

ESTUDIO DE SUELOS PARA EDIFICACIÓN
Norma aplicada: NSR-10

**CONSTRUCCIÓN PUESTO DE SALUD
CORREGIMIENTO EL RINCÓN DE LA ESE
HOSPITAL EL SOCORRO DEL
MUNICIPIO DE SAN DIEGO CESAR.**

NATY VANESA RIVERO GALVIS
ING. CIVIL – MSC
CONSULTORA

Versión: 1

ABRIL DE 2025, VALLEDUPAR (CESAR)

CONTENIDO

Contenido	2
lista de figuras	3
lista de tablas.....	4
1. inTRODUCCIÓN	5
2 OBJETIVOS Y ALCANCES DEL DISEÑO.....	6
3 LOCALIZACIÓN DEL PROYECTO.....	7
4 aspectos geologicos	8
5 TRABAJO DE CAMPO	11
6 ENSAYOS DE LABORATORIO	13
7 PERFIL ESTRATIGRÁFICO	14
8 CONDICIONES GEOTÉCNICAS ESPECIALES	16
9 EFECTOS SISMICOS LOCALES	18
10 ANÁLISIS DEL SISTEMA DE CIMENTACIÓN	19
11 CALCULO DE CAPACIDAD PORTANTE	20
12 ANÁLISIS POTENCIAL DE EXPANSIÓN	24
13 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	26
BIBLIOGRAFÍA.....	30
registro fotográfico	31

LISTA DE FIGURAS

Figura 1. Estado actual del Puesto de Salud	5
Figura 2. Municipio de San Diego – Dpto del Cesar	7
Figura 3. Numero de golpes N60	12
Figura 4. Carta de Casagrande en relación con los tipos de arcillas	13
Figura 5. Comportamiento de falla por hundimiento en suelos arcilloso (Prandtl)	19

LISTA DE TABLAS

Tabla 1. Numero de golpes N_{60} (golpes/pie).....	12
Tabla 2. Valores máximos de asentamientos diferenciales NSR-10	23
Tabla 3. Criterios de peligrosidad según Jiménez Salas.	25
Tabla 4. Criterios de peligrosidad según Chen.	25

1. INTRODUCCIÓN

En este informe se hace un recuento del proceso investigativo llevado a cabo en la zona de influencia del lote donde se proyecta la construcción del Puesto de Salud del Corregimiento El Rincón, edificación de un piso con cubierta liviana, localizada en el Municipio de San Diego, Departamento del Cesar. Se hizo una visita de reconocimiento al predio, donde se entrevistó con el delegado y se realizó un trabajo de campo mediante exploraciones en el suelo, esto con el fin de conocer el tipo de suelo base de fundación y su capacidad portante.

El puesto de Salud no tendrá sala de urgencias ni cirugías ni similar.

A continuación se exponen los resultados obtenidos en campo y laboratorio los cuales sirven de base para los análisis de las cimentaciones recomendadas y las demás consideraciones para garantizar un adecuado comportamiento estructural de la cimentación.

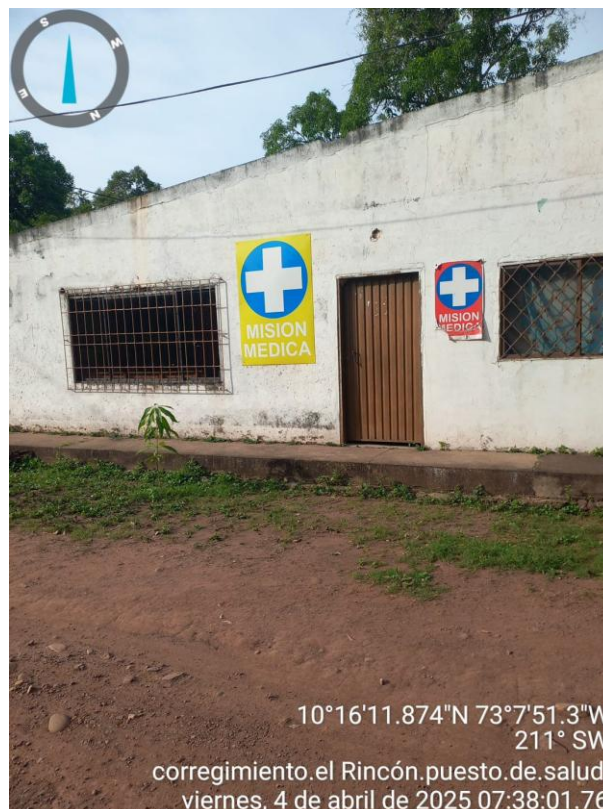


Figura 1. Estado actual del Puesto de Salud

2 OBJETIVOS Y ALCANCES DEL DISEÑO

Los objetivos de este estudio de suelos se describen a continuación:

- Realizar el estudio de suelos con el fin de investigar las características geotécnicas más relevantes y las propiedades mecánicas de los suelos presentes en el área del proyecto.
- Aportar criterios para el diagnóstico de la estabilidad ante cargas proyectadas de los suelos presentes en el área del proyecto.
- Dar recomendaciones sobre el sistema de cimentación más conveniente a aplicar para el proyecto, calculando la capacidad portante de los suelos para la construcción de la edificación.

3 LOCALIZACIÓN DEL PROYECTO

El municipio de San Diego se encuentra ubicado al norte del Departamento del Cesar, en las coordenadas norte $10^{\circ}19'57''$ y Oeste $73^{\circ}10'51''$, pertenece a la zona nor-oriental del Departamento del Cesar y tiene una superficie territorial de 670 Kilómetros cuadrados, que limitan por el norte, el oriente y el sur con el municipio de La Paz; y por el occidente con el municipio de Valledupar, con el río Cesar en medio. Se encuentra localizado a 180 msnm.

La institución se encuentra en la zona corregimental de El Rincon.

En cuanto a las temperaturas, según los datos acumulados por el IDEAM en estaciones meteorológicas cercanas, la temperatura anual es 27°C . El mes más caluroso es julio con un promedio de 34°C .

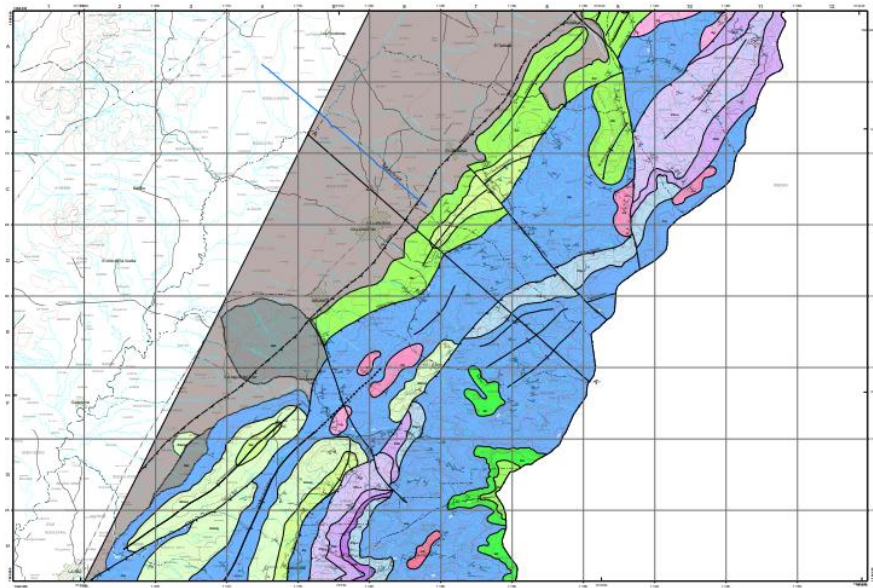


Figura 2. Municipio de San Diego – Dpto del Cesar

4 ASPECTOS GEOLOGICOS

En cuanto a su geología, se encuentran diferentes formaciones: Secuencia Cuchilla Carbonal (Dc), la cual aflora en la corriente Río Seco, al Norte de Valledupar. La secuencia empieza con chert, continúa con lutitas verdes y negras, suprayacidas por cuarzoarenitas duras, macizas de color blanco, intercaladas por algunas capas delgadas de lutitas rojas y, que suprayace las anteriores en aparente discordancia angular; se presentan calizas fosilíferas de edad carbonífera. Datada entre Devónico y Carbonífero (Forero, 1972).

La formación Guatapurí (Tg) aflora en la parte media del río Guatapurí, de donde toma su nombre. La unidad se puede dividir en dos conjuntos: una parte basal, predominantemente volcánica con algunas intercalaciones sedimentarias y una parte superior compuesta por limolitas rojizas a moradas, con intercalaciones de rocas volcánicas, correlacionadas con la Formación La Quinta que afloran en la Serranía del Perijá. La base está conformada por basaltos porfiríticos, basaltos andesíticos amigdaloides, andesitas, andesitas porfiríticas, volcánicos piroclásticos, keratófidos, espilitas que Tschanz et al. (1969) agrupa dentro de la unidad Ts; ocasionalmente, brechas y conglomerados con cantos subangulares; este conjunto presenta colores de gris verdoso a gris claro que por meteorización se tornan anaranjados a rojizos. La parte superior predominantemente sedimentaria es de color rojo, morado y, ocasionalmente, verdoso; está compuesta por limolitas, arenitas feldespáticas, arcosas y grauvacas, con intercalaciones tobáceas y de otras rocas volcánicas (INGEOMINAS, 1999).



Plancha 27 – Valledupar – INGEOMINAS

Depósitos de Terrazas (Qt), las terrazas se asocian a la dinámica fluvial de corrientes superficiales, generalmente están adyacentes y conformadas por el río Cesar y sus afluentes. Se observan hasta tres niveles, conformadas por cantos y bloques, sin consolidar embebidos en una matriz arenosa. Desde el piedemonte de la Sierra Nevada de Santa Marta, en el río Guatapurí, se observa mayor presencia de fragmentos de rocas volcánicas y limolitas rojizas provenientes de la Formación Guatapurí. En general, el espesor de estas terrazas no es mayor de 25 m y, en algunos casos, puede tener de 10 a 15 m (INGEOMINAS, 1999).

Depósitos de Llanura aluvial (Qlla), el Río Cesar transcurre de N a S sobre lo que se ha denominado el lineamiento del Río Cesar – San Diego (INGEOMINAS, 2007) el cual ha sido cubierto por sedimentos recientes. En su recorrido caracterizado por un bajo gradiente, el río adquiere un rasgo típico de un río meándrico que mantiene durante todo su recorrido. Ha desarrollado un sistema de terrazas y un conjunto de depósitos aluviales dentro de su llanura de inundación que seguramente empezaron a generarse tras la Orogenia pre-Andina a finales del Neógeno. En el norte del departamento, entre la Sierra Nevada y la Serranía del Perijá, el río Cesar y sus afluentes son los encargados de aportar los sedimentos, los cuales se acumulan en el fondo del valle. El río Cesar podría considerarse regionalmente como recto, pero sus canales sinuosos lo definen como un río meándrico,

con índice promedio de sinuosidad (SI) de 2,1. Los meandros dentro de la llanura aluvial migran lateralmente dentro de los canales que forma en sus mismos depósitos.

La serranía de Perijá constituye un rasgo morfotectónico notable del extremo norte de Sur América, su orientación en dirección norte sur separa las cuencas de Maracaibo y Cesar – Ranchería en Venezuela y Colombia respectivamente.

La configuración del flanco occidental de este elemento geomórfico está definida por una serie de estructuras de pliegues y cabalgamientos con vergencia oeste, algunas de origen andino y otras reactivadas durante dicha orogenia, como las fallas de Cerrejón, La Yaya y La Colonia y los anticlinorios de Capuchino, El Cortijo y La Esmeralda. El rasgo estructural más importante del área lo constituye la falla de Cerrejón la cual separa el ámbito cordillerano propiamente dicho, del valle del Cesar – Ranchería. Los anticlinorios Perijeros en general, están nucleados en rocas Paleozoicas, con geometría semidómica y flancos limitados por fallas Preandinas con despegues profundos en el basamento Paleozoico o quizás Precámbrico.

Los pliegues del Piedemonte Perijero, son estrechos y alargados e involucran básicamente rocas del Cretáceo y del Paleógeno. Se asocian a fallas del frente de cabalgamiento a manera de rampas y “flats”. Las rocas aflorantes en la serranía de Perijá están representadas por un basamento de metamorfitas Cambro – Ordovícicas o posiblemente Precámbricas sobre las que reposa una gruesa secuencia de sedimentitas de origen diverso, de continental hacia la base del Devónico Medio y Carbonífero a transicional y marino somero en el Devónico Superior y Pérmico. El Jurásico está representado por una típica secuencia “Rift”, volcánico – sedimentaria de arenitas, limolitas y lodolitas, intercaladas con ignimbritas, lavas y aglomerados volcánicos e intrusitos subvolcánicos de composición ácida a intermedia. En el Cretáceo las sedimentitas son fundamentalmente de origen marino y abarcan posiblemente desde el Barremiano-Aptiano hasta el Maastrichtiano- Campaniano.

En general, la serranía de Perijá y el valle de Cesar –Ranchería presentan un potencial interesante en recursos diversos, entre ellos el carbón en el Piedemonte Perijero, gas asociado al carbón en la región localizada en el subcabalgamiento del Cerrejón, roca caliza como fuente de fertilizantes en el valle del Cesar, cobre y polimetálicos en las estribaciones occidentales de la serranía.

5 TRABAJO DE CAMPO

Las actividades en campo se iniciaron con la programación y planeación de los trabajos acordados con el cliente, para la realización de esta actividad se contó con un ingeniero civil de campo, un laboratorista, operadores de equipos de laboratorio y demás personal de apoyo técnico y logístico. En el lote se detectó una (1) unidad de construcción.

Abarcando la totalidad del área en estudio, se ejecutaron tres (3) sondeos a profundidad entre -2,0 m y -6.0 m, desarrollándose ensayo de penetración in-situ en cada uno y a cada metro de profundidad, tomándose muestras de suelo alteradas para ser analizadas en laboratorio, correlacionando con los resultados del ensayo SPT. En forma complementaria se realiza extracción de muestras alteradas con barreno manual y toma de muestras inalterada con tubos de pared delgada tipo Shelby. Lo anterior acorde con el numeral H.3.2 de la norma Colombiana NSR-10. Para realizar toma de muestras alteradas nos apoyamos en la norma I.N.V. E111/07.

Los sondeos No. 1 y 2 se planearon hasta una profundidad de -6.0 m. El sondeo No. 3 se suspendió hasta una profundidad de -2.0 m, garantizando según (H.3.2.5) que más del 50% de los sondeos alcancen la profundidad de la siguiente tabla.

H.3.2.3 — NÚMERO MÍNIMO DE SONDEOS — El número mínimo de sondeos de exploración que deberán efectuarse en el terreno donde se desarrollará el proyecto se definen en la tabla H.3.2-1.

Tabla H.3.2-1
Número mínimo de sondeos y profundidad por cada unidad de construcción
Categoría de la unidad de construcción

Categoría Baja	Categoría Media	Categoría Alta	Categoría Especial
Profundidad Mínima de sondeos: 6 m. Número mínimo de sondeos: 3	Profundidad Mínima de sondeos: 15 m. Número mínimo de sondeos: 4	Profundidad Mínima de sondeos: 25 m. Número mínimo de sondeos: 4	Profundidad Mínima de sondeos: 30 m. Número mínimo de sondeos: 5

Sin embargo, a la profundidad de -6.0 m, se detecta suelo firme por lo cual se decide suspender la exploración realizada y afectarla acorde con NSR-10, así:

- (d) En los casos donde se encuentre roca firme, o aglomerados rocosos o capas de suelos firmes asimilables a rocas, a profundidades inferiores a las establecidas, el 50% de los sondeos deberán alcanzar las siguientes penetraciones en material firme (material designado como A, B o C en la Tabla A.2.4.4-1 del Título A de este Reglamento.), de acuerdo con la categoría de la unidad de construcción:
- Categoría Baja: los sondeos pueden suspenderse al llegar a estos materiales;

Los resultados de la correlación con el ensayo SPT se encuentran en la Tabla 1 y se ilustran en la siguiente tabla .

Tabla 1. Numero de golpes N₆₀ (golpes/pie)

PROF. (m)	NUMERO DE GOLPES/PIE (N ₆₀)		
	S#1	S#2	S#3
0.70 - 1.00	11	10	11
1.70 - 2.00	11	12	11
2.70 - 3.00	17	15	-
3.70 - 4.00	29	28	
4.70 - 5.00	45	46	
5.00 - 6.00	R	R	

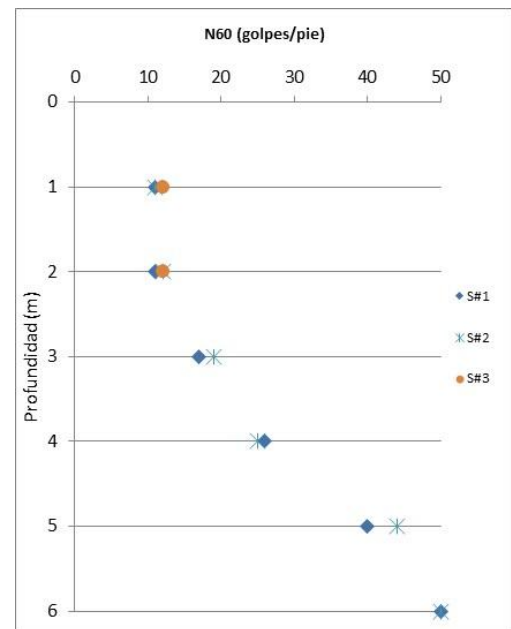


Figura 3. Numero de golpes N60

6 ENSAYOS DE LABORATORIO

A las muestras obtenidas en los sondeos, se les llevaron a cabo ensayos de humedad natural, granulometrías, límite líquido y plástico y peso unitario acorde con las normas INV E-123 INV E-125 INV E-126.

A las muestras inalteradas se les realizaron ensayos de resistencia a la compresión confinada INV E-152.

Las actividades del laboratorio ubicado en la ciudad de Valledupar, abarcó todos los ensayos básicos requeridos para identificar en forma acertada y confiable las condiciones actuales del suelo de subrasante. Lo anterior acorde con las normas vigentes del INVIAS, ICONTEC y ASTM. Además cuenta con los certificados de calibración vigentes los cuales han sido validados y parametrizados en forma adecuada.

Los resultados de los ensayos de laboratorio se presentan en el Anexo respectivo.

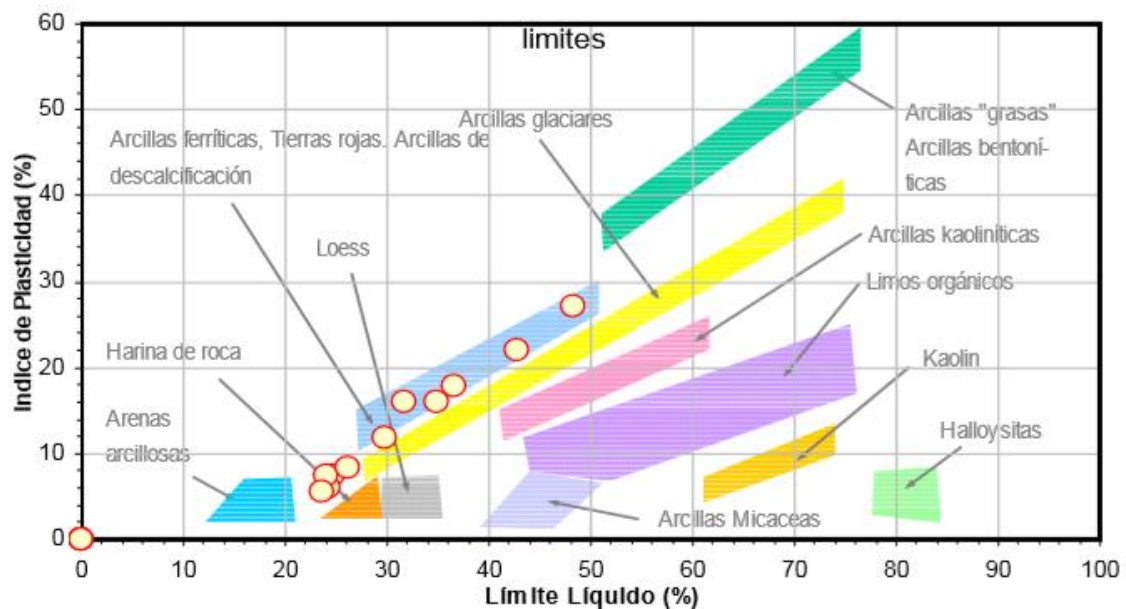


Figura 4. Carta de Casagrande en relación con los tipos de arcillas

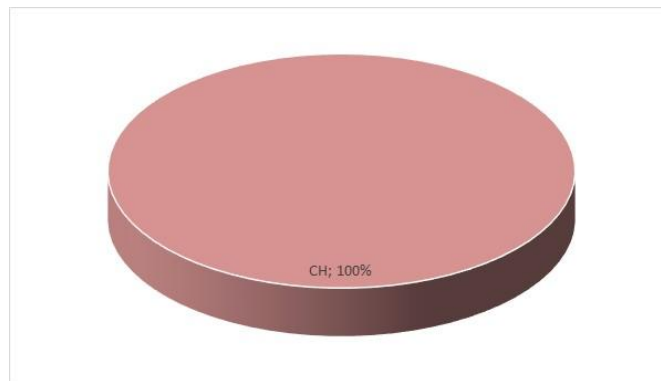
7 PERFIL ESTRATIGRÁFICO

Desde el nivel superficial hasta el nivel explorado, el suelo predominante es una arcilla de alta plasticidad (CH) con potencial de expansión alto, de consistencia media a dura a medida que se profundiza en la exploración, contenidos de humedad inferiores a 12% y %Pasa T₂₀₀ cercanos a 85%. En algunos estratos aumenta levemente el contenido arenoso dentro de la matriz arcillosa predominante en el suelo.

Debido a la presencia de suelo arcilloso de consistencia alta y en estado seco, se genera Rechazo (N superiores a 50 golpes) en la exploración a una profundidad de -6.0 m, por tal motivo se suspende la exploración. El bulbo de presiones de la cimentación tiene una profundidad aprox entre 3.0-4.0 m, por lo que se considera adecuada la exploración realizada hasta -6.0 m.

El nivel freático NO se localizó hasta la profundidad explorada, cabe anotar que, al momento de realizar el trabajo de campo, la zona de influencia del proyecto se encontraba en verano.

En épocas de invierno intenso, se pueden generar oscilaciones del nivel freático. Sin embargo, estas fluctuaciones pueden subir el nivel entre 1.0 y 1.5 m para la condición más crítica. Por lo anterior se puede considerar que no generaría problemas en la cimentación.



De acuerdo con el registro visual de campo, tipo de suelo encontrado, zona de amenaza sísmica y los ensayos de laboratorio que respaldan el comportamiento físico mecánico del suelo, no se aprecia presencia de suelos licuables ni colapsables.

Para la caracterización geomecánica de los suelos, esta consultoría se apoyó en toda la información obtenida en campo mediante ensayos in situ, además de los ensayos en

laboratorio, complementando con correlaciones científicas validadas de autores reconocidos en la geotecnia a nivel mundial.

Tabla 2. Formulaciones y valores típicos de los parámetros geotécnicos (Das B, 2001)

Compression index, C_c	Comments	Source/Reference
$C_c = 0.009(w_L - 10) (\pm 30\% \text{ error})$	Clays of moderate S_r	Terzaghi and Peck (1967)
$C_c = 0.37(e_o + 0.003w_L + 0.0004w_N - 0.34)$	678 data points	Azzouz et al. (1976)
$C_c = 0.141G_s \left(\frac{\gamma_{sat}}{\gamma_{dry}} \right)^{2.4}$	All clays	Rendon-Herrero (1983)
$C_c = 0.0093w_N$	109 data points	Koppula (1981)
$C_c = -0.0997 + 0.009w_L + 0.0014I_P + 0.0036w_N + 0.1165e_o + 0.0025C_P$	109 data points	Koppula (1981)
$C_c = 0.329[w_N G_s - 0.027w_P + 0.0133I_P(1.192 + C_P/I_P)]$	All inorganic clays	Carrier (1985)
$C_c = 0.046 + 0.0104I_P$	Best for $I_P < 50\%$	Nakase et al. (1988)
$C_c = 0.00234w_L G_s$	All inorganic clays	Nagaraj and Srinivasa Murthy (1985, 1986)
$C_c = 1.15(e_o - 0.35)$	All clays	Nishida (1956)
$C_c = 0.009w_N + 0.005w_L$	All clays	Koppula (1986)
$C_c = -0.156 + 0.411e_o + 0.00058w_L$	72 data points	Al-Khafaji and Andersland (1992)

Recompression index, C_r		
$C_r = 0.000463w_L G_s$		Nagaraj and Srinivasa Murthy (1985)
$C_r = 0.00194(I_P - 4.6)$ $= 0.05 \text{ to } 0.1 C_c$	Best for $I_P < 50\%$ In desperation	Nakase et al. (1988)
Secondary compression index, C_α		
$C_\alpha = 0.00168 + 0.00033I_P$ $= 0.0001w_N$		Nakase et al. (1988) NAFAC DM7.1 p. 7.1-237
$C_\alpha = 0.032C_c$	$0.025 < C_\alpha < 0.1$	Mesri and Godlewski (1977)
$= 0.06 \text{ to } 0.07C_c$	Peats and organic soil	Mesri (1986)
$= 0.015 \text{ to } 0.03C_c$	Sandy clays	Mesri et al. (1990)

En los anexos se encuentran los perfiles que incluyen las propiedades índice en cada auscultación.

8 CONDICIONES GEOTÉCNICAS ESPECIALES

- SUELOS EXPANSIVOS

De acuerdo con NSR-10 H.9.1-1, de acuerdo con la plasticidad del suelo presente en la zona, se prevé alto potencial expansivo del mismo.

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

- SUELOS LICUABLES

La licuación está definida como un proceso de transformación de un material granular desde el estado sólido a un estado líquido como consecuencia del incremento de la presión de poros y una reducción del esfuerzo vertical efectivo (Marcuson, 1978). Este incremento de la presión de poros es inducido por la tendencia de los materiales granulares a compactarse al momento de enfrentarse a deformaciones de corte cíclicas. Este cambio de estado ocurre principalmente en suelos granulares sueltos a moderadamente densos, con pocas condiciones de drenaje, tales como arenas limosas o arenas y gravas en una matriz de sedimentos impermeables. Dentro de las teorías para el cálculo de licuación de suelos, se encuentra la de Youd e Idriss (1997), quienes han realizado una recopilación de las teorías de grandes expertos al nivel mundial y las han actualizado con investigaciones recientes. Dicha teoría consiste en determinar el Factor de Seguridad a partir de la relación entre la resistencia a la licuación (Cyclic Resistance Ratio) y el esfuerzo cíclico generado (Cyclic Stress Ratio CSR), lo cual se multiplica por los factores de escala de magnitud (Magnitude Scaling Factors MSF). De acuerdo con lo anterior, para este suelo de características cohesivas, se considera un potencial de licuación aceptable, con deformaciones mínimas.

FS	Potencial de licuación
> 1,40	Aceptable, deformaciones mínimas
>1,25	Probablemente no hrbá problemas
>0,90	Realizar nuevos estudios
<0,90	Tomar medidas de prevención

- SUELOS COLAPSABLES

De acuerdo con NSR- H.9.3.3, se utiliza el criterio para identificar este tipo de suelos, cuando el volumen de vacíos iguala la cantidad de agua en el punto de límite líquido. Para conocer esto, se determina el peso unitario crítico a partir de la gravedad específica del suelo, el límite líquido y el peso unitario del agua.

$$\gamma_{\text{dcrit}} = \frac{\gamma_w}{(1 / G_s) + w_L}$$

Luego, se hace la comparación entre el peso unitario crítico y el peso unitario seco del suelo, para así saber si el suelo tiende a ser colapsable o no:

$$\frac{\gamma_d}{\gamma_{\text{dcrit}}} > 1 \text{ el suelo es estable o expansivo, y si}$$

$$\frac{\gamma_d}{\gamma_{\text{dcrit}}} \leq 1 \text{ el suelo es colapsable}$$

De este modo, para un G_s : 2.71, límite líquido de 85% y gamma seco de 1.92 gr/cm³, la relación $\gamma_d/\gamma_c > 1.0$, lo cual descarta la colapsabilidad del suelo.

- ESPECIES DE ARBOLES Y/O VEGETACIÓN PROBLEMÁTICA

Según lo evidenciado en campo y las definiciones del proyecto, no se prevé ningún tipo de árbol problemático en las zonas cercanas a la cimentación de los elementos estructurales importantes.

9 EFECTOS SISMICOS LOCALES

Teniéndose en cuenta la localización del proyecto, el tipo de suelo y el uso de éste, de acuerdo con la Norma Colombiana de Diseño y Construcción Sismo-Resistente (NSR-10), tenemos:

- A_a = Aceleración pico-efectiva, $A_a = 0,10$
- Zona de amenaza sísmica = Baja
- Coeficiente $F_a = 2.5$, Coeficiente $F_v = 3.5$
- Coeficiente de importancia = Grupo II. Estructuras de ocupación espacial, $I = 1,10$.

Tipo de Perfil del suelo = E

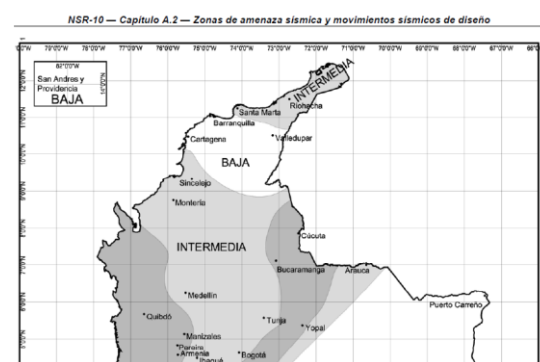
Basados en el procedimiento de clasificación según el artículo A.2.4.5 de la norma NSR-10, se realizan los siguientes pasos para validar el perfil adoptado:

Paso 1: El suelo encontrado no cae dentro de ninguna clasificación de las categorías del perfil de suelo F, ya que no son: suelos licuables, expansivos, dispersivos, turba, arcillas orgánicas, arcillas de muy alta plasticidad ni grandes espesores de arcillas de rigidez mediana a blanda.

Paso 2: El suelo Si clasifica como tipo E, ya que hay presencia de arcillas blandas con espesor de 3.0 m o más.

Paso 3: Otro criterio de N_{60} , el perfil de suelo que corresponde es el tipo E, ya que tiene un N promedio de 11 y es inferior a 15 referido en la norma.

Con base en las memorias descriptivas de las planchas geológicas de la zona en estudio, se logra extrapolar hasta los 30 m de profundidad el valor de los 11 golpes/pie, proyectando este mismo valor hasta dicho nivel. Lo anterior teniendo en cuenta la homogeneidad de los suelos en estudio.



10 ANÁLISIS DEL SISTEMA DE CIMENTACIÓN

Las zapatas son cimientos superficiales, consisten en un elemento de transición que transmite las cargas de la edificación al subsuelo. Conforman una especie de extensión inferior ensanchada de la columna con el fin de transmitir al suelo la carga en un área mayor. La capacidad de carga última bruta puede ser determinada con la siguiente ecuación:

$$q_u = c'N_cF_{cs}F_{cd}F_{ci} + qN_qF_{qs}F_{qd}F_{qi} + \frac{1}{2}\gamma BN_\gamma F_{\gamma s}F_{\gamma d}F_{\gamma i}$$

Un factor de seguridad adecuado debe utilizarse para calcular la capacidad de carga admisible neta. Para cimentaciones superficiales, el factor de seguridad no debe ser inferior a 3.0 bajo carga muerta y carga viva máxima. Dichas cargas son acogidas del modelo estructural de la edificación, de acuerdo con las reacciones de las columnas para la combinación de cargas mencionada anteriormente.

Una cimentación puede fallar al momento en que los esfuerzos aplicados superan la resistencia al corte que el suelo ofrece. Sin embargo, antes de la ocurrencia de la falla de corte en el suelo, también es posible que una cimentación se someta a un asentamiento lo suficientemente grande para causar daños en la estructura y hacerla disfuncional para el fin para el que está diseñada. Los asentamientos que se pueden experimentar pueden ser por consolidación (tiempos largos) propios de suelos cohesivos y asentamientos elásticos (inmediatos) experimentados en suelos granulares. (Das, 2013)

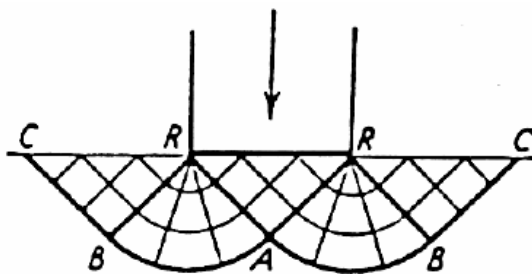


Figura 5. Comportamiento de falla por hundimiento en suelos arcillosos (Prandtl)

Coeficiente de reacción K_s : En el caso de cimentaciones del tipo zapata, se suele recurrir al modelo de Winkler o método del coeficiente de balasto. Este coeficiente K , que nos será facilitado a través del informe geotécnico, expresa una constante de proporcionalidad entre presiones y asientos para cada tipo de terreno: $P \text{ (T/m}^2\text{)} = K \times \delta \text{ (m)}$

11 CALCULO DE CAPACIDAD PORTANTE

CIMENTACIÓN EN ZAPATA – CARGA MÁXIMA DE SERVICIO COLUMNA = 25 TON

$$D_f = 1.20 \text{ m}$$

$$Q_u = 1.02 \text{ kg/cm}^2$$

$$N.F > 6.0 \text{ m.}$$

$$\gamma_1 = 1.48 \text{ T/m}^3$$

$$\gamma_2 = 1.48 \text{ T/m}^3$$

PARÁMETROS GEOTÉCNICOS

$$N_c = 5.14$$

$$N_q = 1.0$$

$$N_\gamma = 0.0$$

FACTORES DE FORMA

$$\zeta_c = 1.2$$

$$\zeta_q = 1.0$$

$$\zeta_\gamma = 0.6$$

Aplicando la ecuación de capacidad portante, teniendo en cuenta H.4.2.3 y H.4.8 de la NSR-10, tenemos:

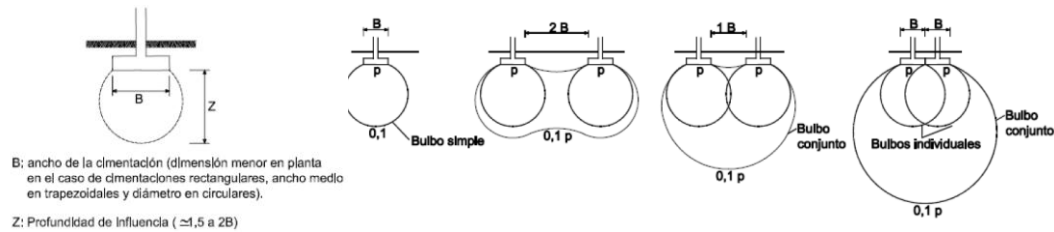
$$\sigma_u = 31.5 \text{ Ton/m}^2$$

$$\sigma_a = 10.5 \text{ Ton/m}^2$$

Esfuerzo aplicado de $9.1 \text{ ton/m}^2 < 10.5 \text{ ton/m}^2$. Para zapatas de $1.2 \times 1.2 \text{ m}$.

EL F.S indirecto resultante es mayor de 3.0 y cumple con H.4.7 de la NSR-10.

Debido a la proximidad de las zapatas, el bulbo de presiones puede aumentar, sin embargo no se considera una situación crítica, debido a que las cargas se consideran de baja magnitud y los suelos en profundidad mejoran sus propiedades mecánicas (no se prevé suelos blandos a mayores profundidades), por tal motivo no se considera que pueda haber una afectación de la cimentación.



Coefficiente de reacción $K_s = 246 \text{ Ton/m}^3$ (OK para suelo cohesivo)

Para el cálculo del asentamiento total, tendremos en cuenta que un aumento de esfuerzo causado por la construcción de cimientos u otras cargas comprime las capas de suelo. La compresión es causada por: la deformación de partículas de suelo, la reorientación de las partículas de suelo y la expulsión de aire o agua de los espacios vacíos. En general, el asentamiento del suelo causado por la carga puede dividirse en dos amplias categorías:

1. Asentamiento elástico: que es causado por la deformación elástica del suelo seco y de los suelos húmedos y saturados sin ningún cambio en el contenido de humedad, los cálculos de los asentamientos elásticos se basan generalmente en ecuaciones derivadas de la ley de elasticidad.
2. Asentamientos de consolidación: es el resultado del cambio de volumen en un suelo cohesivo saturado debido a la expulsión de agua intersticial. El asentamiento de consolidación es dependiente del tiempo.

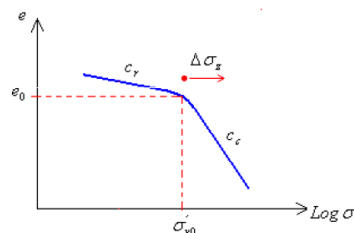
Debido a que la conductividad hidráulica de la arcilla es significativamente menor que la de la arena, el exceso de presión de poros generado por la carga se disipa gradualmente durante un largo período, por lo tanto, el cambio de volumen asociado en la arcilla puede continuar por mucho tiempo después del asentamiento elástico. El asentamiento causado por consolidación en arcilla puede ser varias veces mayor que el asentamiento elástico. (Braja Das, 2013)

Compression index, C_c	Comments	Source
$C_c = 0.009(w_L - 10) (\pm 30\% \text{ error})$	Clays of moderate S_r	Terzaghi
$C_c = 0.37(e_o + 0.003w_L + 0.0004w_N - 0.34)$	678 data points	Azzouz
$C_c = 0.141G_s \left(\frac{\gamma_{sat}}{\gamma_{dry}} \right)^{2.4}$	All clays	Rendon
$C_c = 0.0093w_N$	109 data points	Koppul
$C_c = -0.0997 + 0.009w_L + 0.0014I_p + 0.0036w_N + 0.1165e_o + 0.0025C_P$	109 data points	Koppul
$C_c = 0.329[w_N G_s - 0.027w_P + 0.0133I_p(1.192 + C_P/I_p)]$	All inorganic clays	Carrier
$C_c = 0.046 + 0.0104I_p$	Best for $I_p < 50\%$	Nakase
$C_c = 0.00234w_L G_s$	All inorganic clays	Nagara (198)
$C_c = 1.15(e_o - 0.35)$	All clays	Nishida
$C_c = 0.009w_N + 0.005w_L$	All clays	Koppul
$C_c = -0.156 + 0.411e_o + 0.00058w_L$	72 data points	Al-Kha (199)

Recompression index, C_r		
$C_r = 0.000463w_L G_s$		Nagaraj and Srinivasa Murthy (1985)
$C_r = 0.00194(I_p - 4.6)$	Best for $I_p < 50\%$	Nakase et al. (1988)
$= 0.05 \text{ to } 0.1 C_c$	In desperation	
Secondary compression index, C_α		
$C_\alpha = 0.00168 + 0.00033I_p$		Nakase et al. (1988)
$= 0.0001w_N$		NAFAC DM7.1 p. 7.1-237
$C_\alpha = 0.032C_c$	$0.025 < C_\alpha < 0.1$	Mesri and Godlewski (1977)
$= 0.06 \text{ to } 0.07 C_c$	Peats and organic soil	Mesri (1986)
$= 0.015 \text{ to } 0.03 C_c$	Sandy clays	Mesri et al. (1990)

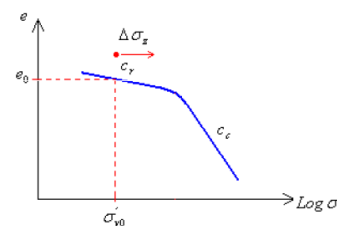
Tipo de suelo	E [kPa]
Gravas	$600(N + 6)$ si $N \leq 15$ $600(N + 6) + 2000$ si $N > 15$
Arenas saturadas	$250(N + 15)$
Arenas limosas	$1800 + 270N$ si $N \leq 15$ $7740 + 135N$ si $N > 15$
Arenas arcillosas	$320(N + 15)$
Limos	$300(N + 6)$
Arcillas	Arcillas de alta plasticidad $E = 300S_u$ Arcilla de baja plasticidad $E = 1000S_u$

• SUELO NORMALMENTE CONSOLIDADO.



$$S_1 = \frac{H * c_c * \text{Log} \left(\frac{\sigma'_0 + \Delta \sigma_z}{\sigma'_0} \right)}{1 + e_0}$$

• SUELO SOBRECONSOLIDADO.



$$S_1 = \frac{H * c_r * \text{Log} \left(\frac{\sigma'_0 + \Delta \sigma_z}{\sigma'_0} \right)}{1 + e_0}$$

Donde el espesor del estrato compresible es de 6.0 m (H) y los coeficientes de consolidación (C_c , C_r y e_o) son determinados a partir de dicho ensayo, reemplazando en la fórmula anterior se tiene un asentamiento de 4.1 cm.

Para el proyecto en estudio, se hace una estimación de asentamientos, teniendo un estimado de las cargas proyectadas y determinando la deformabilidad del suelo mediante correlaciones empíricas de acuerdo con sus propiedades índice, para lo cual se calcula un asentamiento total máximo de 4.1 cm, acorde y en concordancia con la capacidad de soporta ya calculada para este asentamiento.

Acorde con las cargas entre tipos de columnas, su distancia y la homogeneidad del suelo, se prevé que los asentamientos diferenciales estarán dentro de los rangos permitidos por norma que para este caso están cercanos a los 1.50 cm.

Tabla 2. Valores máximos de asentamientos diferenciales NSR-10

Tipo de construcción	Δ_{max}
(a) Edificaciones con muros y acabados susceptibles de dañarse con asentamientos menores	$\frac{\ell}{1000}$
(b) Edificaciones con muros de carga en concreto o en mampostería	$\frac{\ell}{500}$
(c) Edificaciones con pórticos en concreto, sin acabados susceptibles de dañarse con asentamientos menores	$\frac{\ell}{300}$
(d) Edificaciones en estructura metálica, sin acabados susceptibles de dañarse con asentamientos menores	$\frac{\ell}{160}$

12 ANÁLISIS POTENCIAL DE EXPANSIÓN

Una problemática relevante y a tener en cuenta es la presencia de suelos arcillosos expansivos, cuya principal característica es la de producir movimientos como consecuencia de hinchamientos y retracciones del subsuelo sobre el cual se apoya la cimentación, debidos a cambios de humedad y que provocan en la mayoría de los casos daños estructurales importantes.

Las arcillas expansivas, pertenecen a un grupo mineralógico muy amplio de materiales de naturaleza química silíceas denominados silicatos. Dentro de estos, en función de la distribución de los tetraedros de SiO_4 se clasifican sistemáticamente dentro de los Filosilicatos o silicatos laminares. Así, a grandes rasgos y en función del tipo de arcilla, entre lámina y lámina, se emplazarán en mayor o menor medida las moléculas de agua que producirán el hinchamiento.

Desde el punto de vista geotécnico, los suelos plásticos o arcillosos, son aquellos capaces de deformarse sin agrietarse, ni producir rebote elástico, cambiando su consistencia al variar el contenido de agua. En función de los cambios de contenido de humedad se dan diferentes estados físicos, siendo los límites para cada estado de consistencia los conocidos como límites de Atterberg: límite líquido, límite plástico e índice de plasticidad, que son el punto de partida para la estimación de la expansividad de un suelo.

La capacidad expansiva del suelo depende de su naturaleza; si un suelo arcilloso modifica el contenido de humedad, el cambio de volumen puede ser significativo. Tanto por aumento de volumen por mayor tenor de humedad como, al reducir la humedad, suele producirse retracción por desecación.

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

Los criterios de peligrosidad más aceptados son los siguientes (Tablas 2 y 3):

Tabla 3. Criterios de peligrosidad según Jiménez Salas.

Parámetro	Nula	Marginal	Crítica	Muy crítica
Límite líquido LL	<30	30-40	40-60	>60
Índice de Plasticidad IP	0-15	10-35	20-55	>45
%<1 µm	<15	13-23	23-30	>28
%<0,074 µm	<30	30-60	60-95	>90
Índice PVC de Lambe	<2	2-4	4-6	>6
Índice de desecación ID	>1	0,8-1	0,6-0,8	<0,6

Tabla 4. Criterios de peligrosidad según Chen.

% Pasa por Tamiz 200	Límite líquido	S.P.T.	Expansión Probable %	Presión de Hinchamiento	Grado de expansión
>95	>60	>30	>10	>10	muy alto
60-95	40-60	20-30	3-10	2,5-10	alto
30-60	30-40	10-20	1-5	1,5-2,5	medio
<30	<30	<10	<1	<0,5	bajo

Con el fin de minimizar el efecto expansivo, se recomienda el uso de estabilización química con cal, con el fin de mitigar el potencial expansivo en una tasa del 3.0% en peso del suelo seco (Cal hidratada).

El porcentaje anterior es referencial y debe ser confirmado mediante ensayos de laboratorio para el caso de este suelo en particular. Se debe buscar la dosificación óptima que permita minimizar el fenómeno de expansión, como parámetro prioritario, teniendo en cuenta que el propósito que se persigue con la estabilización del suelo con cal es el control de la inestabilidad volumétrica.

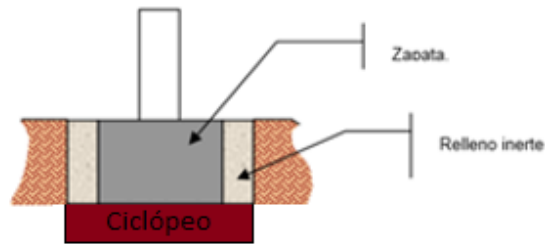
Se deben priorizar zapatas para la transferencia de cargas al suelo con el fin de minimizar los efectos contraproducentes por presión de expansión la cual se considera inferior a 2.0 Ton/m².

13 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

- ❖ El estrato de arcilla de alta plasticidad y de consistencia media, con un potencial de expansión alto, presente en el lote, **NO** garantiza estabilidad en la edificación que se proyecta construir, en razón a los movimientos que se producen como consecuencia de contracciones y dilataciones en el subsuelo sobre el cual será apoyada la cimentación, ocasionados por los cambios de humedad en el suelo expansivo.
Los movimientos del subsuelo producen daños estructurales importantes que pueden llegar a inhabilitar la edificación, sin embargo es posible minimizar estos movimientos con la aplicación de medidas adecuadas tanto en el proyecto como en la etapa constructiva, intentando evitar los cambios volumétricos de la arcilla expansiva.
- ❖ Se recomienda para el proyecto tener en cuenta los siguientes aspectos:
 - Red de drenajes que impida la llegada de agua a la cimentación lo cual alterará las propiedades de resistencia mecánica del suelo base de fundación.
 - Diseño urbanístico exterior dispuesto en forma perimetral con pendientes hacia afuera, cunetas exteriores y andenes amplios.
 - Las zonas verdes o similares deberán disponer de un sistema adecuado de drenaje que impida cambios de humedad en el subsuelo.
 - Levantar los niveles topográficos del proyecto con el fin de evitar que las aguas de escorrentía se acumulen en forma inadecuada y generen cambios de humedad en los suelos arcillosos expansivos.
- ❖ Para un sistema estructural aporticado, se recomienda una cimentación en zapatas cuadradas, amarradas en concreto reforzado con vigas de gran rigidez, cimentada a un nivel de -1.2 m a partir del terreno existente. Se recomienda una altura de zapata no menor a $H=0.30$ m. Sus dimensiones deben ser el resultado de la evaluación de las cargas de servicio que llegan al subsuelo, la capacidad portante de éste, la cual se fija en $\sigma_a = 10.5 \text{ Ton/m}^2$ (1.0 kg/cm^2) y Coeficiente de reacción $K_s = 246 \text{ Ton/m}^3$.

Debido a la presencia de material arcilloso expansivo en la zona, para garantizar la estabilidad de la cimentación, se recomienda realizar un mejoramiento del suelo base de fundación, removiendo 0.30 m de material arcilloso por debajo de la cimentación y reemplazarlo por concreto ciclópeo.

Se recomienda una adición de cal viva al 3.0% en peso mezclada con el suelo base de fundación en un espesor aprox. de 0.15 m previo a la conformación del mejoramiento en ciclópeo.



Para rellenos en el proyecto, se recomienda utilizar un material granular tipo subbase, controlado su compactación al 95% del proctor modificado, en capas no mayores de 20 cm y que cumpla además con las siguientes especificaciones técnicas adicionales:

Tamaño máximo: <2"

% pasa tamiz 1/2": <75%

% pasa tamiz No 4: <60%

% pasa tamiz No 40: <25%

% pasa tamiz No 200: <15%

CBR de laboratorio: > 40%

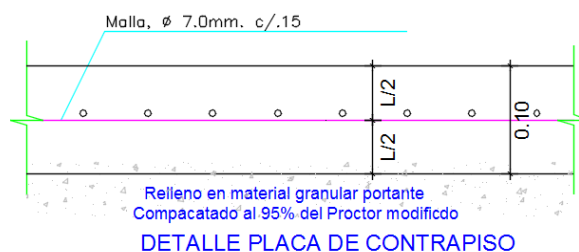
LL e IP : NL – NP

Equiv. De arena > 25%

Desgaste Maq Ángeles: < 40%

Solides en sulfatos (sodio) < 10%

- ❖ Los asentamientos totales (elásticos + consolidación) se encuentran cercanos a 4.1 cm. Sin embargo se deberán chequear durante y después de la obra civil con el fin de o tener inconvenientes con los acabados y/o obras falsas.
- ❖ Para las losas de contrapiso, se recomienda cortar 0.40 m del suelo existente y remplazarlo por un material que cumpla las especificaciones técnicas como relleno, conformándolo y compactándolo con equipo autopropulsado en capas no mayores de 0.20 m con una densidad mayor al 95% del proctor modificado. La losa de contrapiso debe aislarse totalmente del material expansivo con el fin de minimizar fisuración, la cual debe tener un espesor mayor a 10 cm con refuerzo en ambas direcciones.



- ❖ Efectos sísmicos locales: Zona de amenaza sísmica Baja; Aceleración pico-efectiva = 0.10; Tipo de Perfil del suelo = E, Coeficientes $F_a = 2.5$, $F_v = 3.5$, Coeficiente de importancia = Grupo II. Estructuras de ocupación especial, Valor coeficiente de importancia $I = 1.10$.

- ❖ El nivel freático NO se localizó hasta la profundidad explorada. Por lo anterior no se prevén inconvenientes por este aspecto durante la excavación de la cimentación.
- ❖ Se recomienda que el material sobrante de excavación no sea acopiado en las proximidades de la misma, con el fin de no causar sobreesfuerzos en estas áreas que puedan generar deslizamientos o movimientos del talud. No se recomienda proyectar zonas de acopio de materiales cerca a las excavaciones ni reutilizar este material para fines de ingeniería. El material sobrante de excavación no podrá ser reutilizado para fines de ingeniería.
- ❖ Para la excavación de la cimentación, cuya profundidad es menor a 1.2 m, se recomienda un corte con maquinaria, dejando un talud adecuado que abarque el mayor espacio disponible sin afectar zonas aledañas, se recomienda una pendiente 0.10:1 (h:v) en condición seca o cero lluvias.

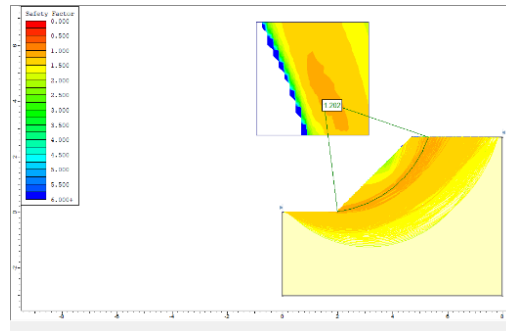
En caso de lluvias durante la excavación, se recomienda instalar una protección perimetral y/o señalizar el borde superior de la excavación, así como instalar señales que indiquen el riesgo de caída en toda la excavación abierta en los sectores de tránsito peatonal. No acumular el material proveniente de las excavaciones sobre el borde de los taludes que no hayan sido previamente definidos como estables y con posibilidad de recibir alguna sobrecarga, así como mantener elementos de contención en los bordes de las excavaciones cuando exista riesgo de caída de materiales.

También se recomienda planificar y señalizar las zonas de circulación de maquinaria y de descarga de materiales, instalar una entrada a la obra diferente para maquinaria y personal, usar siempre un señalista en operaciones de carga, descarga o maniobra en los que no se disponga de visibilidad completa por parte del maquinista, dejar una separación suficiente entre los trabajos de maquinaria y personal y no simultanear trabajos de maquinaria con trabajos manuales.

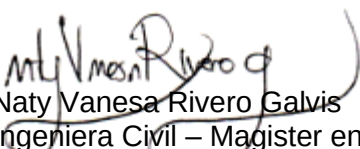
El supervisor a cargo de la excavación deberá efectuar una revisión diaria del borde superior de una excavación cuando ésta no cuente con entibaciones, con el fin de advertir la posible aparición de grietas que pueden indicar alguna posible falla del terreno. Se deben inspeccionar las excavaciones y entibaciones después de una tormenta, un sismo u otro suceso que ponga en peligro los trabajos, y deben aumentarse las protecciones y defensas si fuera necesario. Después de un tiempo prolongado de paralización de la obra, el personal especializado deberá revisar las excavaciones y entibaciones antes de reanudar los trabajos. Es conveniente, además, realizar periódicamente inspecciones y seguimientos a los parámetros de las excavaciones, humedad, desprendimientos y bordes, inspecciones que deberán ser debidamente documentadas y archivadas.

- ❖ Se requiere de un control topográfico permanente durante la construcción con el fin de realizar un seguimiento continuo y en tiempo real al comportamiento ante cargas y deformaciones.

- ❖ La estabilidad de las excavaciones para cimentación de altura menor a 1.2 m presenta un Factor de seguridad temporal mayor a 1.0 con talud 0.20:1 (h:v). El material sobrante de excavaciones no debe almacenarse en las zonas contiguas a esta puesto que generarán sobreesfuerzos en el talud y en áreas circundantes (vecinas). Tampoco se recomienda almacenar materiales y/o insumos en estas áreas.



- ❖ En la etapa constructiva, se recomienda no tener expuestas en forma prolongada las excavaciones; estas deben realizarse en el menor tiempo posible. Las épocas de invierno no son recomendables para acometer este tipo de trabajos. Se debe garantizar que en las tuberías y redes subterráneas no se produzcan fugas que puedan alterar el estado de humedad del subsuelo.
- ❖ Material de excavación: Se prevé que gran parte de la excavación (95% aprox.) será en materiales arcillosos. Tener en cuenta lo anterior para la determinación de la maquinaria y demás consideraciones dentro del proyecto.
- ❖ Se recomienda implementar un diseño de drenaje antes, durante y después de la construcción de la estructura con el fin de minimizar los efectos de las aguas de escorrentías sobre el suelo base de fundación. Se debe evitar que dichas aguas lleguen a alterar las propiedades de resistencia geomecánica del suelo.
- ❖ Se recomienda llevar un estricto control de calidad en la etapa constructiva con el fin de garantizar la calidad de los materiales y el cumplimiento de las recomendaciones hechas en este informe.
- ❖ Las conclusiones y recomendaciones consignadas en el presente informe se basan en los cálculos y análisis realizados con base en la información de los resultados de las exploraciones de campo ejecutadas y resultados de laboratorio disponibles. En caso de encontrar condiciones diferentes a las establecidas en el presente informe o si se prevé un cambio sustancial de la construcción o un aumento de cargas debe informarse para emitir las respectivas recomendaciones geotécnicas.


Naty Vanesa Rivero Galvis
Ingeniera Civil – Magister en Geotecnia
MP 25202-278944 CND
Especialista de la Consultoría

BIBLIOGRAFÍA

- Reglamento colombiano Sismoresistente NSR-10/NSR-20
- Geotecnia y Cimientos – Jimenez Salas (2011)
- Ingenieria de Fundaciones – Delgado Vargas (2014)
- Fundamentos de ingeniería Geotécnica – Braja Das (2013)

REGISTRO FOTOGRÁFICO

