ecuación aplicada es la siguiente:

$$Media\ Geométrica = \prod_{i=1}^{n} x_i = \sqrt[n]{x_1 x_2 \dots x_{n1}}$$

Donde

x_1 = parámetro calculado
n = número de valores

5.1.1 Estimación de parámetros de resistencia efectivos a partir del SPT

Para la determinación de los parámetros efectivos de resistencia, se empleó el método presentado por Álvaro González (1999) que se realiza a partir de los datos del SPT, número de golpes por pie (N). El autor indica que, aunque el ensayo es denominado estándar, tiene muchas variantes y para casi todas estas existen factores de corrección a la energía teórica de referencia, de acuerdo a (Bowles, 1988) el valor de N de campo se corrige de la siguiente forma:

$$Ncorr = N \times C_n \times \eta_1 \times \eta_2 \times \eta_3 \times \eta_4$$

Donde,

$Ncorr$ = N corregido
N = N en campo
C_n = Factor de corrección por confinamiento efectivo
η_1 = Factor por energía del martillo ($0.45 \leq \eta_1 \leq 1$)
η_2 = Factor por longitud de varilla ($0.75 \leq \eta_2 \leq 1$)
η_3 = Factor por revestimiento interno de tomamuestras ($0.8 \leq \eta_3 \leq 1$)
η_4 = Factor por diámetro de la perforación (> 1 para D>5", 1.15 para D=8")

Nota: González considera que: $\eta_2 = \eta_3 = \eta_4 = 1$.

Para la corrección por energía η_1, González utiliza la relación $N_{e1} = N_{e2} \times (e2/e1)$, teniendo en cuenta que en Colombia conservativamente se toma e=45%. De igual manera, indica que las correlaciones que presenta en su trabajo, fueron obtenidas con materiales granulares, para los cuales usualmente la cohesión efectiva es igual a cero (*c'=0)*, obteniendo así, la siguiente relación entre esfuerzos cortantes y esfuerzos normales efectivos, donde ϕ'' es el ángulo efectivo y ϕ''_{eq} es el ángulo efectivo equivalente.

$$\phi'_{SPT} = \phi'_{eq} = \tan^{-1}(\tau/\sigma')$$

Entre las numerosas correlaciones que existen destaca las realizadas por los autores Peck; Peck, Hanson y Thornbum; Kishida; Schmertmann; Japan National Railway JNR y Japan Road Bureau JRB.

Tabla 1 – Formulaciones para estimar el ángulo de fricción equivalente

Peck	$\phi'eq = 28.5 + 0.25 \times N1_{45}$
Peck, Hanson y Thornbum	$\phi'eq = 26.25 \times (2 - \exp(-N1_{45} / 62)$
Kishida	$\phi'eq = 15 + (20 \times N1_{72})^{0.5}$
Schmertmann	$\phi'eq' = \arctan[(N1_{60} / 32.5)^{0.34}]$
JNR	$\phi eq' = 27 + 0.30 \times N1_{72}$
JRB	$\phi eq' = 15 + (15 \times N1_{72})^{0.5}$

Fuente: González (1999)

5.1.2 Resistencia al corte no drenada

La resistencia al corte no drenada es estimada a partir de ensayos de compresión inconfinada , contrastando los resultados con las siguientes correlaciones con los valores del SPT:

- Stroud (1974)

$$Su = K \cdot N$$

Con la constante K variando en función del índice de plasticidad de la fracción fina:

Tabla 2 – Constantes para determinar Su

I_P	K [kPa]
$I_P < 20\%$	6.0 – 7.0
$20\% < I_P < 30\%$	4.0 – 5.0
$I_P > 30\%$	4.2

Fuente: Stroud (1974)

- Sivrikaya & Togrol (2002) – Suelos de grano fino

$$Su = 6.18 \cdot N_{60}$$

5.1.3 Parámetros elásticos

Para los suelos se estima el módulo de elasticidad empleando expresiones sugeridas por Bowles (1997), tomando como punto de partida los valores obtenidos en el ensayo de penetración estándar (SPT):

Tabla 3 –Estimación del Módulo de Elasticidad a partir de N para arenas

Tipo de suelo	E_s (MPa)
Limos, limos arenosos, mezclas ligeramente cohesivas	$0.4N1_{60}$
Arenas limpias,finas a medias y arenas ligeramente limosas	$0.7N1_{60}$
Arenas gruesas y arenas con poca grava	$1.0N1_{60}$
Gravas arenosas y gravas	$1.1N1_{60}$

Fuente: Bowles (1997)

- Es = 320 (N+15) [kPa] (Suelos Friccionantes)
- Es = 300 (N+6) [kPa] (Suelos Cohesivos)

También se considera la expresión propuesta también por Lambe (1973) para arcillas:

- Es=250 Su [kPa]

5.1.4 Parámetros de compresibilidad

A partir de los ensayos y los resultados de humedad natural y de propiedades índice, se evalúan las siguientes correlaciones para la obtención del índice de compresión Cc, de recompresión Cr y relación de vacíos inicial:

Tabla 4 – Correlaciones para estimar parámetros de compresibilidad

Ecuación	Autor
Índice de compresión Cc	
(1) $C_c = 0.0180(w_n - 16)$	Moya 1 (2008)
(2) $C_c = 0.0136(w_n - 19)$	Moya 2 (2008)
(3) $C_c = 0.009(w_L - 10)(\pm 30\%\ error)$	Terzaghi and Peck (1967)
(4) $C_c = 0.0093 w_n$	Koppula (1)(1981)
(5) $C_c = 0.046 + 0.0104 I_p$	Nakase et al (1988)
(6) $C_c = 0.009 w_n + 0.005 w_L$	Koppula (1986)
Índice de compresión Cr	
(7) $C_r = 0.00194(I_p - 4.6)$	Nakase et al (1988)
(8) $C_r = 0.1\ Cc$	Bowles (1997)
w_n, w_L, I_p: *humedad natural, límite líquido, índice de plasticidad, respectivamente y en porcentaje*	
Relación de vacíos e_0	
(10) $e_0 = 0.0158\ w_L + 35$	Caicedo (2017)
w_n, w_L, I_p: *humedad natural, límite líquido, índice de plasticidad, respectivamente y en porcentaje*	

Fuente: Tomado de Bowles, 1997, y Moya, 2008

5.2 METODOLOGÍA PARA LOS ANÁLISIS GEOTÉCNICOS

5.2.1 Capacidad Portante de Cimientos Superficiales

Para el cálculo de la capacidad de carga del suelo, se empleó la teoría propuesta por Karl Terzaghi (1943), con los ajustes realizados por Vesic (1973).

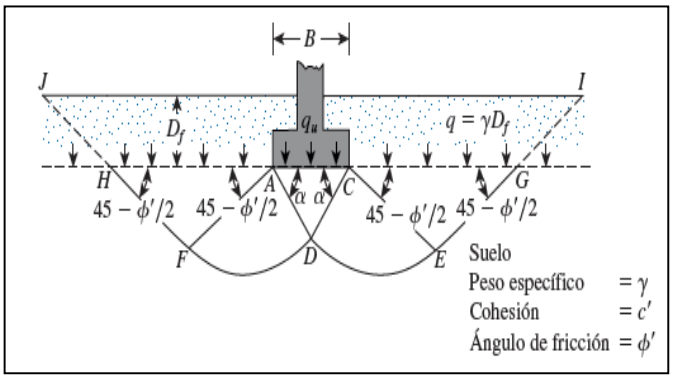


Figura 5 Modelo de falla por capacidad portante.
Fuente: Das, 2012

En esta teoría se considera la inclinación de la carga, la forma de cimentación, la profundidad de desplante y el efecto de compresibilidad del suelo de fundación para obtener la ecuación general de capacidad de carga presentada a continuación:

$$q_{ult} = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c + \bar{q} \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q + 0.5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma$$

A continuación, se indican cada uno de los términos involucrados en la ecuación indicada.

Cuando se tiene ø = *0* se usa la siguiente ecuación:

$$q_{ult} = 5.14\, S_u(1 + s_c + d_c) + \bar{q}$$

donde:

$$\bar{q} = \gamma \cdot D$$

Los factores de las ecuaciones anteriores se determinan con las siguientes fórmulas:

Factores de corrección:	Factores de forma:	Factores de profundidad:
$N_q = e^{\pi \cdot \tan\phi} \cdot tan^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right)$	$s_q = 1.0 + \cdot \frac{B}{L} \sin \emptyset$	$d_q = 1 + 2\tan \emptyset\ (1 - \sin \emptyset)^2 k$
$N_c = (N_q - 1) \cdot \cot\phi$	$s_c = 0.2 \frac{B}{L}\ (\emptyset = 0)$	$d_c = 0.4\text{k}\ (\emptyset = 0)$
	$s_c = 1.0 + \frac{N_q}{N_c} \cdot \frac{B}{L}$	$d_c = 1.0 + 0.4k$
		$k = \frac{D}{B}\ para\ D/B \leq 1$
	$s_\gamma = 1.0 - 0.4 \frac{B}{L} \geq 0.6$	$k = \tan^{-1}\left(\frac{D}{B}\right)\ para\ D/B > 1$
$N_\gamma = 2(N_q + 1) \cdot \tan\phi$		$d_\gamma = 1.0$ para todo $\emptyset$

Se determina la capacidad admisible implementando un factor de seguridad FS = 3.0:

$$q_{adm} = \frac{q_{ult}}{FS}$$

Criterios para el diseño de cimentaciones

De acuerdo con la NSR-10, los asentamientos totales calculados a 20 años se deben limitar a 15 cm, siempre y cuando no se afecten las construcciones e instalaciones vecinas.

5.2.2 Cálculo de Asentamientos bajo las zapatas

Los asentamientos inmediatos se calculan usando la teoría de la elasticidad para una condición unidimensional de deformaciones, es decir, se asume que la única deformación que experimenta el suelo es en el sentido vertical (ver la Figura 6). En esta condición se debe cumplir que:

$$\varepsilon_x = \frac{1}{E_s}\left[\Delta\sigma'_x - \nu\left(\Delta\sigma'_y + \Delta\sigma'_z\right)\right] = 0 \qquad \varepsilon_y = \frac{1}{E_s}\left[\Delta\sigma'_y - \nu(\Delta\sigma'_x + \Delta\sigma'_z)\right] = 0$$

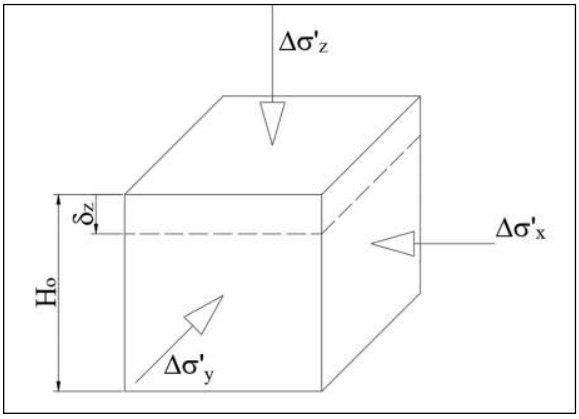


Figura 6 Asentamientos inmediatos para una condición unidimensional de deformaciones
Fuente: Alcaldía de Cogua - Gerencia de Infraestructura (2025)

Se puede probar que en la condición se cumple:

$$\Delta\sigma'_x = \Delta\sigma'_y = \left(\frac{\nu}{1-\nu}\right)\Delta\sigma'_z$$

Y la deformación que experimenta el suelo es entonces:

$$\varepsilon_z = \frac{\delta_z}{H_0} = \frac{1}{E_s}\left[\Delta\sigma'_z - \nu\left(\Delta\sigma'_x + \Delta\sigma'_y\right)\right] = \frac{1}{E_s}\left[\Delta\sigma'_z - \nu\left(\frac{2\nu\Delta\sigma'_z}{1-\nu}\right)\right]$$

$$\varepsilon_z = \frac{\delta_z}{H_0} = \frac{1}{E_s}\left[\Delta\sigma'_z \frac{(1+\nu)(2\nu-1)}{(\nu-1)}\right]$$

Finalmente, el asentamiento del suelo se calcula de la siguiente manera:

$$\delta_z = \frac{H_0}{E_s}\left[\Delta\sigma'_z \frac{(1+\nu)(2\nu-1)}{(\nu-1)}\right]$$

La compresión de los suelos de baja permeabilidad (limos y arcillas) se desarrolla en periodos de relativamente extensos en los que el esfuerzo efectivo crece gradualmente en la medida en que se disipa el exceso de presión de poros que genera la carga impuesta por la cimentación. El asentamiento producto de este proceso se determina con las siguientes expresiones presentadas por DAS (2006):

$$S_c = \int \varepsilon_z dz$$

Donde:

$\varepsilon_z = \frac{\Delta e}{1+e_0}$ = *deformación unitaria vertical*

$\Delta e = f(\sigma_0, \sigma_c, y\ \Delta\sigma_z')$ = *cambio de la relación de vacíos*

Entonces:

$$S_{c(p)} = \frac{C_c H_c}{1+e_0} \cdot log\frac{\sigma'_0 + \Delta\sigma'_{prom}}{\sigma'_0}$$ *Para arcillas normalmente consolidadas*

$$S_{c(p)} = \frac{C_s H_c}{1+e_0} \cdot log\frac{\sigma'_0 + \Delta\sigma'_{prom}}{\sigma'_0}$$ *Para arcillas preconsolidadas con* $\sigma'_0 + \Delta\sigma'_{prom} < \sigma'_c$

$$S_{c(p)} = \frac{C_s H_c}{1+e_0} \cdot log\frac{\sigma'_c}{\sigma'_0} + \frac{C_c H_c}{1+e_0} \cdot log\frac{\sigma'_0 + \Delta\sigma'_{prom}}{\sigma'_c}$$ *Para arcillas preconsolidadas con* $\sigma'_0 < \sigma'_c < \sigma'_0 + \Delta\sigma'_{prom}$

Donde:

σ'_0 = *esfuerzo efectivo promedio sobre el estrato de arcillas antes de la construcción de la cimentación*

$\Delta\sigma'_{prom}$= *incremento promedio del esfuerzo efectivo sobre el estrato de arcilla causado por la construcción de la cimentación*

σ_c'= *esfuerzo de preconsolidación*

e_0= *relación de vacíos inicial del estrato de arcilla*

C_c = *índice de compresibilidad*

C_s = *índice de expansibilidad*

H_c = *espesor del estrato de arcilla*

De acuerdo con la NSR-10, los asentamientos totales calculados a 20 años se deben limitar a 15 cm, siempre y cuando no se afecten las construcciones e instalaciones vecinas.

Se analiza el efecto de los movimientos relativos entre puntos de apoyo bajo condiciones de cargas de servicio. Se fijó como límite de asentamientos diferenciales el criterio establecido en la NSR‑10 Tabla H.4.9-1. máximo de asentamiento calculado, expresado en función de la distancia entre apoyos o columnas.

Tabla 5 –Valor máximo de asentamiento calculado, expresado en función de la distancia entre apoyos o columnas.

Tipo de construcción	$\Delta máx$
Edificaciones en estructura metálica, sin acabados susceptibles de dañarse con asentamientos menores	l/160

Fuente: tomada y adaptada. NSR-10 Tabla H.4.9-1.2010

5.2.3 Módulos de Reacción

Para los módulos de reacción vertical la propuesta metodológica consiste en aplicar la siguiente expresión:

$$k_v = \frac{q}{\delta_{inmediato}}$$

6 CAMPAÑA DE EXPLORACIÓN GEOTÉCNICA

6.1 TRABAJOS DE CAMPO

Para determinar las características y propiedades mecánicas del suelo en el sitio del proyecto, se realizaron actividades de exploración del subsuelo que consistieron en una campaña de exploración directa mediante la ejecución de un (1) apique y cinco (5) sondeos manuales que alcanzaron los 6.00 m. Estos puntos de exploración se agrupan en un apique y tres barrenos (S-1, S-2 y S-3) localizados en la zona del Coliseo y dos barrenos complementarios en la zona del parqueadero (S-1A y S-2A).

En los sondeos se realizaron ensayos de penetración estándar (SPT) y se tomaron muestras en tubo partido y shelby, las cuales fueron utilizadas para hacer descripción visual y ensayos de laboratorio. En la Tabla 6 se resume la exploración directa del subsuelo ejecutada para el proyecto. En la Figura 8 se presenta un esquema con la localización de la exploración geotécnica ejecutada.

En la Tabla 1 se resume la exploración directa del subsuelo ejecutada para el proyecto. En la Figura 5 se presenta un esquema con la localización de la exploración geotécnica ejecutada.

Tabla 6 Sondeos ejecutados

Nombre	Latitud	Longitud	Profundidad (m)	Nivel freático (m)
AP-1	5° 3'49.18"N	73°58'55.32"O	2.10	No encontrado
S-1	5° 3'49.12"N	73°58'55.87"O	6.00	1.20
S-2	5° 3'48.03"N	73°58'54.85"O	6.00	No encontrado
S-3	5° 3'49.01"N	73°58'55.00"O	6.00	No encontrado
S-1A	5° 3'52.43"N	73°59'2.26"O	4.37	No encontrado
S-2A	5° 3'51.99"N	73°59'1.05"O	3.88	No encontrado

Fuente: Alcaldía de Cogua - Gerencia de Infraestructura (2025)



Figura 7 Exploración geotécnica ejecutada
Fuente: Alcaldía de Cogua - Gerencia de Infraestructura (2025)



Figura 8 Ejecución de sondeos – Zona Coliseo
Fuente: Alcaldía de Cogua - Gerencia de Infraestructura (2025)



Figura 9 Ejecución de sondeos – Zona Parqueadero
Fuente: Alcaldía de Cogua - Gerencia de Infraestructura (2025)

En los registros de perforación se consignó la información concerniente al tipo y profundidad de cada muestra, descripción visual de los materiales que conforman cada estrato, profundidad a la cual se producen cambios en la estratigrafía y condiciones del agua en el subsuelo. Los registros de las perforaciones realizadas se presentan en el Anexo 1.

6.1.1 Apique para verificación de cimentación

Junto a una de las columnas de la estructura metálica del coliseo existente se realizó un apique (punto de exploración superficial) con la finalidad de verificar la tipología de cimentación construida y su respectiva profundidad de desplante (ver Figura 10). De acuerdo con lo hallazgos de campo, se establece que bajo el adoquín y hasta una profundidad de 0.63 m se observa un relleno granular compuesto por gravas gruesas con bloques superiores a 3” con matriz limo arenosa de color café de humedad media y filtración de agua. Bajo los 0.63 m y hasta 1.00 m de profundidad se encontró la cimentación superficial, de tipo zapata en concreto convencional con una huella visible de 0.26 m. Finalmente, bajo el cimiento se identificó una arcilla de color café con vetas oxidadas y humedad media.



Figura 10 Ejecución de apique para verificación de la cimentación existente
Fuente: Alcaldía de Cogua - Gerencia de Infraestructura (2025)

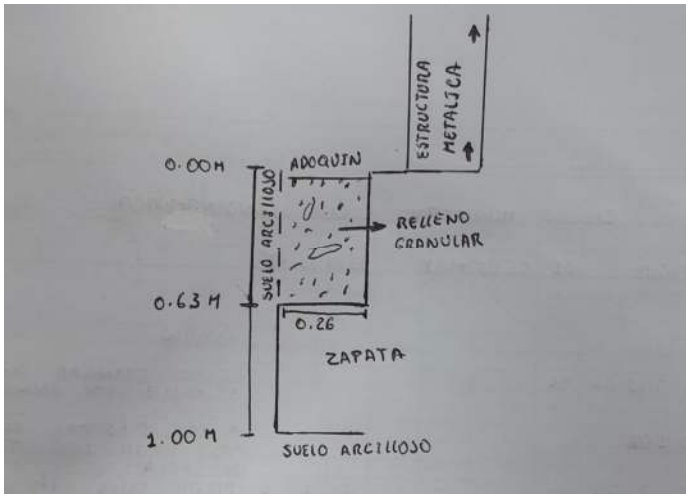


Figura 11 Materiales identificados en el apique AP-1
Fuente: Alcaldía de Cogua - Gerencia de Infraestructura (2025)

6.2 ENSAYOS DE LABORATORIO

Con el fin de caracterizar el material presente en las capas representativas del perfil del suelo, se llevó a cabo una campaña de ensayos de laboratorio sobre las muestras obtenidas en el trabajo de exploración, en el cual se realizaron ensayos como: humedad natural, límites de consistencia, granulometría, peso unitario, clasificación, gravedad específica y compresión inconfinada.

Los ensayos de laboratorio realizados a las muestras extraídas se relacionan en la Tabla 7. Los resultados detallados de dicha campaña se encuentran en los documentos incluidos en el Anexo 3.

Tabla 7 Cantidad de ensayos ejecutados

ENSAYO	CANTIDAD	NORMA
Humedad Natural	16	INV E- 122
Límites de consistencia	9	INV E- 125 E-126
Granulometría	19	INV E- 123
Peso unitario	9	INV E- 123

Fuente: Alcaldía de Cogua - Gerencia de Infraestructura (2025)

7 CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA

En el presente numeral se presentan y analizan los resultados obtenidos del trabajo de exploración de campo y los ensayos de laboratorio realizados con el fin de identificar el modelo geotécnico en la zona de estudio para realizar posteriormente los análisis geotécnicos particulares.

Los suelos encontrados en el sitio donde se tiene prevista la ampliación del coliseo municipal corresponden a depósitos cuaternarios que se caracterizan por presentar bloques embebidos por una matriz arcillo-arenosa.

7.1 COMPOSICIÓN GRANULOMÉTRICA

En la Figura 12 se aprecia la variación granulométrica de los suelos en profundidad. De 0.00 a 2.50 m se observa un material heterogéneo con predominancia de la porción fina que pasa el tamiz 200 (arcillas) con algunos lentes de arena y bloques de grava embebidos. Bajo esta capa, se aprecia un estrato donde la mayor proporción de tamaños granulares (gravas y arenas) con porcentajes de finos superiores al 12%, por lo que, a nivel de comportamiento, estos suelos se clasifican como gravas arcillosas (GC), de acuerdo con el sistema universal de clasificación (SUCS).

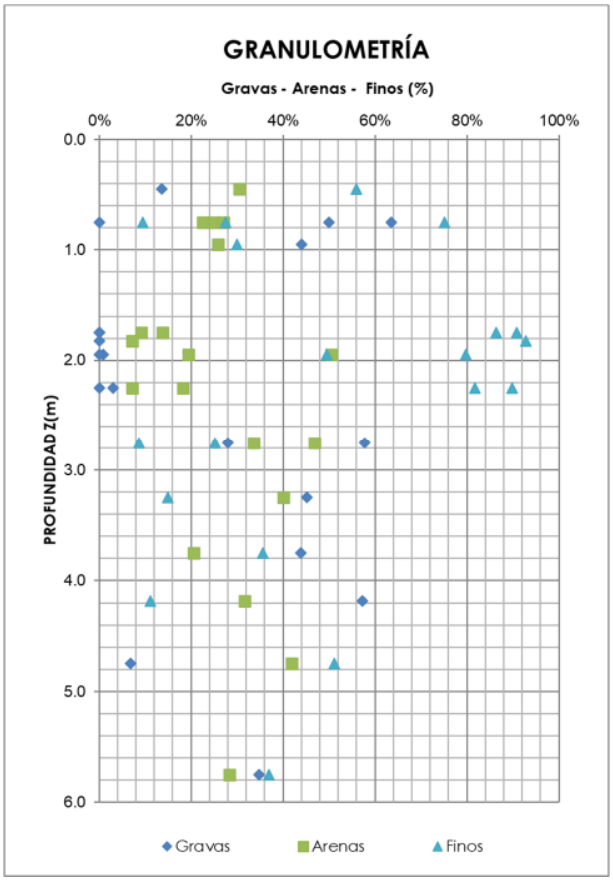


Figura 12 Variación de la granulometría en función de la profundidad.
Fuente: Alcaldía de Cogua - Gerencia de Infraestructura (2025)

7.2 PROPIEDADES ÍNDICE (WN Y LÍMITES DE ATTERBERG)

De acuerdo con la exploración realizada se encontró que la humedad natural se encuentra entre el 6.84% y el 44.12%, el límite líquido varía entre el 23.12% y el 88.12%, y el límite plástico entre el 14.72% y el 36.21%. En la Figura 13 se muestra la distribución de estos parámetros con la profundidad. En la Figura 14 se aprecia la Carta de Plasticidad de Casagrande con los resultados de los límites de consistencia, donde se tiene que la mayoría de las muestras de clasifican como arcillas de baja plasticidad (CL).

Se tiene un comportamiento constante de la porción fina en profundidad y se observa que el contenido de humedad de las muestras tiende a aproximarse al límite plástico, lo que indica un estado de los materiales analizados que varía de semisólido a plástico.

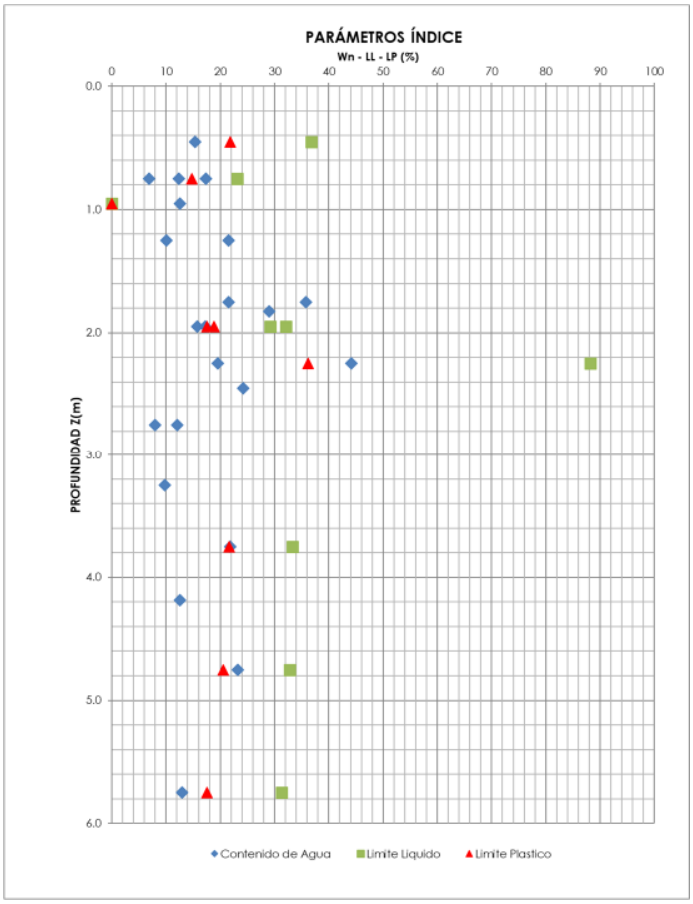


Figura 13 Variación de los límites de consistencia y la humedad natural
Fuente: Alcaldía de Cogua - Gerencia de Infraestructura (2025)

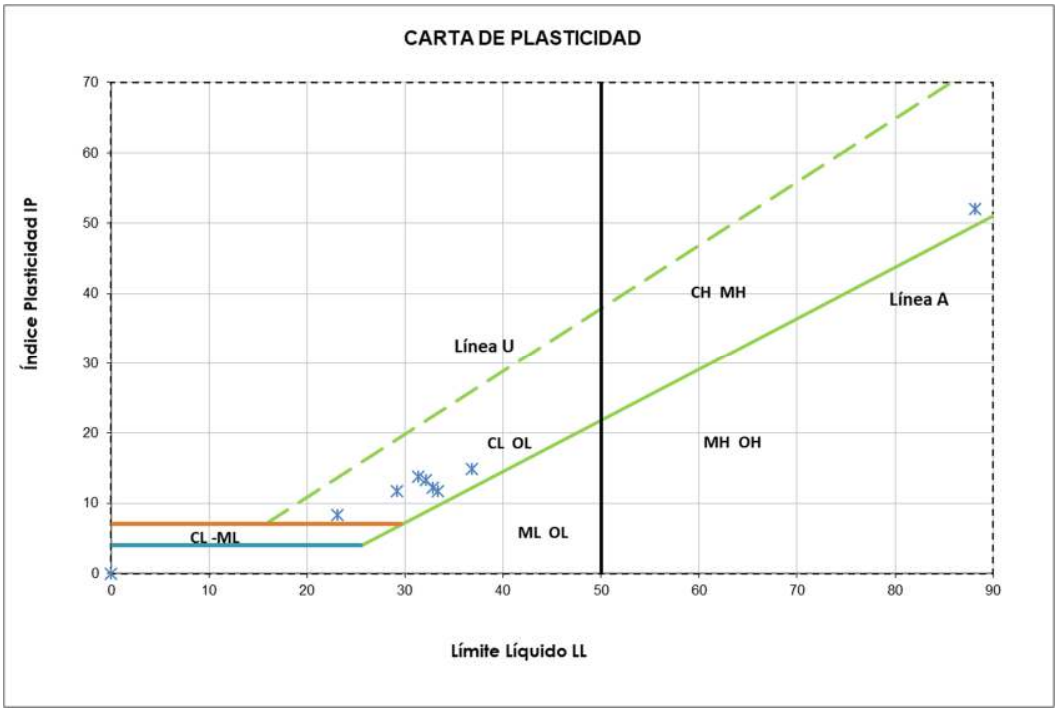


Figura 14 Carta de Plasticidad.
Fuente: Alcaldía de Cogua - Gerencia de Infraestructura (2025)

7.3 PESO UNITARIO

El peso unitario se evaluó con los resultados de los ensayos de laboratorio. En la Figura 15 se observa la variación del peso unitario en función de la profundidad y se puede apreciar que el peso unitario total en general varía entre 17.94 a 20.55 kN/m^3.

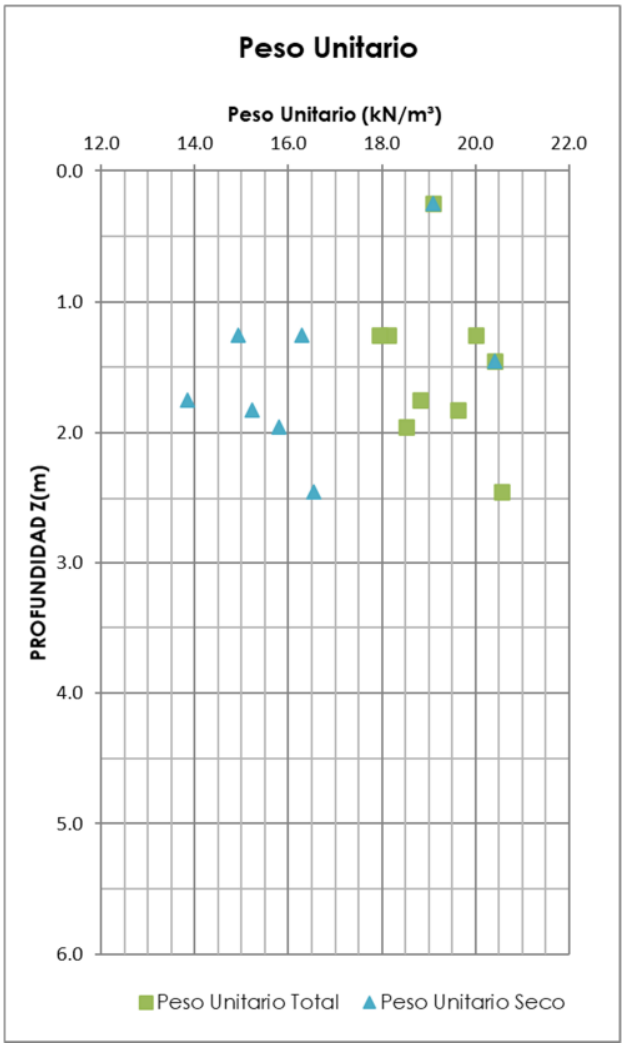


Figura 15 Peso unitario en función de la profundidad.
Fuente: Alcaldía de Cogua - Gerencia de Infraestructura (2025)

7.4 VALORES DEL ENSAYO DE PENETRACIÓN ESTÁNDAR SPT

Como complemento de la exploración de campo, se realizaron ensayos in situ de penetración estándar o SPT los cuales permiten conocer el perfil del número de golpes e identificar la consistencia o grado de compacidad de los materiales. En la se presentan los rangos de Terzaghi y Peck para clasificación de la consistencia o compacidad de los materiales en función del valor de N.

Tabla 8 Rangos de los valores del SPT

Arena		Arcilla	
Valor de SPT	Compacidad	Valor de SPT	Consistencia
0-4	Muy suelta	<2	Muy blanda
4-10	Suelta	2-4	Blanda
10-30	Media	4-8	Media
30-50	Densa	8-15	Firme
>50	Muy Densa	15-30	Muy firme
		>30	Dura

Fuente: Peck y Terzaghi (1950)

De acuerdo con la Figura 16 se tiene que a lo largo del proceso exploratorio se observa correspondencia entre los sondeos S-1, S-2 y S-3, en tanto que los valores de N de campo oscilan entre los 2 y 26 golpes/pie, lo que indica la presencia de materiales de consistencia blanda a firme. En las perforaciones S-1A y S-2A los valores de N tienden a incrementar en profundidad hasta alcanzar valores de rechazo del SPT (>50 golpes/pie) a los 4.37 m y 3.88 m, respectivamente.

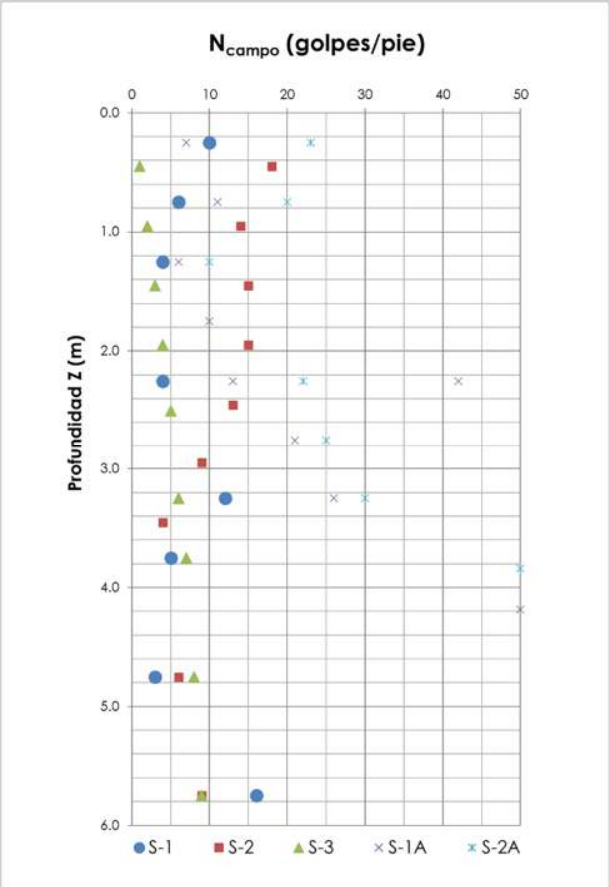


Figura 16 Variación de los valores de N de campo en profundidad.
Fuente: Alcaldía de Cogua - Gerencia de Infraestructura (2025)

7.5 CONDICIONES ESPECIALES DEL SUBSUELO

7.5.1 Suelos expansivos

Los suelos expansivos caracterizan por ser arcillas con una microfábrica y estructura mineralógica muy particular que aumenta su capacidad de absorber agua desencadenando grandes cambios volumétricos ante procesos de humedecimiento y secado.

La expansión o hinchamiento se define como el aumento en el volumen de la arcilla provocado por la absorción de agua. La contracción es la reducción del volumen de la arcilla causado por una pérdida de agua (secado).

Los fenómenos de expansión y contracción no solamente están controlados por la mineralogía y estructura de la arcilla. Las variaciones climáticas, el tipo de vegetación que conforma la capa vegetal y los cambios en las condiciones hidrogeológicas son factores importantes que condicionan el fenómeno.

De acuerdo con los resultados de los ensayos de laboratorio de clasificación de las muestras obtenidas, el límite líquido ronda en promedio el 32% y el índice de plasticidad es en promedio del 19%. Por lo tanto, de manera cualitativa se tiene que estos materiales cuentan con un potencial de expansión medio según la Tabla 9. No obstante, debido al bajo espesor del estrato fino superficial, a la magnitud de las cargas de la estructura y considerando el control adecuado de las aguas de escorrentía circundantes al área de estudio, se espera que no se presenten condiciones de inestabilidad asociadas a este fenómeno de expansión.

Tabla 9 Evaluación del potencial de expansión

Correlaciones expansividad	GRADO DE EXPANSIVIDAD			
	Baja	Media	Alta	Muy Alta
Límite líquido	<30	30-40	40-60	>60
Índice de plasticidad	<15	15-25	25-35	>35
Presión de hinchamiento (kg/cm^2)	<0.3	0.3-1.2	1.2-3.0	>3
Hinchamiento libre (%)	<1	1-4	4-10	>10
% tamiz 200	<30	30-60	60-95	>95

Fuente: Holtz (1981)

7.5.2 Suelos colapsables

Por otro lado, los suelos colapsables presentan una estructura muy suelta y muy abierta. Sin embargo, tienden a ser estables en condiciones secas. Estos suelos especiales se forman por la sedimentación de partículas sueltas en el agua o por acción del viento (loess). Posteriormente ocurren procesos que cementan ligeramente las partículas bien sea por cristalización de sulfatos o por la sedimentación de partículas finas entre los granos. Esta cementación se ve reflejada en altas resistencias del material en estado seco.

El comportamiento del suelo colapsable varía en función de la humedad natural del material. Cuando aumenta el contenido de agua, la estructura de la arcilla colapsa, produciendo reducciones súbitas en el volumen de la muestra.

Un buen indicador del potencial de colapso de un suelo está dado por un peso unitario seco γ_d más bajo de lo usual. El potencial de colapso se mide en el odómetro cuando en un escalón de carga se inunda la muestra y se observa un cambio abrupto en la deformación vertical de la muestra. Para el presente estudio, los materiales estudiados se presentan materiales con valores de γ_d superiores a 15 kN/m^3, con un promedio general de 17 kN/m^3, por lo que se define un potencial de colapso bajo.

Tabla 10 Evaluación del potencial de colapso

Grado de colapso	Peso unitario seco γ_d [kN/m^3]	Potencial de colapso [%]
Bajo	> 14.0	< 0.25
Bajo a medio	12.0 - 14.0	0.25 - 1.0
Medio a alto	10.0 - 12.0	1.0 - 5.0
Alto a muy alto	< 10.0	> 5.0

Fuente: Gonzalez de Vallejo (2001)

7.5.3 Suelos licuables

El fenómeno de licuación se presenta en materiales granulares como arenas y limos no plásticos, en los que debido a la acción de una carga dinámica (cíclica) se desarrolla un incremento en la presión de poros y una consecuente reducción de esfuerzos efectivos, ocasionando que presenten un comportamiento similar al de un líquido.

Se han identificado características específicas por las que las condiciones en las que se encuentren estos materiales propician que se pueda presentar este fenómeno, por lo que se realiza un análisis preliminar de los materiales presentes y se verifica que cumplan los siguientes puntos:

- Que los suelos se encuentren saturados o tengan posibilidad de estar saturados a futuro.
- Arenas limpias o limos no plásticos con golpes N (SPT) $\leq$ 20.
- El contenido de finos en estos materiales debe ser CF $\leq$ 35%

El alto contenido de partículas finas observado en los sondeos superficial mitiga la probabilidad de que se presente este fenómeno, por lo que el potencial de licuación para efectos del estudio es prácticamente nulo.

8 PARÁMETROS DE DISEÑO GEOTÉCNICO

8.1 PARÁMETROS EFECTIVOS DE RESISTENCIA (Φ',C')

A continuación, se presentan las envolventes de resistencia para los materiales encontrados en la zona de estudio, obtenidas aplicando la metodología de corrección del SPT descrita en el numeral 5.1.1.

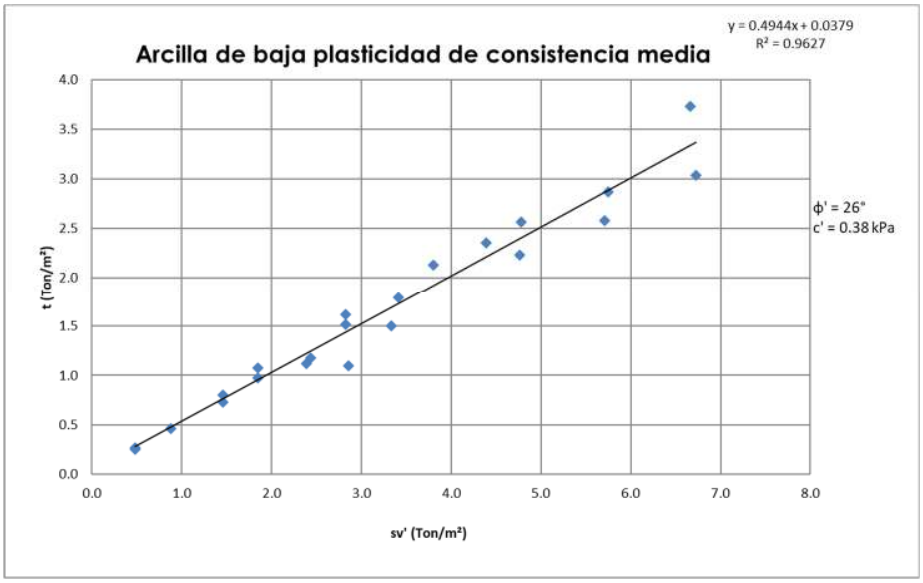


Figura 17 Parámetros efectivos de Resistencia al Corte para arcillas de consistencia media
Fuente: Alcaldía de Cogua - Gerencia de Infraestructura (2025)

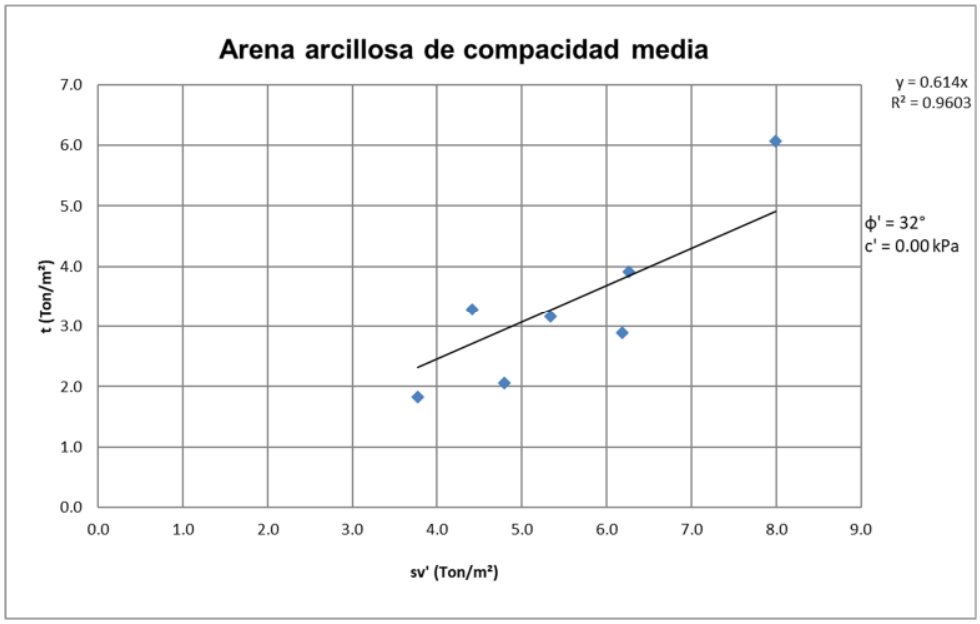


Figura 18 Parámetros efectivos de Resistencia al Corte para arenas arcillosas
Fuente: Alcaldía de Cogua - Gerencia de Infraestructura (2025)

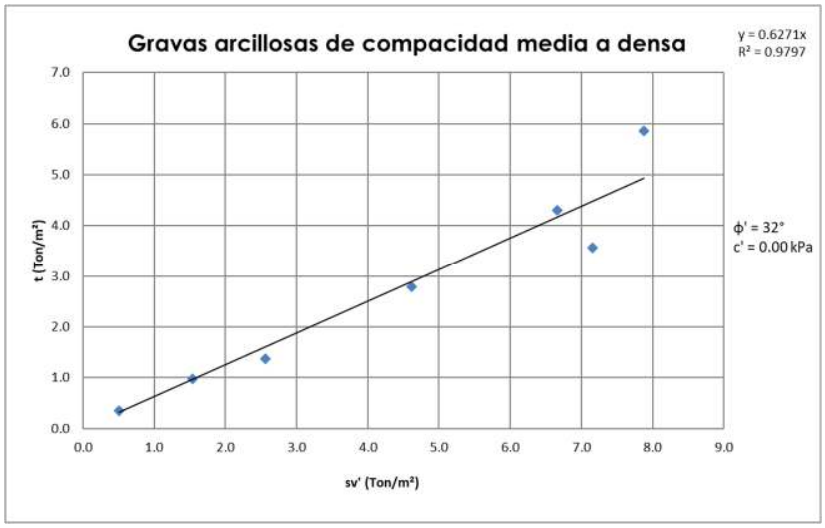


Figura 19 Parámetros efectivos de Resistencia al Corte para gravas arcillosas
Fuente: Alcaldía de Cogua - Gerencia de Infraestructura (2025)

8.2 RESISTENCIA AL CORTE NO DRENADA SU

En donde fue posible se realizaron ensayos de compresión inconfinada, obteniendo valores de resistencia al corte no drenado que variaron entre 22.20 y 120.95 kPa. Así mismo, se estimaron valores de Su a partir de los datos del SPT. Los resultados se asocian con valores típicos de arcillas blandas a firmes.

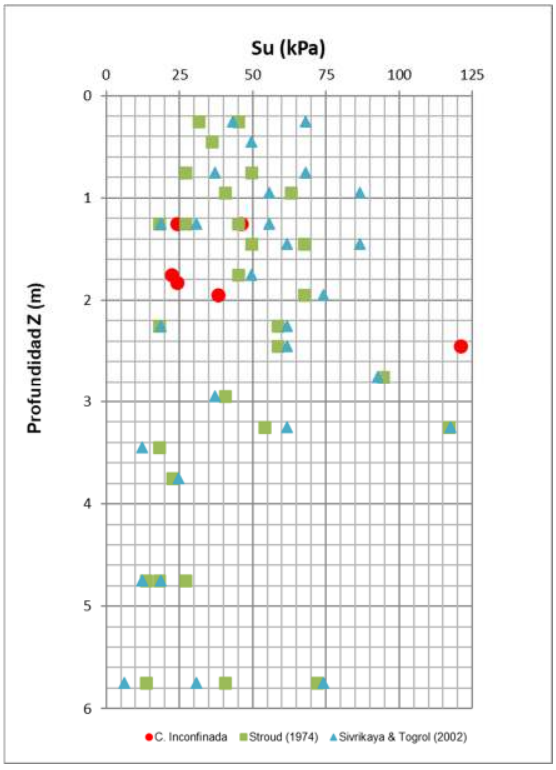


Figura 20 Variación de la resistencia al corte no drenado Su
Fuente: Alcaldía de Cogua - Gerencia de Infraestructura (2025)

8.3 PARÁMETROS ELÁSTICOS

Los parámetros elásticos fueron estimados aplicando las relaciones indicadas en el numeral 5.1.3 y revisando valores de referencias bibliográficas aplicables para este tipo de material. La variación del módulo en profundidad se presenta en la Figura 21.

Estos parámetros son consecuentes con los rangos típicos de arcillas media.

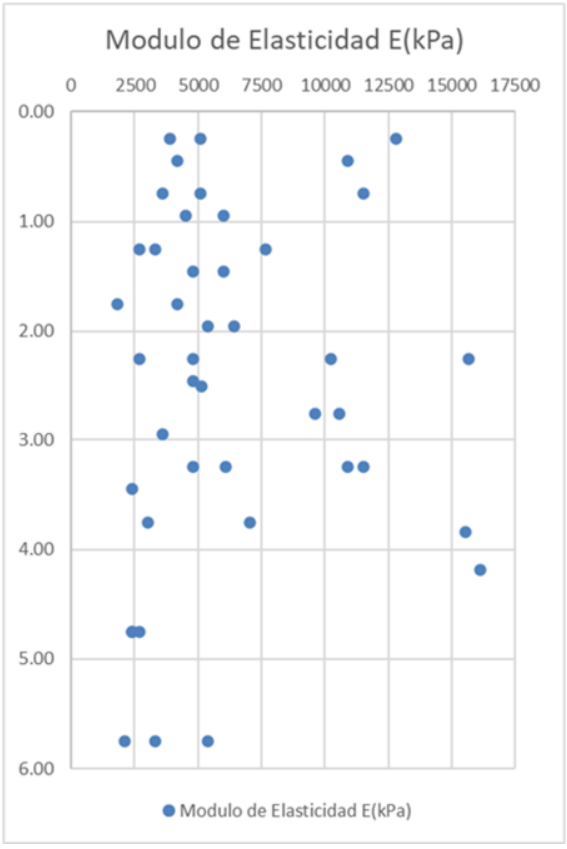


Figura 21 Variación del módulo de elasticidad
Fuente: Alcaldía de Cogua - Gerencia de Infraestructura (2025)

Tabla 11 Rangos típicos de parámetros elásticos para suelos (en MPa)

Suelo	Tipo de suelo	Bowles (1988)	Cernica (1995)	Converse (1962)	Hallam (1978)	Hunt (1986)
Arcilla	Muy suave	2 - 15	-	-	-	-
	Suave	2 - 25	3	-	1 - 3	2 - 4
	Media	15 - 50	7	-	-	-
	Rígida	-	-	-	2.5 - 5	8 - 19
	Plástica débil	-	-	1.4 - 4	-	-
	Plástica rígida	-	-	4.2 - 8	-	-
	Semi-firme	-	-	-	5 - 10	
	Semi-sólida	-	-	6.9 - 14	-	-
	Dura	50 - 100	14	-	-	8 - 19
	Arenosa	25 - 250	36	-	-	-
	Arcilla con bloques, sólida	-	-	-	30 - 100	-
Limo	Limo	2 - 20	-	-	3 - 10	2 - 19
	Blando, con ligero contenido de agua de mar	-	-	-	2 - 5	-
	Blando, limo arcilloso muy fuertes	-	-	-	0.5 - 3	-
	Blando	-	-	-	4 - 8	-
	Semi firme	-	-	-	5 - 20	-
Arena	Suelta	10 - 25	15	10 - 21	20 - 80	10 - 29
	Media	-	-	-	50 - 150	29 - 48
	Densa	50 - 81	80	52 - 83	49 - 78	48 - 77
	Limosa	5 - 20	-	-	-	
Grava	Suelta	50 - 150	100	-	-	29 - 77
	Densa	100 - 200	150	102 - 204	-	96 - 192
Grava	Grava limpia sin arena	-	-	-	100 - 200	-
	Grava gruesa, formas angulares	-	-	-	150 - 300	-
Marga		14 - 60	-	-	-	-

Fuente: Bardet (1997)

8.4 PARÁMETROS DE COMPRESIBILIDAD

Los parámetros de compresibilidad fueron determinados las correlaciones semi-empíricas indicadas en la Tabla 4. A continuación, se presenta la variación en profundidad de estos parámetros de deformabilidad por consolidación.

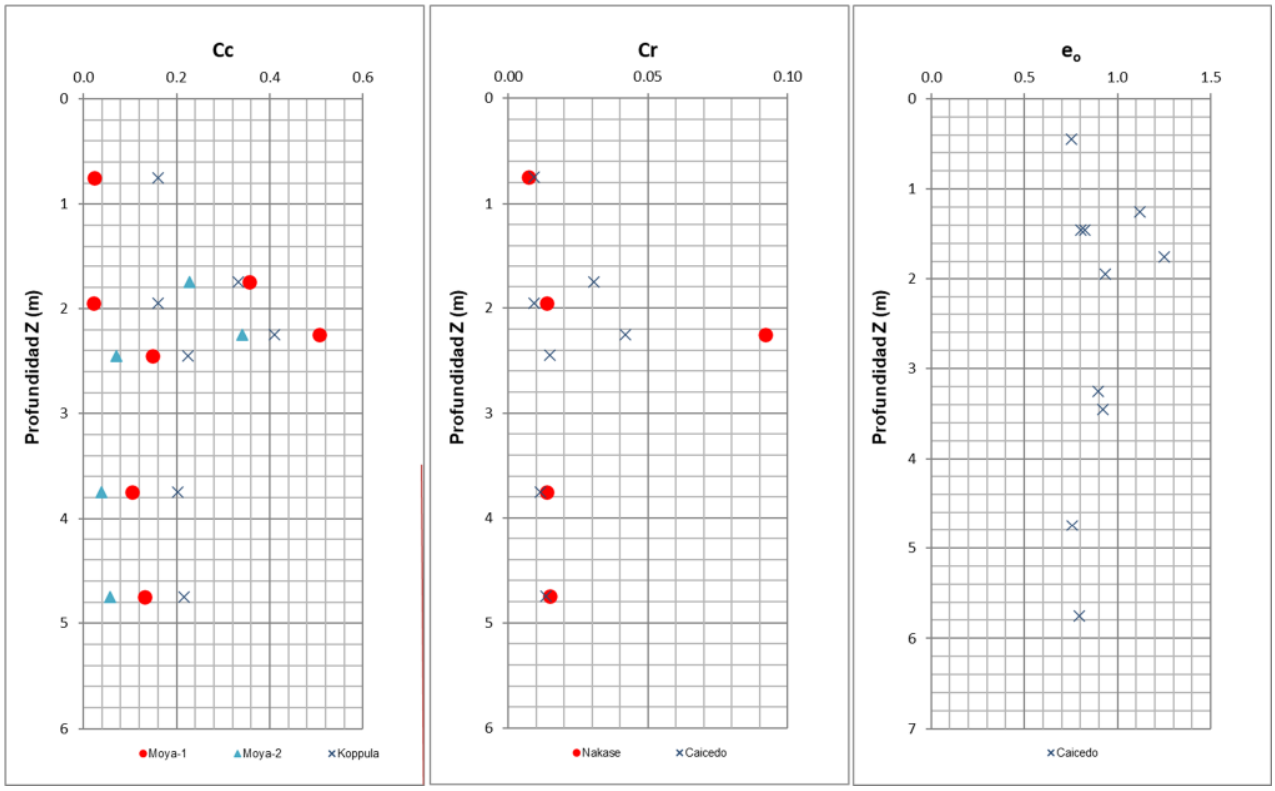


Figura 22 Estimación de parámetros de compresibilidad
Fuente: Alcaldía de Cogua - Gerencia de Infraestructura (2025)

8.5 RESUMEN DE PARÁMETROS GEOTÉCNICOS

En la Tabla 12 se presenta el perfil estratigráfico promedio, con sus correspondientes propiedades, establecidas tras el análisis de la información obtenida a nivel geológico y geotécnico.

Tabla 12 Propiedades Geomecánicas de los materiales de la zona de estudio.

#	Prof. Inicial (m)	Prof. Final (m)	Material	N_{prom} (golpes/pie)	γ (kN/m³)	Su (kPa)	c' (kPa)	φ' (°)	Es (kPa)	v (-)
0	0.00	0.20	Capa vegetal (identificada en los sondeos S-2 y S-3)	-	-	-	-	-	-	-
1	0.00	2.50	Arcilla de baja plasticidad (CL), consistencia blanda a media de color café con lentes de arena fina	8	19.50	40	0.38	26	5000	0.35
2	2.50	6.00	Gravas arcillosas (GC) de compacidad media de color café oscuro	26	20.50	-	32	5	12500	0.30

Fuente: Alcaldía de Cogua - Gerencia de Infraestructura (2025)

En la Tabla 13 se relacionan las propiedades de compresibilidad (consolidación) seleccionadas para los materiales de tipo cohesivo presentes en el terreno estudiado.

Tabla 13 Parámetros de Compresibilidad Materiales Cohesivos

#	Prof. Inicial (m)	Prof. Final (m)	Material	Cc	Cr	e_0	RSC
1	0.00	2.50	Arcilla de baja plasticidad (CL), consistencia blanda a media de color café con lentes de arena fina	0.40	0.03	1.00	1.10

Fuente: Alcaldía de Cogua - Gerencia de Infraestructura (2025)

9 CONDICIONES SÍSMICAS

Según el estudio de Amenaza Sísmica de Colombia AIS (2009) y el reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente (NSR-10), el municipio de Cogua se encuentra en una zona de amenaza sísmica intermedia. De acuerdo con las definiciones del tipo de perfil de suelo consignada en el numeral A.2.4.4 de la NSR-10, el perfil de suelo para el sitio de estudio se clasifica como tipo D, teniendo en cuenta que son perfiles de perfiles de suelos rígidos con valores de N entre 15 y 50 golpes/pie. En la Tabla 14 se presentan los coeficientes sísmicos de diseño para la estructura.

Tabla 14 Parámetros de Diseño Sísmico para zona del Coliseo

Zona de amenaza sísmica	Intermedia
Aceleración horizontal pico efectiva Aa	0.15
Velocidad horizontal pico efectiva Av	0.20
Coeficiente de Amplificación Períodos Cortos Fa	1.50
Coeficiente de Amplificación Períodos Intermedios Fv	2.00
Perfil de Suelo	Tipo D

Fuente: Alcaldía de Cogua - Gerencia de Infraestructura (2025)

10 ANÁLISIS GEOTÉCNICOS

10.1 CAPACIDAD PORTANTE

Debido a la presencia de suelos superficiales de consistencia blanda en la zona, con valores bajos de resistencia al corte no drenado y con valores bajos del ensayo de penetración estándar, se recomienda llevar a cabo un mejoramiento del suelo mediante un reemplazo bajo el nivel de desplante de la zapata de 0.30 m, removiendo parte del estrato blando arcilloso y disponiendo un material tipo rajón o relleno granular tipo SBG o BG, de acuerdo con los criterios del articulo 610-22 del Invías, con un grado de compactación del 95% del Proctor Modificado. Esta capa de mejoramiento se deberá encapsular con geotextil no tejido tipo NT 3000 o equivalente (ver Figura 23).

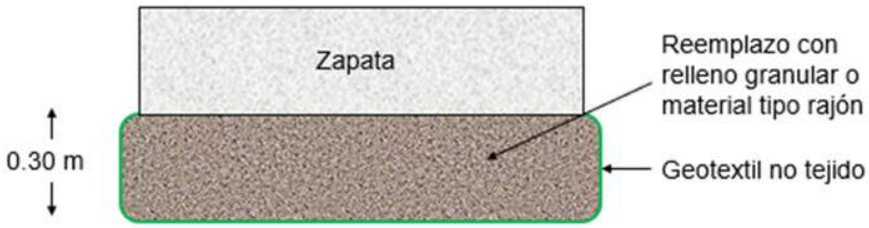
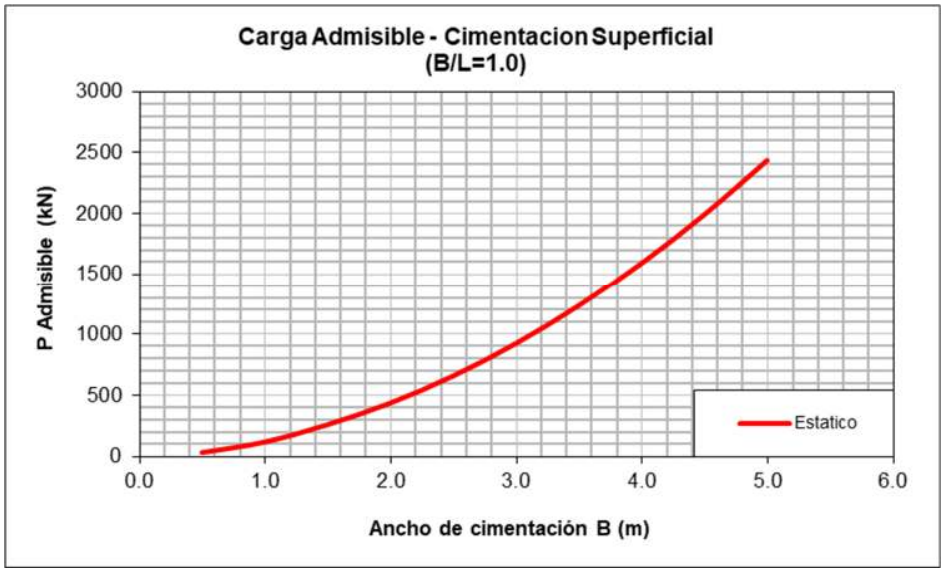


Figura 23 Mejoramiento bajo la cimentación proyectada
Fuente: Alcaldía de Cogua - Gerencia de Infraestructura (2025)

La evaluación de la capacidad de soporte admisible se basó en el modelo simple de cimiento superficial apoyado sobre un material de reemplazo de 0.30 m de espesor y la arcilla de baja plasticidad (CL), consistencia blanda a media de color café con lentes de arena fina a una profundidad de desplante Df de 1.20 m.

Se efectúa el análisis utilizando las expresiones para capacidad de carga drenada (parámetros efectivos) de Vesic y Hansen para cimientos aislados cuadrados (relación B/L=1). Se empleó un Factor de Seguridad de 3.0.

Los parámetros geotécnicos seleccionados se presentan en el numeral 8.5. Los resultados del cálculo de la Capacidad Portante para este sistema de cimentación son presentados a continuación.



B (m)	L (m)	Qad_{est} (kN/m^2)	Pad_{est} (kN)
0.50	0.50	128.18	32.04
1.00	1.00	118.35	118.35
1.50	1.50	115.86	260.69
2.00	2.00	109.31	437.26
2.50	2.50	105.39	658.66
3.00	3.00	102.77	924.89
3.50	3.50	100.89	1235.95
4.00	4.00	99.49	1591.85
4.50	4.50	98.40	1992.58
5.00	5.00	97.53	2438.15

Figura 24 Capacidad de carga admisible para cimientos superficiales
Fuente: Alcaldía de Cogua - Gerencia de Infraestructura (2025)

Las memorias de cálculo de capacidad portante para cimentaciones superficiales se incluyen en el ***Anexo 5 – Memorias de Cálculo.***

10.2 ASENTAMIENTOS

A continuación, se presentan los asentamientos inmediatos y por consolidación estimados, considerando una presión de contacto supuesta del orden de 50 kPa. De acuerdo, a los resultados obtenidos se encontró que los asentamientos totales son inferiores a 9 cm, que se consideran aceptables, según el título H de la NSR-10.

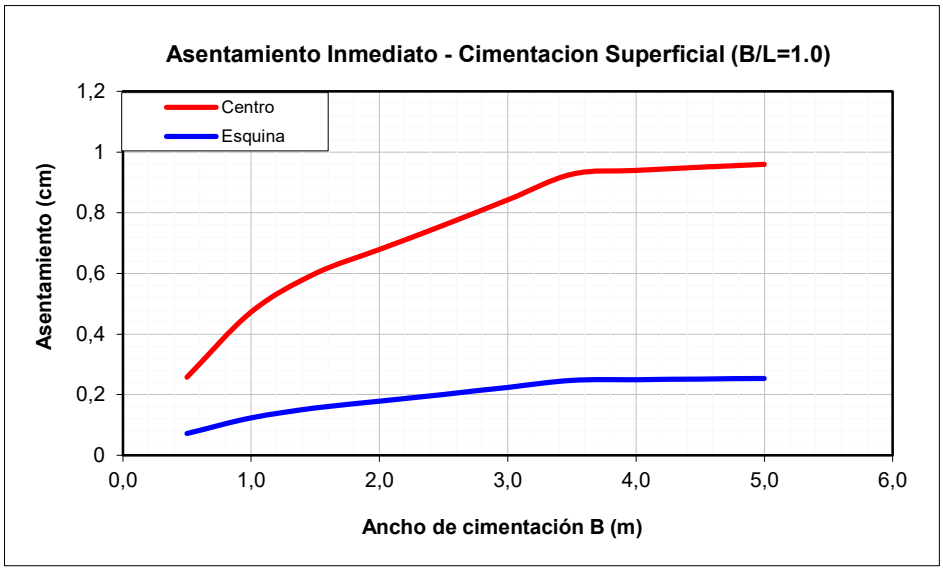


Figura 25 Asentamientos elásticos (inmediatos) estimados para cimientos superficiales
Fuente: Alcaldía de Cogua - Gerencia de Infraestructura (2025)

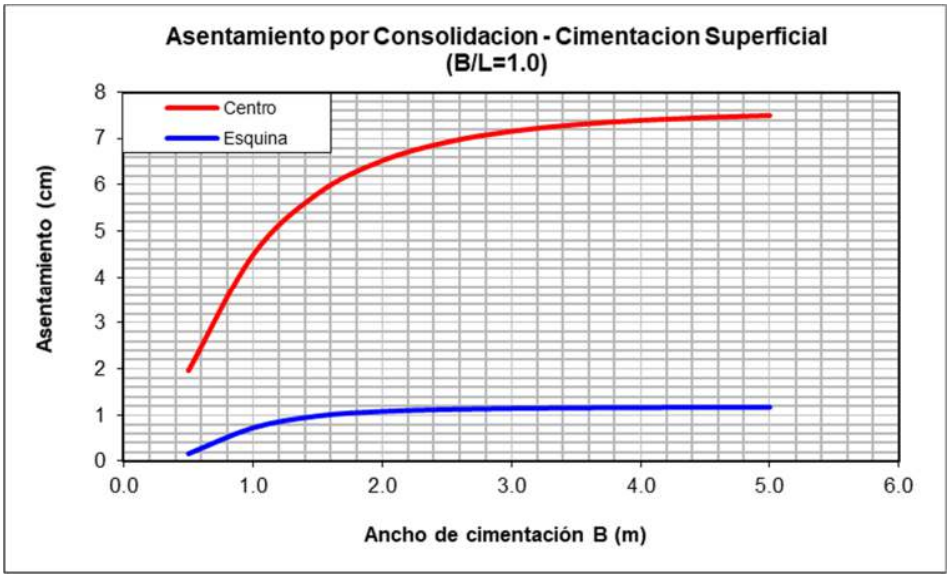


Figura 26 Asentamientos por consolidación estimados para cimientos superficiales
Fuente: Alcaldía de Cogua - Gerencia de Infraestructura (2025)

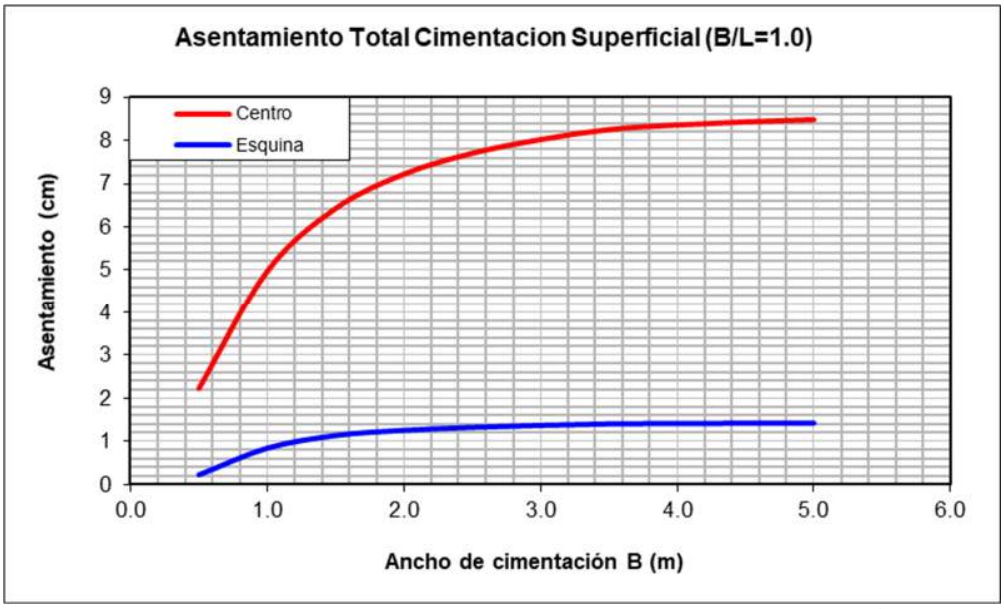


Figura 27 Asentamientos totales estimados para cimientos superficiales
Fuente: Alcaldía de Cogua - Gerencia de Infraestructura (2025)

Las memorias de cálculo de capacidad portante para cimentaciones superficiales se incluyen en el ***Anexo 5 – Memorias de Cálculo.***

10.3 MÓDULOS DE REACCIÓN

La variación de los módulos de reacción en función del ancho del cimiento se ilustra en la Figura 28.

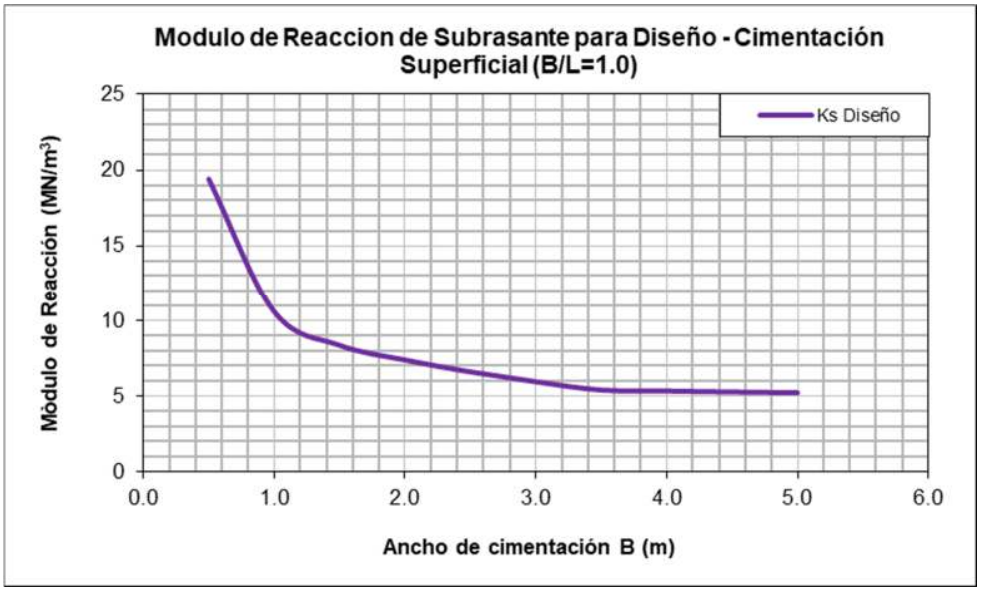


Figura 28 Módulos de reacción
Fuente: Alcaldía de Cogua - Gerencia de Infraestructura (2025)

11 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

El área del proyecto se ubica sobre materiales propios de depósitos cuaternarios que se caracterizan por presentar bloques embebidos por una matriz arcillo-arenosa. En general en el subsuelo del proyecto se observa la presencia de arcillas de baja plasticidad de consistencia blanda a media que yacen sobre una capa de gravas arcillosas de compacidad media hasta los 6,00 m.

Se encontró el nivel freático en una de las perforaciones a 1.20 m de profundidad.

En términos de comportamientos especiales, no se prevén afectaciones asociadas con suelos expansivos, licuables o colapsables.

Debido a la presencia de suelos superficiales de consistencia blanda en la zona, con valores bajos de resistencia al corte no drenado y con valores bajos del ensayo de penetración estándar, se recomienda llevar a cabo un mejoramiento del suelo mediante un reemplazo bajo el nivel de desplante de la zapata de 0.30 m, removiendo parte del estrato blando arcilloso y disponiendo un material tipo rajón o relleno granular tipo SBG o BG, de acuerdo con los criterios del articulo 610-22 del Invías, con un grado de compactación del 95% del Proctor Modificado. Esta capa de mejoramiento se deberá encapsular con geotextil no tejido tipo NT 3000 o equivalente

En la siguiente tabla se resume la información geotécnica de capacidad portante, asentamientos y módulos de reacción relacionada con esta estructura.

Tipo de Cimiento	**Profundidad de Desplante**	**Material de Fundación**	**Capacidad portante admisible (FS=3.0) (kN/m^2)**	**Asentamientos (cm)**	**Módulo de Reacción (MN/m^3)**
Superficial Aislado (L/B>1.0)	Df=-1.20 m	Material de reemplazo de 0.30 m de espesor y la arcilla de baja plasticidad (CL), consistencia blanda a media de color café con lentes de arena fina	109 - 128	< 9.00	7.37 – 19.38

Se recomienda que luego de las excavaciones se verifique el terreno de cimentación de la zona de la ampliación por parte de un ingeniero geotecnista. La base de toda la excavación para el desplante de la estructura deberá estar libre de agua o suelos sueltos antes de la puesta del concreto de limpieza. El control de agua infiltrada puede realizarse mediante bombeo.

El concreto de limpieza deberá instalarse tan pronto como finalice la excavación con el fin de minimizar la alteración del material de fundación. Se recomienda que la resistencia mínima a la compresión f'c de este concreto de limpieza (solado) sea de 14 MPa.

12 REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Bowles J.E. (1997). Foundation Analysis and Design. McGraw Hill.
- Budhu, M (2010). Soil Mechanics and Foundations. Wiley.
- Das, B. (2012). Fundamentos de Ingeniería de Cimentaciones. Cengage Learng.
- Look, Burt G (2014) Handbook of Geotechnical Investigation and Design Tables.
- Reglamento Colombiano de Construcciones Sismo Resistentes, NSR-10. Títulos A y H.
- Servicio Geológico Colombiano (2015). Memoria explicativa de la zonificación de la susceptibilidad y la amenaza relativa por movimientos en masa escala 1:100.000 plancha 209 – Zipaquirá.

13 ANEXOS

ANEXO 1 REGISTROS DE PERFORACIÓN

ANEXO 2 NORMALIZACIÓN DEL ENSAYO SPT

ANEXO 3 RESULTADOS DE LOS ENSAYOS DE LABORATORIO

ANEXO 4 TABLA RESUMEN – INFORMACIÓN GEOTÉCNICA

ANEXO 5 MEMORIAS DE CÁLCULO GEOTÉCNICO

Alcaldía de Cogua

Gerencia de **Infraestructura**

