



GIRARDOT, 20 de Septiembre del 2023

Señores.

UNIVERSIDAD DE CUNDINAMARCA

Ciudad

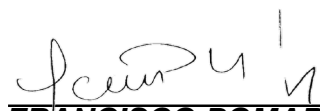
REFERENCIA: INFORME GEOTÉCNICO Y RECOMENDACIÓN DE CIMENTACION PARA EL PROYECTO DE LA CONSTRUCCION DE LA PORTERIA PRINCIPAL Y EL ASCENSOR DE LA EDIFICACION EN LA CALLE 22 CON CARRERA 20B BARRIO LA ESTACIÓN DEL MUNICIPIO DE GIRARDOT - CUNDINAMARCA.

Respetados Señores:

Adjunto a la presente la entrega de los resultados del estudio de suelos del proyecto de la referencia. Adicionalmente le informo que el estudio geotécnico fue realizado bajo los parámetros establecidos por la NSR-2010.

Quedando a su entera disposición para cualquier aclaración o información complementaria que pudiese requerir.

Atentamente.


FRANCISCO POMAR ROA
MP 25202-141031 CND



**INFORME GEOTÉCNICO Y RECOMENDACIÓN DE CIMENTACION PARA EL
PROYECTO DE LA CONSTRUCCION DE LA PORTERIA PRINCIPAL Y EL
ASCENSOR DE LA EDIFICACION EN LA LA CALLE 22 CON CARRERA
20B BARRIO LA ESTACIÓN DEL MUNICIPIO DE GIRARDOT -
CUNDINAMARCA.**



CONTENIDO

1	REGISTRO DE PERFORACIÓN Y RESULTADOS DE LOS ENSAYOS DE CAMPO Y LABORATORIO	5
1.1	PERFORACIONES.....	5
1.2	PROCEDIMIENTO DE PERFORACIÓN	5
1.3	ENSAYO SPT	5
1.3.1	Objetivos de prueba SPT.....	5
1.4	EQUIPO.....	5
1.5	PROCEDIMIENTO DE ENSAYO.....	6
2.1	INTRODUCCIÓN	9
2.2	GENERALIDADES DEL PROYECTO	12
3	ANALISIS DE RESULTADOS DEL ESTUDIO.....	19
4	ASPECTOS SÍSMICOS DEL SUBSUELO	19
5	DESCRIPCION DE LA ZONA DE ESTUDIO.....	27
6	ANALISIS DE LOS RESULTADOS.....	31
6.1.1	DESCRIPCION DEL SUBSUELO.....	31
6.2	CAPACIDAD PORTANTE Y NIVEL DE CIMENTACION.....	32
7	ESTRUCTURA DEL ESTUDIO.....	35
8	CARACTERISTICAS DEL SUELO.....	49
9	CLASIFICACION SISMICA DEL SUELO.....	52
10	ALTERNATIVA DE CIMENTACION PARA LA PISCINA.....	45
11	PROCESO CONSTRUCTIVO.....	53
12	PROCEDIMIENTO PARA DETERMINAR EL FACTOR DE SEGURIDAD A EMPLEAR	65
13	EXCAVACIONES	67
14	PLANTEAMIENTO DE ESCENARIO DE RIESGO	65
14.1	AMENAZA	65
14.2	VULNERABILIDAD	67
14.3	EVALUACIÓN DE RIESGO	68



15	REDUCCION DE RIESGOS EN EL PROCESO CONSTRUCTIVO DE EXCAVACIONES.....	68
16	OTRAS MEDIDAS DE REDUCCIÓN DE RIESGOS.....	69
17	PLANTEAMIENTO DE ESCENARIO DE RIESGO	70



1 REGISTRO DE PERFORACIÓN Y RESULTADOS DE LOS ENSAYOS DE CAMPO Y LABORATORIO

1.1 PERFORACIONES

El día 15 de Septiembre del 2023, se llevaron a cabo 4 (Cuatro) Exploraciones a una profundidad de –6.10 metros con equipo Penetración estándar (SPT).

1.2 PROCEDIMIENTO DE PERFORACIÓN

Para llevar a cabo un sondeo con equipo manual se sigue el Procedimiento indicado a continuación:

- ❖ El sitio escogido para el sondeo se limpia muy bien, eliminándose la capa vegetal si la hay.
- ❖ Se inicia un pequeño hueco con pala hoyadora o barra, hasta Un metro (1.00cms) de profundidad. Algunas veces esta capa superficial.

Está constituida por escombros o desechos de material de Construcción (rellenos); en este caso se hace un sondeo con ayuda de una barra hasta una profundidad igual al espesor del relleno, analizando su contenido.

1.3 ENSAYO SPT

1.3.1 Objetivos de prueba SPT.

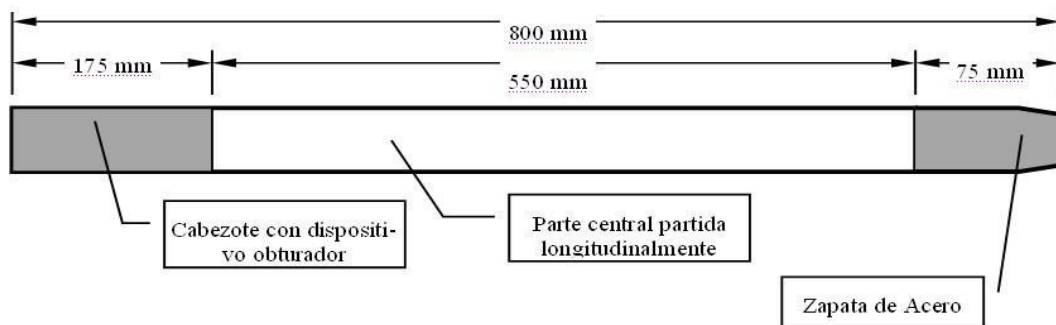
- ❖ Obtener la medida de la resistencia a la penetración con un mostrador en un suelo no cohesivo
- ❖ Tomar muestras representativas del suelo
- ❖ Hallar correlación entre: El # de golpes, N, medido y la Compacidad.

1.4 EQUIPO

- ❖ Muestre ador de tubo partido.



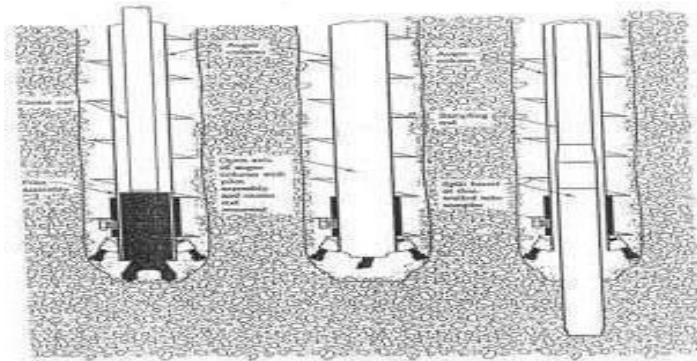
Figura 1. Tubo partido y sus posibles dimensiones



- ❖ □ Martinete de 140 lbs. de peso con sistema de caída.
- ❖ □ Tubería de perforación.

1.5 PROCEDIMIENTO DE ENSAYO

- ❖ El ensayo consiste en hincar el tubo partido para que penetre 30 cm (1PIE) en el terreno, ayudados de un martillo de 140 lbs de peso y una altura de caída de 75 cm, contabilizándose el número de golpes "N".
- ❖ Para efectuar la prueba el muestreado se enrosca al extremo de la tubería de perforación y se baja hasta la profundidad donde se encuentra el manto de suelo sobre el cual se va hacer la prueba.
- ❖ Previamente el fondo del sondeo debe haberse limpiando cuidadosamente para garantizar que el material no esté alterado.
- ❖ Se coloca el martillo en posición guiado por la tubería de Perforación, elevándolo manualmente.
- ❖ Se marca el extremo superior de la tubería de perforación en tres partes, cada una de 15 cm para la posterior observación del avance del mostrador bajo el impacto del martillo.



- ❖ Se deja caer el martillo sobre el cabezote de la tubería de Perforación y se contabiliza el número de golpes aplicado con la altura de caída especificada, para cada uno de los segmentos de 15 cm marcados. No se tienen en cuenta los golpes para el Primer segmento puesto que es el de penetración inicial al Terreno. Se suman los golpes aplicados para que penetre el tubo en el segundo y tercer segmento, obteniéndose así el valor de "N".
- ❖ Se lleva a la superficie el muestreador y se abre; debe Registrarse la longitud de la muestra recobrada, su peso y Describir sus características en cuanto a color, uniformidad etc.
- ❖ Se repiten los pasos anteriores cuantas veces sea necesario para determinar la variación de los parámetros de resistencia con la profundidad o con el número de estratos.
- ❖ Debe tener en cuenta: El ensayo es aplicable solo a suelos arenosos y finos. Las muestras de suelos se empacan en doble bolsa plástica Debidamente selladas para conservar la humedad natural del material.

TRABAJOS IN SITU

Teniendo en cuenta las características geológicas de la zona, se realiza una visita previa al lote en estudio para realizar una inspección visual para determinar la ubicación de Cuatro (4) sondeos distribuidos en el área a construir según planos del proyecto, lo anterior, con el objeto de obtener la información geotécnica necesaria para conocer la distribución lateral y la profundidad de los diferentes tipos de materiales que componen los depósitos existentes para la exploración y caracterización del subsuelo. Los sondeos se realizaron con equipo mecánico de perforación, utilizando el método de penetración estándar (SPT – Estándar Penetración Test) a una profundidad de hasta -6-10mtrs cada uno. El objetivo de



esta exploración, es conocer la secuencia estratigráfica del Subsuelo y sus características de Resistencia y Compresibilidad del mismo. Se tomaron muestras a los diferentes estratos encontrados en los Sondeos con cuchara partida (Split Spoon) y muestras inalteradas con tubos de pared delgada (tubo Shelby) en suelos cohesivos, ya que en suelos granulares o de baja cohesión no es posible la toma de muestras inalteradas con tubos de pared delgada (tubo Shelby). Cuidadosamente se extrajeron las muestras para Ensayos de Mecánica de Suelos tales como Humedades Naturales, Límites de Consistencia y Clasificación, Compresión Inconfiada de Suelos Cohesivos bajo muestras tomadas inalteradamente In Situ con tubos Shelby (si aplica), Cálculos de Índice de Liquidez y Compresión por estratos; además se verificará la presencia del NIVEL FREÁTICO hasta -6.10mtrs de profundidad.

En total se realizaron Cuatro (4) sondeos mecánicos a una profundidad de (0,00 a -6.10mtrs c/u). En cada Sondeo se realizaron ensayos de penetración estándar (SPT) y se tomaron muestras inalteradas en tubo Shelby y alteradas en cuchara partida y bolsa para determinar en campo de descripción visual.

Tabla 1. Profundidad de perforación

Sondeo N°	Profundidad
1	6.00
2	6.10
3	6.00
4	6.00



1. GENERALIDADES

2.1 INTRODUCCIÓN

Con el propósito de compilar los estudios técnicos correspondientes y cumpliendo con los requerimientos de las Oficinas de Planeación Municipal y/o Curadurías Urbanas, y acorde a la normativa sismo resistente en vigencia (NSR – 10), El, proyectista de la obra en mención, encomendó a esta oficina la realización de los trabajos correspondientes al Diseño Geotécnico y las recomendaciones de cimentación del proyecto en referencia.

Basados en los resultados del Plan Exploratorio y los requerimientos de la obra, se incluyen en este informe los parámetros geo mecánicos del suelo y las recomendaciones de cimentación correspondientes a la estructura, evaluadas desde el punto de vista técnico, constructivo y económico, para el posterior desarrollo de la obra.

Mínimo número de sondeos profundidad por cada unidad de construcción.

Tabla 2. Categoría de la unidad de construcción

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

Las características y distribución de los sondeos deben cumplir las siguientes disposiciones además de las ya enunciadas:

- Los sondeos con recuperación de muestras deben constituir como mínimo el 50% de los sondeos practicados en el estudio definitivo.
- En los sondeos con muestreo se deben tomar muestras cada metro en los primeros 5 m de profundidad y a partir de esta profundidad, en cada cambio de material o cada 1.5 m de longitud del sondeo.



c. Al menos el 50% de los sondeos deben quedar ubicados dentro de la proyección sobre el terreno de las construcciones.

d. Los sondeos practicados dentro del desarrollo del Estudio Preliminar pueden incluirse como parte del estudio definitivo – de acuerdo con esta normativa – siempre y cuando hayan sido ejecutados con la misma calidad y siguiendo las especificaciones dadas en el presente título del Reglamento.

e. El número de sondeos finalmente ejecutados para cada proyecto debe cubrir completamente el área que ocuparan la unidad o unidades de construcción contempladas en cada caso, así como las áreas que no quedando ocupadas directamente por las estructuras o edificaciones, serán afectadas por taludes o cortes y otros tipos de intervención que deban ser considerados para evaluar el comportamiento geotécnico de la estructura y su entorno.

f. En registros de perforaciones en ríos o en el mar, es necesario tener en cuenta el efecto de las mareas y los cambios de niveles de las aguas, por lo que se debe reportar la elevación (y no la profundidad solamente) del estrato, debidamente referenciada a un dato preestablecido.

Por lo menos el 50% de todos los sondeos debe alcanzar la profundidad dada en la Tabla H.3.2-1, afectada a su vez por los siguientes criterios, los cuales deben ser justificados por el ingeniero geotecnista. La profundidad indicativa se considerará a partir del nivel inferior de excavación para sótanos, o cortes de explanación. Cuando se construyan rellenos, dicha profundidad se considerará a partir del nivel original del terreno:

a. Profundidad en la que incremento de esfuerzo causado por la edificación, o conjunto de edificaciones, sobre el terreno sea el 10% del esfuerzo vertical en la interfaz suelo-cimentación.

b. 1.5 veces el ancho de la losa corrida de cimentación.

c. 2.5 veces el ancho de la zapata de mayor dimensión.

d. Longitud total del pilote más largo, más 4 veces el diámetro del pilote o 2 veces el ancho del grupo de pilotes.

e. 2.5 veces el ancho del cabezal de mayor dimensión para grupos de pilotes.



f. En el caso de excavaciones, la profundidad de los sondeos debe ser como mínimo 1.5 veces la profundidad de excavación, pero debe llegar a 2.0 veces la profundidad de excavación en suelos designados como E y F en el Título A.

g. 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 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;
 - ❖ Categoría Media: Penetrar un mínimo de 2 metros en dichos materiales, o dos veces el diámetro de la cimentación en éstos apoyados.
 - ❖ Categoría Alta y Especial: penetrar un mínimo de 4 metros o 2.5 veces el diámetro de los pilotes respectivos siempre y cuando se verifique la continuidad de la capa i la consistencia adecuada de los materiales y su consistencia con el marco geológico local.
- h. La profundidad de referencia de los sondeos se considerará a partir del nivel inferior de excavación para sótanos o cortes de explanación. Cuando se construyan rellenos, dicha profundidad se considerará a partir del nivel original del terreno.
- i. Es posible que alguna de las consideraciones precedentes conduzca a sondeos de una profundidad mayor que la dada en la Tabla H.3.2-1. En tal caso, el 20% de las perforaciones debe cumplir con la mayor de las profundidades así establecidas.
- j. En todo caso primará el concepto del ingeniero geotecnista, quien definirá la exploración necesaria siguiendo los lineamientos ya señalados, y en todos los casos, el 50% de las perforaciones, deberán alcanzar una profundidad por debajo del nivel de apoyo de la cimentación. En algunos casos, a juicio del Ingeniero Geotecnista responsable del estudio, se podrán reemplazar algunos sondeos por apiques o trincheras.

Para definir el número de sondeos en un proyecto, se definirán inicialmente las unidades de construcción de acuerdo con las normas dadas en el numeral H-3.1.1. En todos los casos el número mínimo de sondeos par un estudio y para definir el número se debe aplicar el mayor número de sondeos resultante y el número de unidades de construcción.



Tabla 3. H-3.1.1 Clasificación de las unidades de construcción por categorías:

Categoría de la unidad de construcción	Según los niveles de construcción	Según las cargas máximas de servicio en columnas (kN)
Baja	Hasta 3 niveles	Menores de 800 kN
Media	Entre 4 y 10 niveles	Entre 801 y 4.000 kN
Alta	Entre 11 y 20 niveles	Entre 4.001 y 8.000 kN
Especial	Mayor de 20 niveles	Mayores de 8.000 kN

Efecto por repetición – Para proyectos con varias unidades similares, el número total de sondeos se calculará a partir de la segunda unidad de construcción y siguientes como la mitad (50%) del encontrado para la primera unidad, aumentando al número entero siguiente al aplicar la reducción

2.2 GENERALIDADES DEL PROYECTO

El presente estudio está destinado a la determinación de las recomendaciones de cimentación y demás disposiciones de tipo geotécnico a tener en cuenta dentro del **INFORME GEOTÉCNICO Y RECOMENDACIÓN DE CIMENTACION PARA EL PROYECTO DE LA CONSTRUCCION DE LA PORTERIA PRINCIPAL Y EL ASCENSOR DE LA EDIFICACION EN LA CARRERA 19 No. 24-209 BARRIO GAITAN DEL MUNICIPIO DE GIRARDOT - CUNDINAMARCA**. El lote se encuentra en una zona plana.

2.3 PLAN EXPLORATORIO

2.3.1 Fase de exploración y muestreo.

Con el objeto de conocer las características físicas y los espesores de los diferentes estratos que conforman el perfil del subsuelo y obtener muestras de cada una de ellas, se llevaron a cabo Cuatro [04] Sondeos Muestreados entre los 6/6.10m de profundidad, estratégicamente distribuidos en el área del terreno a fin de dar una cobertura total al área en cuestión; dichas perforaciones se realizaron con Equipo Manual por el Método de Rotación y Percusión, y se tomaron ensayos de SPT a partir de 1,50 m con intervalos de 2,50 m recuperando muestras para los ensayos pertinentes.

Nota 1: El número y profundidad de los sondeos fueron determinados según lo Dispuesto por las Normas Colombianas de Diseño y Construcción Sismo Resistente (NSR – 10: decreto 926 del 19 de marzo del 2010, decreto 2525 del 13 de julio del 2010 y decreto 092



de enero 17 del 2011), en el Título H-3, de “Estudios Geotécnicos”. Tabla H.3.1-1

Categoría de la unidad de construcción MEDIA, Tabla H.3.2-1 número mínimo de sondeos 3 cuyo 50% debe tener profundidad mínima de 6 m por su longitud.

Los sondeos se encuentran distribuidos en el área del proyecto tal como se muestra en la Planta de Localización General de Sondeos Anexo: 1.

En el Anexo: 2 se presentan los Registros de Perforación de los sondeos realizados, que incluyen información sobre la estratigrafía, el nivel freático y la resistencia del perfil de suelos.

2.4 ENSAYOS DE LABORATORIO

De cada sondeo se tomaron muestra para realizar los ensayos de laboratorio. Las muestras recuperadas se les realizaron los siguientes ensayos.

- ❖ Límites de consistencia
- ❖ Humedad natural
- ❖ Granulometría por tamizado
- ❖ Peso unitario
- ❖ Clasificación
- ❖ Compresión inconfiada

En el anexo se presenta el resumen de los resultados de los ensayos de laboratorio efectuados.

Como los suelos existentes son de origen sedimentario de grano fino, se obtuvieron muestras tipo Shelby y bolsa, sobre las cuales se realizaron Ensayos de Laboratorio, definidos por las Normas NTC por el Instituto Colombiano de Normas Técnicas y Certificación ICONTEC, de la Sociedad americana para ensayos y Materiales ASTM, a las cuales se hace referencia en el Capítulo H.2 de la NSR – 10, que incluyen:

NTC 1493 [ASTM D 4318]: Ensayo Para Determinar los Límites Líquido y Plástico y el Índice de Plasticidad del Suelo (Para la fracción fina)

NTC 1495 [ASTM D 2216]: Ensayo Para Determinar el Contenido de Humedad Natural



3. ANÁLISIS DE RESULTADOS DEL ESTUDIO

Tal como se puede observar en el anexo: 2, los Registros de Perforación de los sondeos realizados incluyen información sobre la estratigrafía, el nivel freático y la resistencia del perfil de suelos. En la Tabla 1, a continuación, se presenta una relación del número y profundidad de los sondeos realizados.

Número	Tipo	Profundidad sondeo	Profundidad Capa vegetal	Presencia de NAF
S.1	Barreno Manual	-6.00	-0.20 m	No
S.2	Barreno Manual	-6.10	-0.20 m	No
S.3	Barreno Manual	-6.00	-0.20 m	No
S.4	Barreno Manual	-6.00	-0.20 m	No

La estratigrafía está definida por una primera capa 0,20 m en algunas ocasiones aparece suelo vegetal, seguido por el suelo firme tipo arena arcillosas de tono Café claro con Arcillas arenosas inorgánicas hasta los 6,10m de profundidad.

4. ASPECTOS SÍSMICOS DEL SUBSUELO

De acuerdo con los resultados obtenidos de los trabajos de investigación del subsuelo y de acuerdo con lo establecido en las Normas Sismorresistentes NSR- 10, se pudo determinar que el perfil del subsuelo del sector corresponde al tipo E, al cual y para efectos sísmicos locales, le corresponde un coeficiente “Fa” para la zona de períodos cortos del espectro de 1.40, y “Fv” para la zona de períodos intermedios del espectro de 2.00; la aceleración máxima esperada en la superficie del terreno es de $A_a = 0.20g$ y $A_v = 0.20g$. La zona presenta riesgo sísmico intermedio.

Los anteriores parámetros sísmicos se obtuvieron de las tablas incluidas en la Norma NSR-10, como se consignan a continuación:

Zona de riesgo sísmico	INTERME
Tipo de suelo	E
Aa	0.20
Av	0.20
Fa	1.40
Fv	2.00



$$\bar{N} = \frac{\sum_{i=1}^n d_i}{\sum_{i=1}^n \frac{d_i}{N_i}}$$

N max= 50 golpes

N min=16 golpes

Tabla A.2.4-1
Clasificación de los perfiles

El número medio de golpes del ensayo de penetración estándar se obtiene por medio

de los dos procedimientos dados a continuación:

- a. Número medio de golpes del ensayo de penetración estándar en cualquier perfil del suelo indistintamente que este integrado por suelo no cohesivo o cohesivo, se obtiene por medio de:



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

Tipo de perfil	Descripción	Definición
A	Perfil de roca competente	$\bar{V}_s \geq 1500 \text{ m/s}$
B	Perfil de roca de rigidez media	$1500 \text{ m/s} > \bar{V}_s \geq 760 \text{ m/s}$
C	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$760 \text{ m/s} > \bar{V}_s \geq 360 \text{ m/s}$
	perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con cualquiera de los dos criterios	$\bar{N} \geq 50$, o $\bar{S}_u \geq 100 \text{ kPa} (\approx 1 \text{ kgf/cm}^2)$
D	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$360 \text{ m/s} > \bar{V}_s \geq 180 \text{ m/s}$
	perfiles de suelos rígidos que cumplan cualquiera de las dos condiciones	$50 > \bar{N} \geq 15$, o $100 \text{ kPa} (\approx 1 \text{ kgf/cm}^2) > \bar{S}_u \geq 50 \text{ kPa} (\approx 0.5 \text{ kgf/cm}^2)$
E	Perfil que cumpla el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$180 \text{ m/s} > \bar{V}_s$
	perfil que contiene un espesor total H mayor de 3 m de arcillas blandas	$IP > 20$ $w \geq 40\%$ $50 \text{ kPa} (\approx 0.50 \text{ kgf/cm}^2) > \bar{S}_u$
F	<p>Los perfiles de suelo tipo F requieren una evaluación realizada explícitamente en el sitio por un ingeniero geotecnista de acuerdo con el procedimiento de A.2.10. Se contemplan las siguientes subclases:</p> <p>F_1 — Suelos susceptibles a la falla o colapso causado por la excitación sísmica, tales como: suelos licuables, arcillas sensitivas, suelos dispersivos o débilmente cementados, etc.</p> <p>F_2 — Turba y arcillas orgánicas y muy orgánicas ($H > 3 \text{ m}$ para turba o arcillas orgánicas y muy orgánicas).</p> <p>F_3 — Arcillas de muy alta plasticidad ($H > 7.5 \text{ m}$ con Índice de Plasticidad $IP > 75$)</p> <p>F_4 — Perfiles de gran espesor de arcillas de rigidez mediana a blanda ($H > 36 \text{ m}$)</p>	



Tabla A.2.4-3

Valores del coeficiente F_a , para la zona de periodos cortos del espectro

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

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

Tabla A.2.4-4

Valores del coeficiente F_v , para la zona de periodos intermedios del espectro

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

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



En la Tabla 3.1 se presentan las categorías de clima por humedad con base en el Índice de Thornthwite.

Tabla 3.1. Clasificación climática de Thornthwite⁽⁸⁾

Categoría	Descripción	Índice de Thornthwite I_m
Árido	Muy pocas lluvias, alta evaporación	-100 a -61
Semi-árido	Pocas lluvias	-60 a -21
Sub-húmedo	Lluvia moderada ó lluvia fuertemente estacional	-20 a +19
Húmedo	Lluvia estacional calurosa moderada	+20 a +100
Superhúmedo	Lluvias con alta frecuencia o muchos días con superficie húmeda	$I_m > 100$

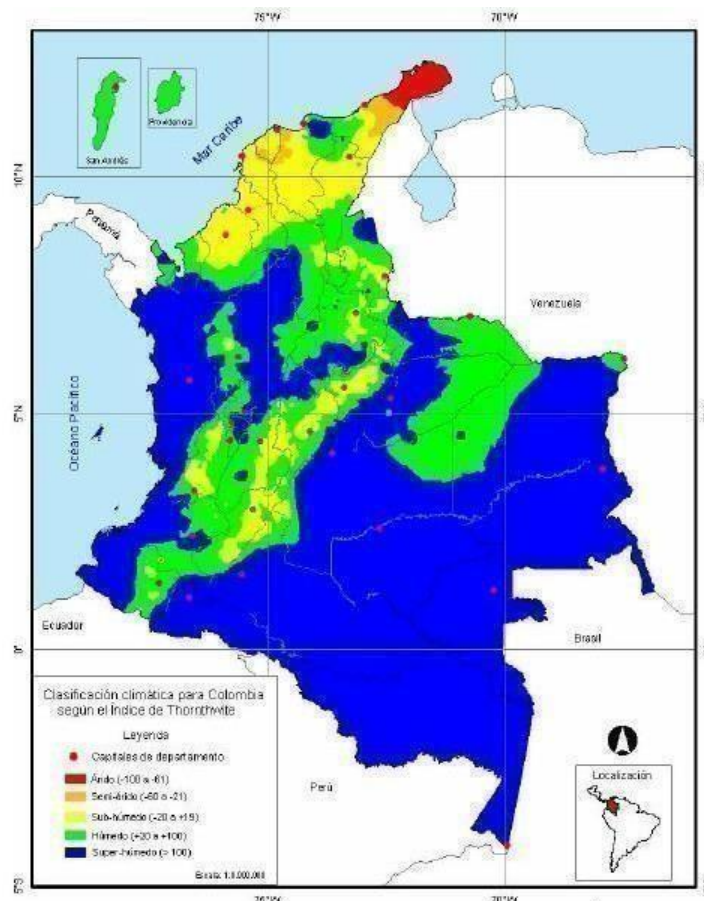
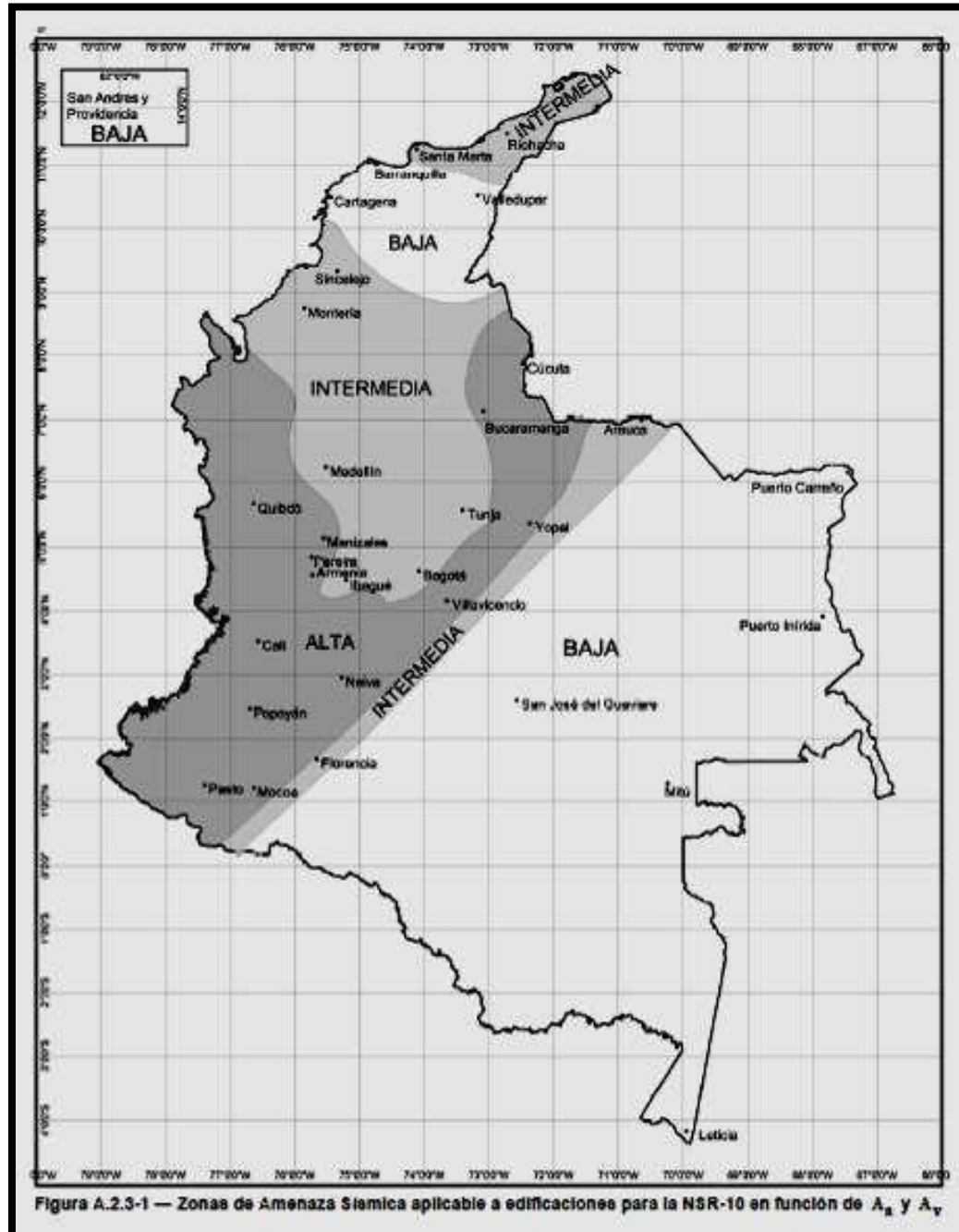


Figura 3.2. Clasificación climática de Colombia por humedad con base en el índice de

Clasificación climática de pacificación por humedad con base en el índice de thornthwite semihúmedo



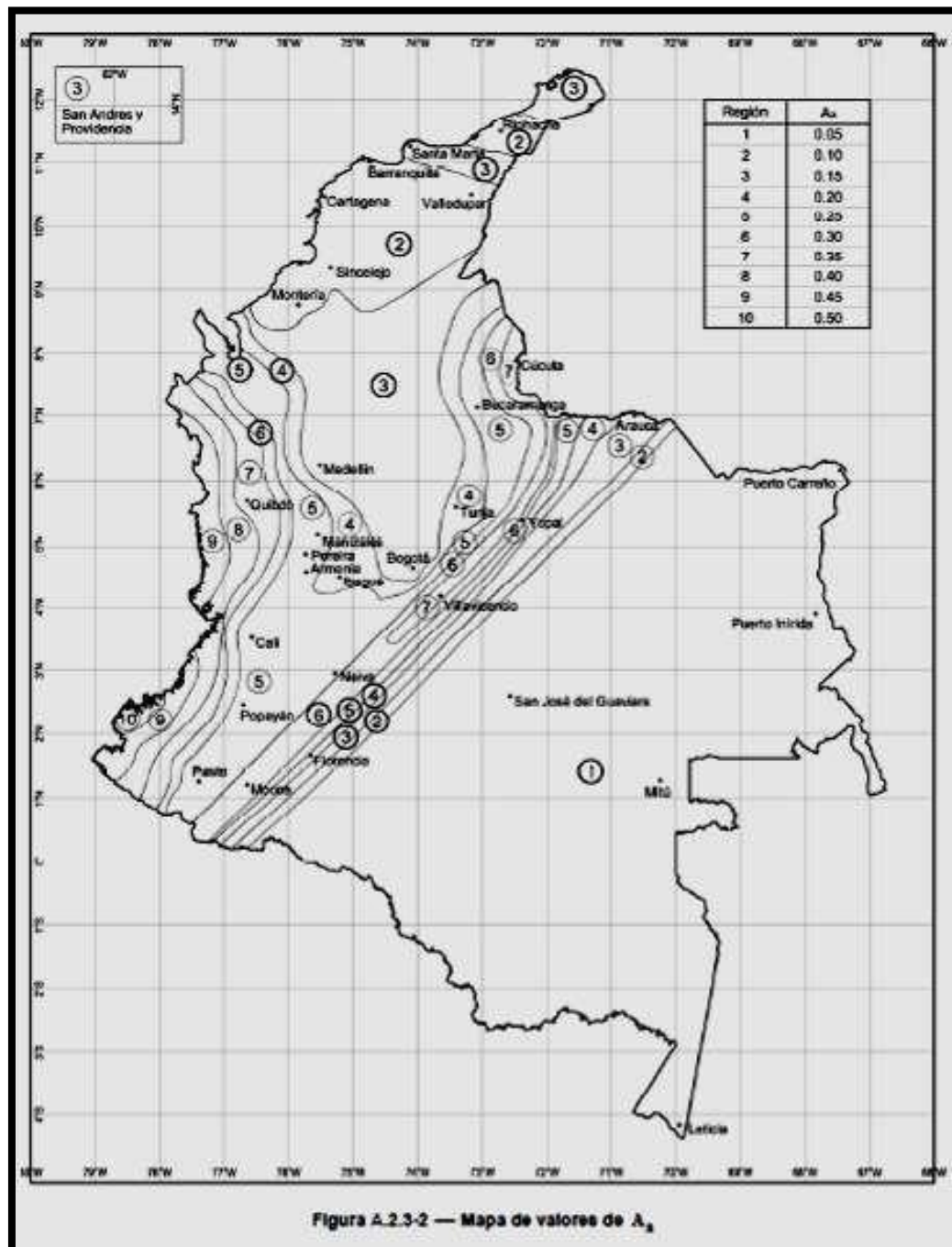
FIGURA 4.1 - ZONIFICACIÓN SISMICA EN FUNCIÓN DE A_a Y A_v SEGÚN NORMA NSR-10



Fuente: Norma sismo resistente NSR-10



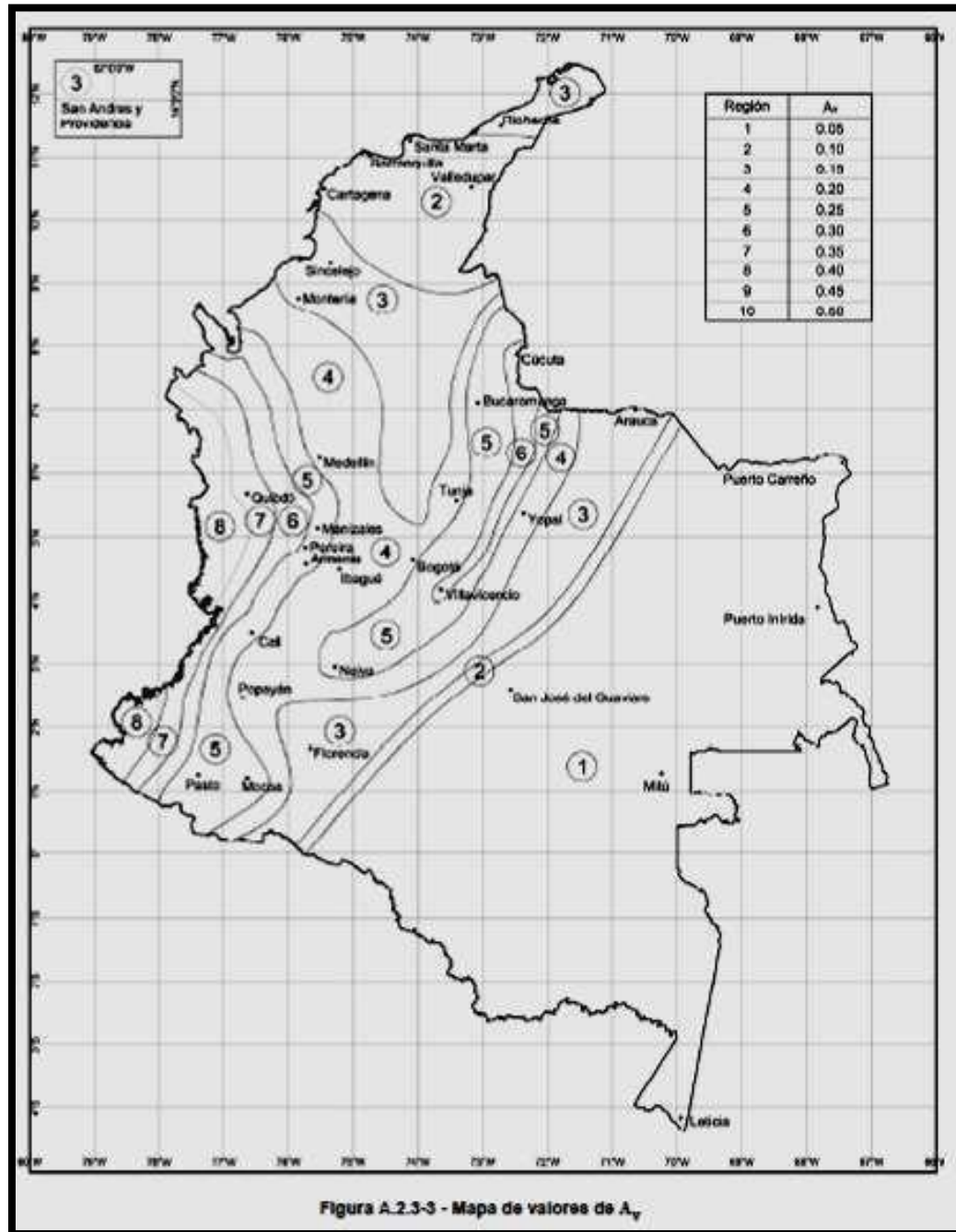
FIGURA 4.2 - MAPA DE VALORES A_a :



Fuente: Norma sismo resistente NSR-10



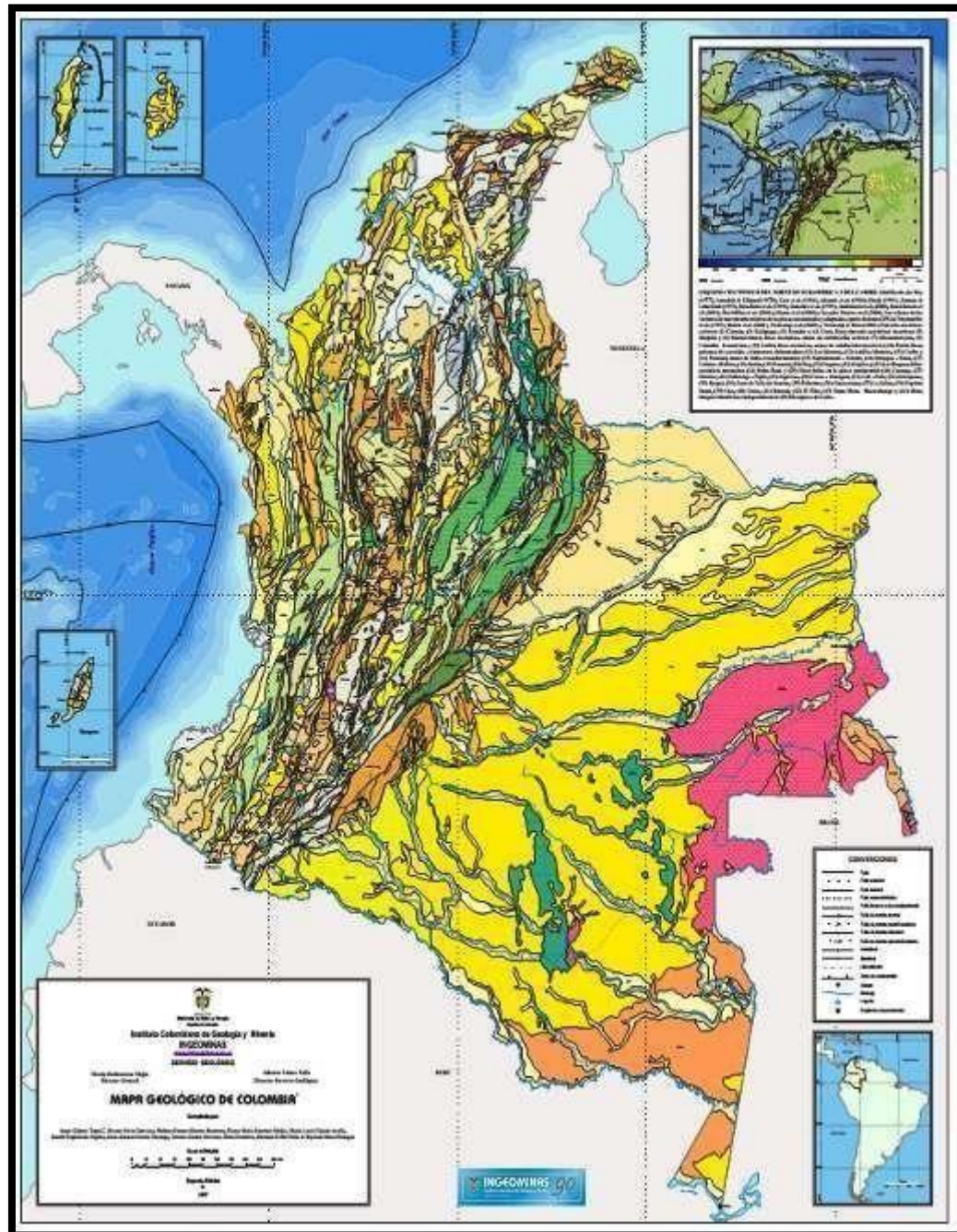
FIGURA 4.3 - MAPA DE VALORES A_v :



Fuente: Norma sismo resistente NSR-10



FIGURA - 4.5 - MAPA GEOLÓGICO DE COLOMBIA



Fuente: Instituto Colombiano de Geología y Minería INGEOMINAS



5. DESCRIPCION DE LA ZONA DE ESTUDIO

Descripción Física de Girardot:

El municipio de Girardot se encuentra en la región centro oriental del departamento de Cundinamarca, en la zona central de Colombia

Geológica y geográficamente de Girardot se encuentra en la depresión interandina del río Magdalena, unidad fisiográfica conocida como valle del Magdalena, el área municipal se encuentra en la zona de la cuenca alta del valle.

Las formaciones que tienen lugar en el municipio de Girardot. Son: San Juan de Río Seco, Gualanday, Guaduas, Grupo Honda, Guadalupe. Algunas de sus características son:

GEOLOGIA

FORMACION GUADALUPE. (Kg).

Esta formación está constituida esencialmente por arcillolitas, limonitas, abigarradas intercaladas con areniscas del paleoceno inferior.

FORMACION SAN JUAN DE RIO SECO O GUALANDAY (Tisj2).

Esta unidad está dividida de más antigua a joven en los miembros Armadillos, Almácigos y la Cruz, el inferior y el superior con predominio de gravas y conglomerados y el intermedio de lutitas rojas. La edad de la formación es del Oligoceno (36 millones de años)

GRUPO HONDA (T6, T6a).

La unidad está constituida por alternancia de gravas, areniscas y lutitas rojas, la unidad descansa discordantemente sobre el infrayacente y presenta espesores hasta de 100 metros.

Las rocas sedimentarias del grupo Honda, constituido por intercalaciones de areniscas y arcillolitas, está cubierta por vegetación arbusto baja y rastrojos, con taludes desprotegidos.

Los procesos de remoción en masa identificados en esta unidad son desprendimientos y desplomes de bloques de areniscas ocasionados, en la mayoría de los casos por socavación y pérdida de soporte.

DEPOSITOS RECIENTES Y TERRAZAS (Q).

Pertenece al cuaternario y están compuestos por arenas, gravas, limos, arcillas, terrazas, coluvios, deslizamientos, morrenas y efluviol glaciares, las terrazas están conformadas por abanicos procedentes de la cordillera central que contiene material andesítico (cantos y tobos) en abundancia



CARACTERIACION GEOLOGICA

El atlas geológico digital ingeominas en su plancha 5-09, muestra en el sector donde se encuentra localizado el predio, una cobertura completa por la unidad geológica definida como N3n7-sc, identificado como:

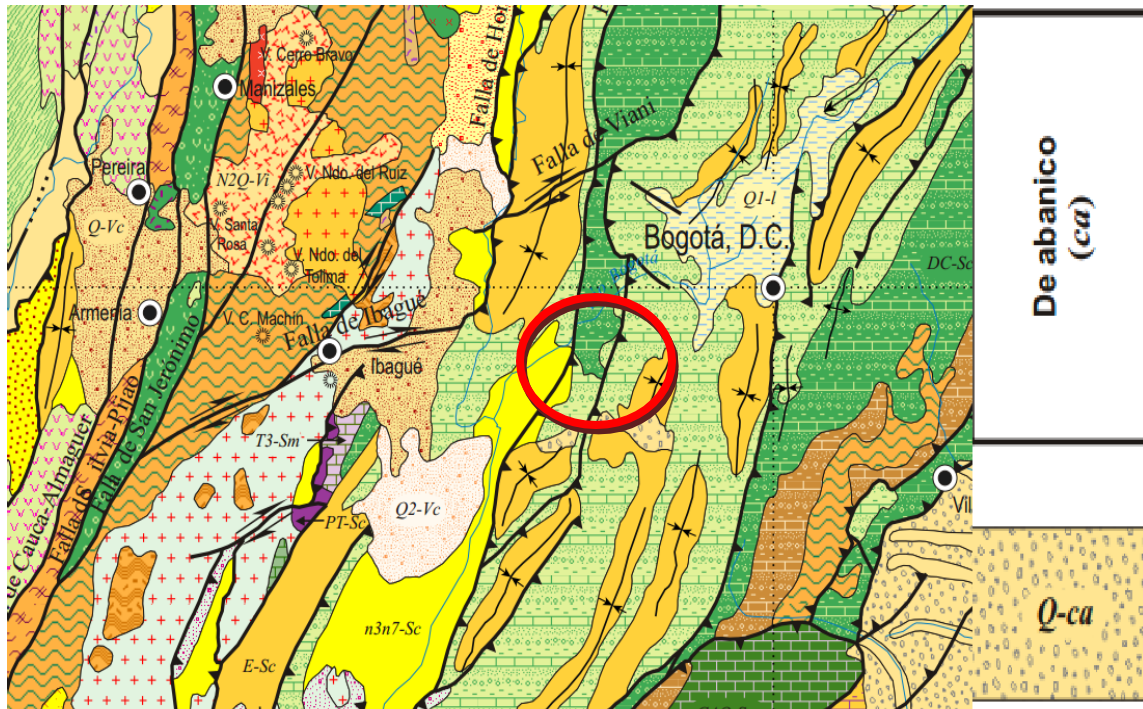
ROCAS: Tipo deposito: vulcano clásico Eón.

Fanerozoico

Era: Genozoico Periodo:

Cuaternario Edad: Holoceno

Entorno Geológico Regional del Proyecto





En el cuadro de a continuación se detalla el sector de perforación, el tipo de suelo, según la NTC 15041 y la U.S.C2.

Tabla 1. Perfiles Estratigráficos

Profundidad	Clasificación usc
0-10 m – 0,20/m	Capa / vegetal
0,20// 2,80 m -6,00 m	CH- CL

Denominaciones Típicas del Suelo 3:

6.1 LIMITES DE CONSISTENCIA Y CONTENIDOS DE HUMEDAD

Para estos límites se tienen la siguiente clasificación:

Tabla 2. Arcillas SC-CL

LL, %	LP, %	IP, %	ω , %
42	27	15	2.0

El porcentaje de finos es mayor del 12 %, la plasticidad presente es poca en, presentando una mínima plasticidad en sus finos.

Tabla 3. Arcillas SC-CL

LL, %	LP, %	IP, %	ω , %
42	29.	13	5.0

Índice de Compresión Cc: 0.31 (Mediana Compresibilidad) Con base a estos datos nos da una clasificación de Arena Arcillosa, SC con presencia de finos CL



6. ANÁLISIS DE LOS RESULTADOS

6.1 DESCRIPCIÓN DEL SUBSUELO

Para determinar las propiedades geomecánicas del subsuelo encontrado, se toma como base las Normas Vigentes para Colombia (NSR-10 / INVIAS-13) para seguir el plan de inspección y ensayos de caracterización física como se relaciona en la Tabla 1-4 cantidad de ensayos ejecutados.

Tabla 7. Cantidad de ensayos ejecutados

Ensayo	Norma Invias	Sondeo 1	Sondeo 2	Sondeo 3	Sondeo 4
Humedad Natural	E-122	4	4	4	4
Límites de Consistencia	E-125/126	4	4	2	4
Lavado Tamiz No. 200	E-213/214	4	3	4	4
Peso Unitario	E-152	3	4	3	4
Compresión Inconfinada	E-152	N/A	N/A	N/A	N/A
Ensayo SPT valor N	E-211	6.00 mtrs	6.10 mtrs	6.00 mtrs	6.00 mtrs

7. CAPACIDAD PORTANTE Y NIVEL DE CIMENTACION

ANÁLISIS DE LOS RESULTADOS

Según los resultados del Ensayo de Penetración Standard SPT para los sondeos efectuados presentan variación de capacidad de soporte entre los distintos sectores del lote, de igual manera se presenta diferentes tipos de perfiles con características propias de cada una, Para los sondeos donde se presentaron Arcillas con limos (en promedio de 9 (golpes / pies), el valor más bajo, nos indica que el suelo posee una consistencia media con capacidad de soporte comprendida ente 0.9. a 1.4 Kg/cm². en una profundidad comprendida entre los 0.4 a 1 metros.

Para el segundo estrato conformado por limo Arcillosos se presenta (en promedio de 13 (golpes / pies), nos indica que el suelo posee una consistencia semidura para con una capacidad de soporte comprendida ente 1.3 a 1.7 Kg/cm². hasta una profundidad a 2.2 metros. A la profundidad de 4 mts se presenta una mayor consistencia del terreno llegando hasta una capacidad de soporte de 2.5 Kg/cm².

Para los sondeos donde se presentaron Arcillas Limosas en promedio de 23 (golpes / pies), nos indica que el suelo posee una consistencia dura con capacidad de soporte comprendida ente 2.14. A 2.81 Kg/cm². En una profundidad comprendida entre los 0.9 a 2.50 metros.



El terreno presenta a mayor profundidad una mayor resistencia.

Todo el resto del lote presenta una capa de material orgánico de 15 a 20 cm.

Analizando los resultados de los ensayos en los diferentes estratos del sondeo, se deduce lo siguiente.

Se presenta estrato, entre los 1.00 los 3.0 mts de Limos de color café Clara CL

Se presenta capa generalizada de arcillas Limosas, de baja consolidación, hasta las profundidades exploradas.

Según los resultados del Ensayo de Penetración Standard SPT (en promedio de 20 golpes / pies), nos indica que posee una consistencia semidura, con una capacidad de soporte comprendida ente 1.7 a 2.2 Kg. /cm² entre 0.2 mts a 0.9 mts.

Las muestras in confinadas obtenidas a profundidades medias entre 1 a 1.6 mts están arrojando una compresión simple de 2.21 Kg. /cm², 2.39 Kg. /cm²,

Los sondeos presentaron iguales capacidad de soporte para cada estrato el cual se efectuó con el penetrometro estándar SPT. Y corroborado con muestras inconfiadas.

7.1 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Acorde con los resultados obtenidos en los ensayos de compresión inconfiada y SPT efectuados, y tomando en cuenta el estrato de Limos, se establece como capacidad portante para el diseño estructural de la cimentación 2.2 Kg. /cm².

El nivel de cimentación de 1.6 mts la cimentación se establece considerando que esta es la profundidad adecuada para generar el desplante de las zapatas.



MEMORIA DE CALCULO - METODO DE TERZAGHI

CAPACIDAD DEL SUELO

Elementos Del Calculo: asumimos la carga sobre la capa de desplante

Predimensionamiento zapata :

asumiendo una zapatas aisladas con viga de enlace:

Df: Profundidad desplante =	1	metro
qu: Resistencia compresion =	20	Tn/m2
D': Densidad Suelo =	1,65	Tn/m2

Formula Terzaghi suelos arcillosos

ϕ	Nc	Nq	Ny
0	5,7	CERO	CERO

qc: Capacidad De Carga Ultima

$$q_c = 2.85 \cdot q_u \cdot (1 + 0.3 \cdot (B/L)) + D' \cdot D_f$$

qc: 37,05 + 3,3

qc: 40,35 Tn/m2

Fs: Factor de seguridad= 3

qad: Capacidad Admisible

12,35 + 3,3

qad: 15,65 Tn/m2

CARGAS MAXIMA POR ZAPATA

CARGA	ZAPATAS
Tn	cuadrada
5,00	0,57
8,00	0,71
9,00	0,76
10,00	0,80
20,00	1,13



ALTERNATIVA 1.

El primer sistema de cimentación recomendado consiste en zapatas aisladas o corridas con viga de amarre para minimizar el riesgo de asentamientos diferenciales.

Para lo cual se debe generar una restitución de 30 cm con material afirmado compactado a 95 % del proctor que sirva de plataforma de apoyo de las vigas de enlace y zapatas.

CAPACIDAD ADMISIBLE Q_a .

Basados en la capacidad de soporte último $q_u = 16.8 \text{ Kg./cm}^2$ Se determinó la capacidad admisible para: 1.75 Kg/cm^2

Zapatas aisladas desplantadas a 1.0 m² con viga y de 2.0 m² si va a ir en escala la cimentación con viga de enlace para distintos tamaños se tiene:

ALTERNATIVA 2

PARA ESTRATOS DE ARCILLOSOS LIMOSOS

Basados en la capacidad de soporte último $q_u = 2.2 \text{ Kg/cm}^2$ La capacidad admisible: $q_a = 19.8 \text{ Kg/cm}^2$

Para estructuras de más de tres pisos se recomienda desplante a -1.4 mt para cimentación con zapatas aisladas.

Basados en la capacidad de soporte último a -1.6 m, $q_u = 2.7 \text{ Kg/cm}^2$ Se determinó la capacidad admisible para: $q_a = 1.84 \text{ Kg/cm}^2$

Para el suelo con presencia de limos arcillosos:

Basados en la capacidad de soporte último, $\phi = 31^\circ$ Con $q_u = 0.9 \text{ Kg/cm}^2$ La capacidad admisible: $q_a = 5.65 \text{ Kg/cm}^2$

Para estructuras de más de tres pisos se recomienda desplante a -1.9 mt para cimentación con zapatas aisladas.

Basados en la capacidad de soporte último a -1.9 m, un $\phi = 31^\circ$ $q_u = 1.2 \text{ Kg/cm}^2$ Se determinó

la capacidad admisible para: $q_a = 2.19 \text{ Kg/cm}^2$

El primer sistema de cimentación recomendado consiste en zapatas aisladas o corridas con viga de amarre para minimizar el riesgo de asentamientos diferenciales. Para edificaciones con cargas mayores y de más de cuatro pisos.

Efectuar de 20 cm capa de afirmado compactado al 95 % del proctor estándar. La profundidad de desplante recomendado es de -1 mt.



7.2 GENERAR FILTRO PERIMETRAL Y CUNETAS NECESARIA

Proyecto presentara zonas verdes lo cual generara aguas de escorrentías y susuperficiales que afecten la estructura. Lo cual se recomienda generar filtros perimetrales de geodren o geotextiles.

El filtro de geotextil debe cumplir que tuvo perforado a usar debe tener el diámetroadecuado, el material de lleno debe cumplir que:

Los filtros deben llegar a una caja de inspección.

La densidad promedio del suelo está entre **0.14 a 0.17 Kg/cm²**.

El ángulo de fricción de suelo está entre los 26° y 28 °

TABLA 1.3
ANGULO DE FRICCIÓN INTERNA "θ"

Tipo de suelo	θ ° (grados)
<i>Arena: granos redondeados</i>	
Suelta	27 - 30
Media	30 - 35
Densa	35 - 38
<i>Arena: granos angulares</i>	
Suelta	30 - 35
Media	35 - 40
Densa	40 - 45
<i>Grava con algo de arena</i>	34 - 48
<i>Arcillas consolidadas</i>	20 - 30
<i>Limos</i>	26 - 35

Braja M. Das, 2001

8. ESTRUCTURA DEL ESTUDIO

8.1 ANÁLISIS DE SENTAMIENTOS.

Los asentamientos en suelos granulares se presentan inmediatamente después de este ser cargado a diferencia de los suelos cohesivos para los cuales el período de respuesta es más lento, además pueden ser apreciablemente reducidos, sin embargo, hay que estimarlos con precisión porque la mayoría de las estructuras son más sensibles a los asentamientos rápidos de distorsión que a los lentos, hasta el punto que el diseño en este tipo de suelos resulta regido por el criterio de asentamiento.



Para estimar los valores de asentamientos se empleó el método elástico de Schilcher(1926) el cual consiste conocer las propiedades del suelo el cual se va apoyar la estructura con sus dimensiones y establecer los asentamientos de una estructura rígida o una estructura flexible. Y del suelo obtenemos los siguientes valores y son remplazados en las ecuaciones:

Carga admisible $q_{adm} = 50\text{KN}$

Módulo de elasticidad Young= 0.15 N/m^2

Coeficiente de Poissons= 2.0 Kg/cm^2

Asientos			
Carga flexible			Carga rígida
• Esquina :	• Centro :	• Valor medio :	• Carga rígida :
$s = q \cdot b \cdot \frac{1-\nu^2}{E} \cdot I_p$	$s = 2 \cdot q \cdot b \cdot \frac{1-\nu^2}{E} \cdot I_p$	$s = s_{(centro)} \cdot 0.848$	$s = 93\% \cdot s_{(valor\ medio)}$

Siendo:

$$I_p = \frac{1}{\pi} \cdot \left[m \cdot \ln \left(\frac{(m^2 + 1)^{1/2} + 1}{m} \right) + \ln \left[(m^2 + 1)^{1/2} + m \right] \right]$$

Una vez obtenidos todos los valores remplazamos en la ecuación de Asentamientos, y obtenemos el resultado de los asentamientos basado en el método elástico obtenidos en las perforaciones de campo, el resultado obtenido es de 1.29 cm, este valor no sobrepasa el límite de 2,50 cms exigido por la norma, para llevar a cabo el estudio de suelos, se tomaron muestras representativas de los estratos encontrados. Con las muestras obtenidas se procedió a clasificar el suelo mediante los ensayos de humedad natural, granulometrías y límites de Atterberg empleando las muestras alteradas y con las muestras inalteradas se determinó la capacidad portante por medio del ensayo de la compresión confinada y SPT.

8.2 INTERACCIÓN SUELO ESTRUCTURA & ASENTAMIENTOS

Dónde: $A_s = \text{Asentamiento [cm]} = 1,02/1,71$

$K_s = \text{Coeficiente de balasto [T/m}^3] = 884/1453\text{ Ton/m}^3$



Para llevar a cabo el estudio de suelos, se tomaron muestras representativas de los estratos encontrados. Con las muestras obtenidas se procedió a clasificar el suelo mediante los ensayos de humedad natural, granulometrías y límites de Atterberg empleando las muestras alteradas y con las muestras inalteradas se determinó la capacidad portante por medio del ensayo de la compresión inconfiada y SPT.

Con el análisis de los resultados obtenidos se realizaron las recomendaciones pertinentes acerca del tipo de cimentación adecuada para la portería y el ascensor buscando cumplir con los requerimientos de esfuerzos y deformaciones y teniendo en cuenta el factor económico, lo cual incluye análisis de capacidad portante, profundidad de cimentación y recomendaciones constructivas.

La transmisión de las cargas de la estructura hacia la cimentación se realiza por áreas tributarias, que es el área cargada de una estructura particular que contribuye en forma directa a la carga aplicada a un miembro particular de la estructura, en este caso la columna que transmite a la cimentación.

Áreas Tributarias

Interna (I) ?	x
Extrema (EX) ? Esquinada (ES) ?	
L'	3.0 m
B'	3.0 m
Evaluación cargas	40 kN/m ²
Fuerza vertical	360 kN

Según los resultados obtenidos, el menor valor de capacidad portante admisible para la zapata de cimentación es de **98.64 kN/m²**

9. CARACTERÍSTICAS DEL SUELO

Analizando los resultados de los sondeos en los diferentes estratos en cada uno de los sondeos, se obtuvo los siguientes resultados.

9.1 PERFIL DEL SUELO

El suelo del lote es en términos generales es homogéneo de perfiles de igual características, estando constituido por los siguientes estratos:

- ❖ Capa de material orgánico hasta. – 0.20 mts.
- ❖ Capa de material Limos SC-CL de -0.20 hasta 3.50 y 6.10 mts.

MANZANA 6 CASA 14, B/KENNEDY Cel. 320-3766198/319-3932450 Girardot (Cundí)

Email: ing.miguel-ramirez09@hotmail.com



Figura 5. Sondeos (4)

SONDEO-1

PROFUNDIDAD	DESCRIPCIÓN	SIMBOLO
0,00 m	Relleno orgánico.	
1,00 m		
1,00 m	Arcilla ligera arenosa café y amarillo compactidad media humedad media.	
2,50 m	CL Muestra No 1 S.P.T. 9-12-13	
2,50 m	Arcilla ligera arenosa café y amarillo compactidad media humedad media.	
4,00 m	CL Muestra No 2 S.P.T. 13-15-16	
4,00 m	Arena arcillosa con grava café y amarillo compactidad media humedad media.	
4,60 m	SC Muestra No 3 S.P.T. 24-27-33	
4,60 m	Arena arcillosa con grava café bien compacta compactidad dura humedad media.	
6,00 m	SC Muestra No 4 S.P.T. 26-32-34	

SONDEO-2

PROFUNDIDAD	DESCRIPCIÓN	SIMBOLO
0,00 m	Relleno orgánico.	
1,00 m		
1,00 m	Arcilla ligera arenosa café y amarillo compactidad media humedad media.	
2,50 m	CL Muestra No 1 S.P.T. 8-10-11	
2,50 m	Arcilla ligera arenosa café y amarillo compactidad media humedad media.	
4,00 m	CL Muestra No 2 S.P.T. 13-14-19	
4,00 m	Arena arcillosa con grava café y amarillo compactidad media humedad media.	
5,50 m	SC Muestra No 3 S.P.T. 15-18-21	
5,50 m	Arena arcillosa con grava café bien compacta compactidad dura humedad media.	
6,10 m	SC Muestra No 4 S.P.T. 16-24-31	

MANZANA 6 CASA 14, B/KENNEDY Cel. 320-3766198/319-3932450 Girardot (Cundí)

Email: ing.miguel-ramirez09@hotmail.com



SONDEO-3

PROFUNDIDAD	DESCRIPCIÓN	SIMBOLO
0,00 m	Relleno orgánico.	
1,00 m		
1,00 m	Arcilla ligera arenosa café y amarillo compactad media humedad media.	
2,60 m	CL Muestra No 1 S.P.T. 9-11-13	
2,60 m	Arcilla ligera arenosa café y amarillo compactad media humedad media.	
3,10 m	CL Muestra No 2 S.P.T. 14-17-21	
3,10 m	Arena arcillosa con grava café y amarillo compactad media humedad media.	
4,50 m	SC Muestra No 3 S.P.T. 18-23-27	
4,50 m	Arena arcillosa con grava café bien compacta compactad dura humedad media.	
6,00 m	SC Muestra No 4 S.P.T. 24-29-33	

SONDEO-4

PROFUNDIDAD	DESCRIPCIÓN	SIMBOLO
0,00 m	Relleno orgánico.	
1,00 m		
1,00 m	Arcilla ligera arenosa café y amarillo compactad media humedad media.	
2,50 m	CL Muestra No 1 S.P.T. 9-12-13	
2,50 m	Arcilla ligera arenosa café y amarillo compactad media humedad media.	
4,00 m	CL Muestra No 2 S.P.T. 13-15-16	
4,00 m	Arena arcillosa con grava café y amarillo compactad media humedad media.	
4,60 m	SC Muestra No 3 S.P.T. 24-27-33	
4,60 m	Arena arcillosa con grava café bien compacta compactad dura humedad media.	
6,00 m	SC Muestra No 4 S.P.T. 26-32-34	

MANZANA 6 CASA 14, B/KENNEDY Cel. 320-3766198/319-3932450 Girardot (Cundí)

Email: ing.miguel-ramirez09@hotmail.com



9.2 NIVEL FREÁTICO

En el momento de los ensayos In Situ NO SE identificó Aguas Subterráneas en cada Sondeo relacionado en el siguiente cuadro:

Numero	Profundidad Sondeo	Presencia De NAF
S.1	-6.00	No
S.2	-6.10	No
S.3	-6.00	No
S.4	-6.00	No

Los cambios que el nivel de aguas freáticas sufre durante el año con las estaciones climáticas, se produce de preferencia en zonas bajas con escasea de escorrentía lateral. Los cambios de humedad que el suelo sufre por este motivo, dependen tanto de la profundidad media del Nivel de Aguas Freáticas, como la capilaridad del suelo. Sin embargo, este nivel corresponde a un valor puntual en el tiempo y puede variar según las condiciones de lluvia y manejo de aguas subterráneas.

9.3 CARACTERIZACIÓN GEOMECÁNICA

Como Resultado de las Fases de Exploración, Muestreo, Laboratorio y Análisis e Interpretación de Resultados se ha logrado Caracterizar Geomecánicamente el Subsuelo del Área en Estudio. Cabe hacerse notar que al comparar los resultados obtenidos de las perforaciones.

9.4 LICUEFACCIÓN DE LOS SUELOS

Los suelos con mayor susceptibilidad de licuefacción, son las arenas sueltas o muy sueltas y sumergidas y limpias. Se debe tener especial cuidado con arenas que son producto de depósitos recientes de ríos, suelos eólicos, llanuras de inundación, etc.; pero la zona del proyecto no corresponde con estas circunstancias críticas

Cuenca estratigráfica del proyecto, predominan los suelos cohesivos, pero existe un estrato de suelo arenoso a una profundidad promedio de cuatro metros, con un espesor de un metro. El estrato de suelo granular, corresponde con unos limos, con presencia de finos hasta del 5 y 12%, que es un valor significativo y que blindará la arena de procesos de pérdida de resistencia ante los excesos de presiones de poros generadas por una sollicitación cíclica. Además, la arena encontrada, tiene una compactación media, con valores promedio de N, medidos en la prueba de SPT, de 18 golpes.

9.5 RELLENO ESTRUCTURALES Y SUELOS CEMENTOS

Se recomienda para estos casos rellenos en suelo cemento aplicando los parámetros establecidos por el Art. 340-13 de la Norma Técnica para Construcción

MANZANA 6 CASA 14, B/KENNEDY Cel. 320-3766198/319-3932450 Girardot (Cundí)

Email: ing.miguel-ramirez09@hotmail.com



de Carreteras INVIAS-07; estos rellenos para mejorar la capacidad de soporte los agregados empleados para esta actividad deben cumplir los siguientes requisitos:

10. CLASIFICACIÓN SÍSMICA DEL SUELO

De acuerdo con los efectos locales descritos en el NSR –Diseño y Construcción Sismo Resistente, Ley 1400 de 1990, decreto 926 del 19 de marzo del 2010, decreto 2592 del 17 de enero de 2011 [A.2.4 & Apéndice H-sísmica de Colombia, el área del proyecto se encuentra en densidad sísmica Intermedia; el tipo de perfil de suelo se clasifica como:

Zona de Riesgo Sísmico:	Intermedia
Aceleración A_a :	0.20
A_v :	0.20
A_c :	0.09
A_d :	0.05
Perfil del Suelo:	E-perfil menor de 180 m/s $IP > 20$ $W > 40\%$
	50kPa ($=0,50\text{Kg/cm}^2$) $> s_u$
Coefficiente de Sitio:	1.5
Estructura de Ocupación:	Construcción portera principal y ascensor
Coefficiente de Importancia:	$I=1.00$



10 ESTRUCTURA DEL ESTUDIO

Para llevar a cabo el estudio de suelos, se tomaron muestras representativas de los estratos encontrados. Con las muestras obtenidas se procedió a clasificar el suelo mediante los ensayos de humedad natural, granulometrías y límites de Atterberg empleando las muestras alteradas y con las muestras inalteradas se determinó la capacidad portante por medio del ensayo de la compresión confinada y SPT.

Con el análisis de los resultados obtenidos se realizaron las recomendaciones pertinentes acerca del tipo de cimentación adecuada para cumplir con los requerimientos de esfuerzos y deformaciones y teniendo en cuenta el factor económico, lo cual incluye análisis de capacidad portante, profundidad de cimentación y recomendaciones constructivas.

De las perforaciones y los ensayos de laboratorio realizados a las muestras extraídas, así como de las observaciones efectuadas en el terreno, se determinó el perfil estratigráfico general del suelo

Recomendación Adicional.

Esta una variación en el proyecto o en las actividades de excavación se encuentra que las condiciones del suelo no corresponden a las aquí establecidas se deberá dar conocimiento para reformulación de las recomendaciones pertinentes.

Las dimensiones de la cimentación a desarrollar, estará determinada por el calculista estructural basado en los diseños estructurales,

10.1 MÓDULO DE REACCIÓN K

El módulo de reacción K o coeficiente de asentamiento se calculó por el método de Bowles mediante la utilización del software GeoStru LoadCap,

10.1.1 RESULTADOS CAPACIDAD PORTANTE - FS DIRECTO

A continuación, se presenta los resultados obtenidos en el estudio.

Resultados Capacidad Portante Zapata - Fs directo	
Capacidad Portante Admisible	221.55 kN/m ²
Módulo de Reacción K	8281.73 kN/m ³

10.2 EMPUJES DE TIERRAS

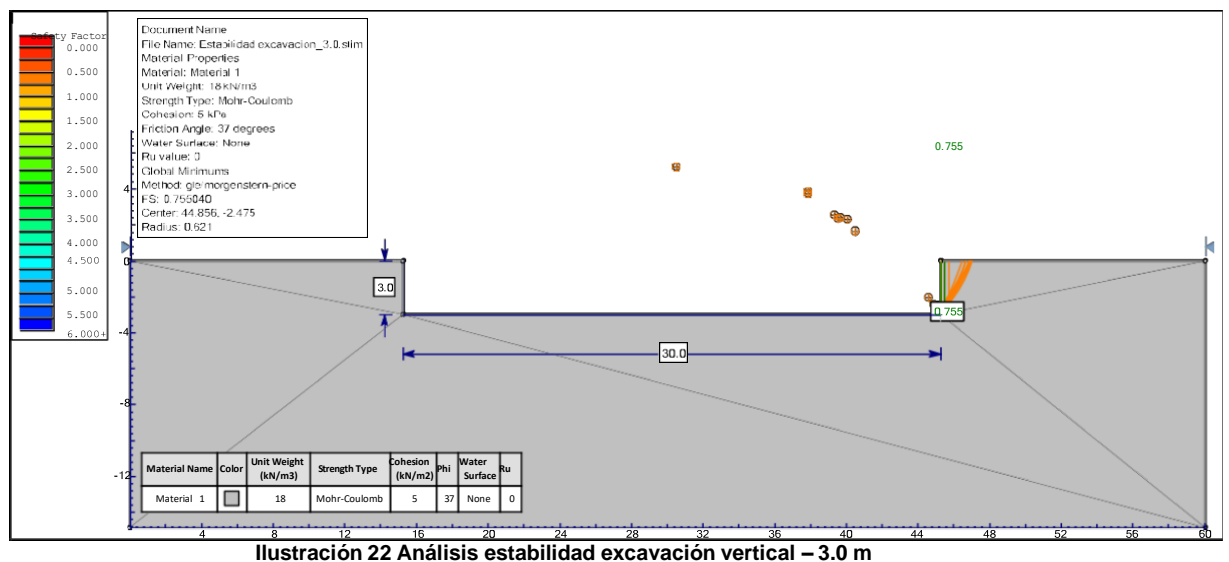
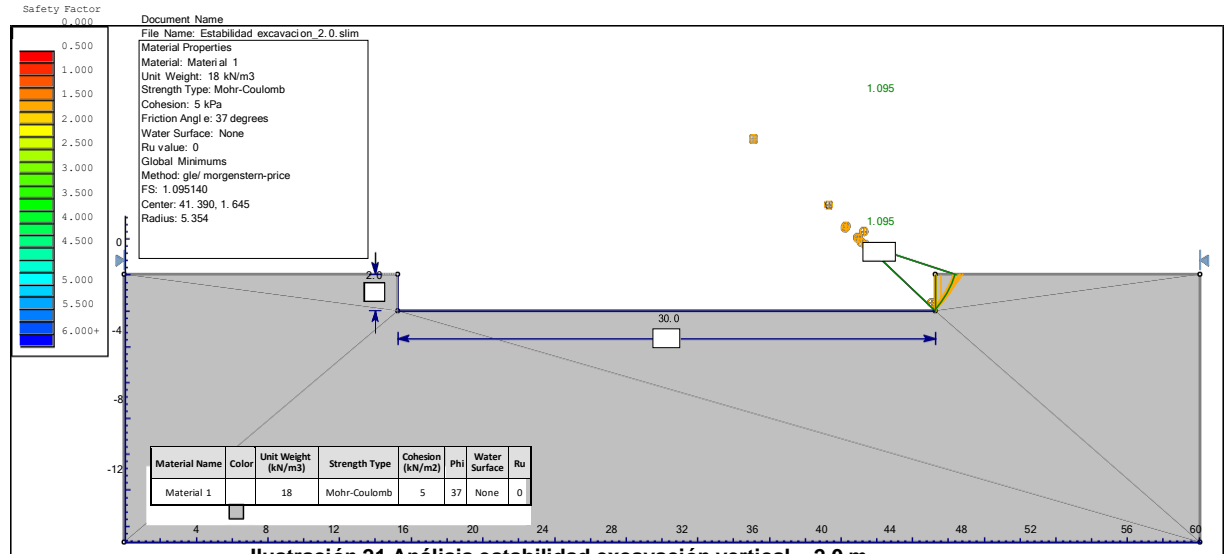
En caso de requerirse el uso estructuras de contención, su diseño se realiza en función de los empujes que deben soportar. Para ello, se debe calcular la distribución de esfuerzos horizontales sobre el muro como suma del empuje de tierras, la carga muerta (edificios), la carga viva (tráfico) y el empuje debido al agua.

MANZANA 6 CASA 14, B/KENNEDY Cel. 320-3766198/319-3932450 Girardot (Cundí)

Email: ing.miguel-ramirez09@hotmail.com



La estructura de contención escogida debe ser capaz de soportar el valor máximo alcanzado por el esfuerzo total en la profundidad de la excavación. La distribución de esfuerzos en profundidad describe curvas distintas según el tipo de terreno y los niveles de apuntalamientos previstos. El cálculo de los empujes se realizó dependiendo de los niveles de excavación. Para excavaciones inferiores a 2,50 m los empujes de tierra corresponderán con un diagrama triangular típico.



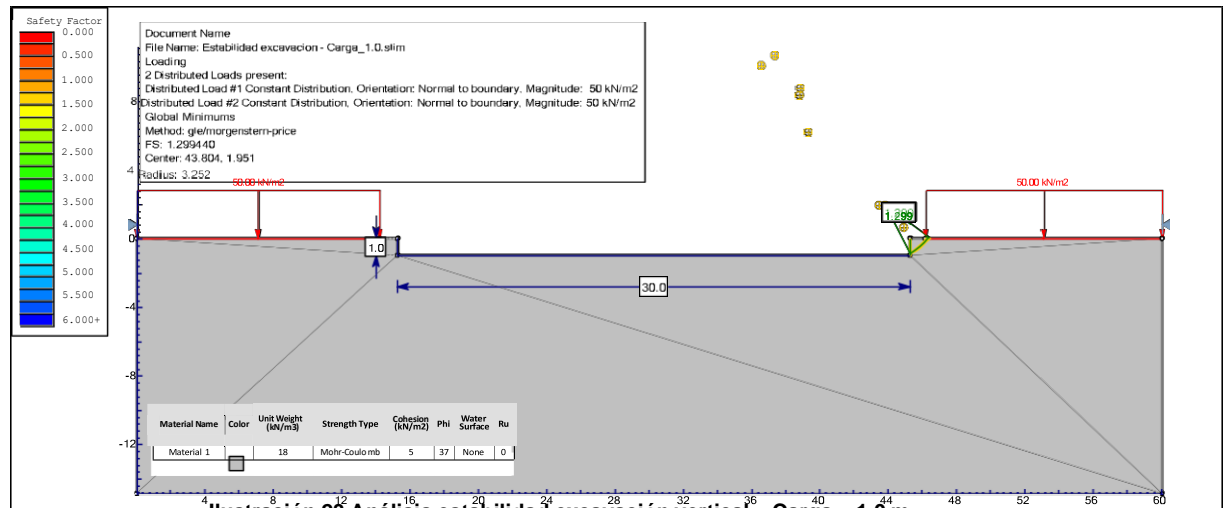


Ilustración 23 Análisis estabilidad excavación vertical + Carga = 1.0 m

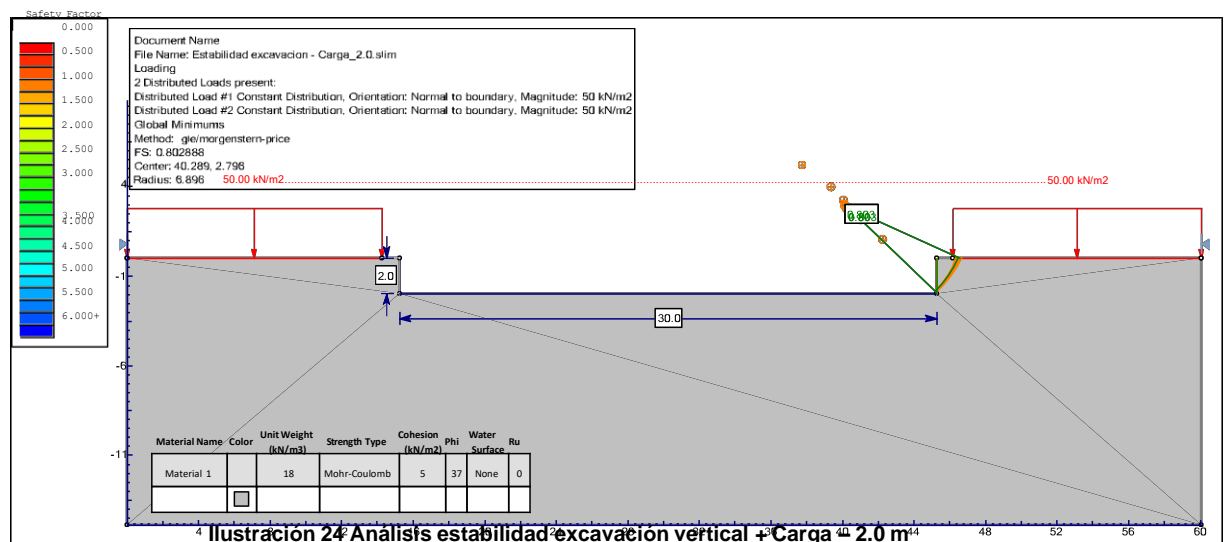


Ilustración 24 Análisis estabilidad excavación vertical + Carga = 2.0 m

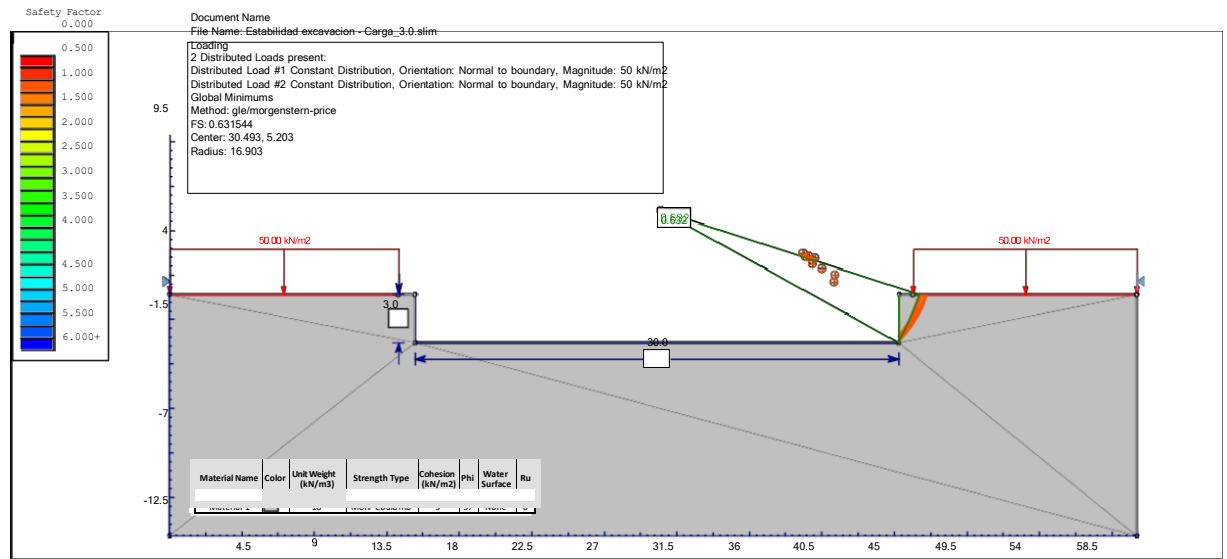


Ilustración 25 Análisis estabilidad excavación vertical + Carga – 3.0 m

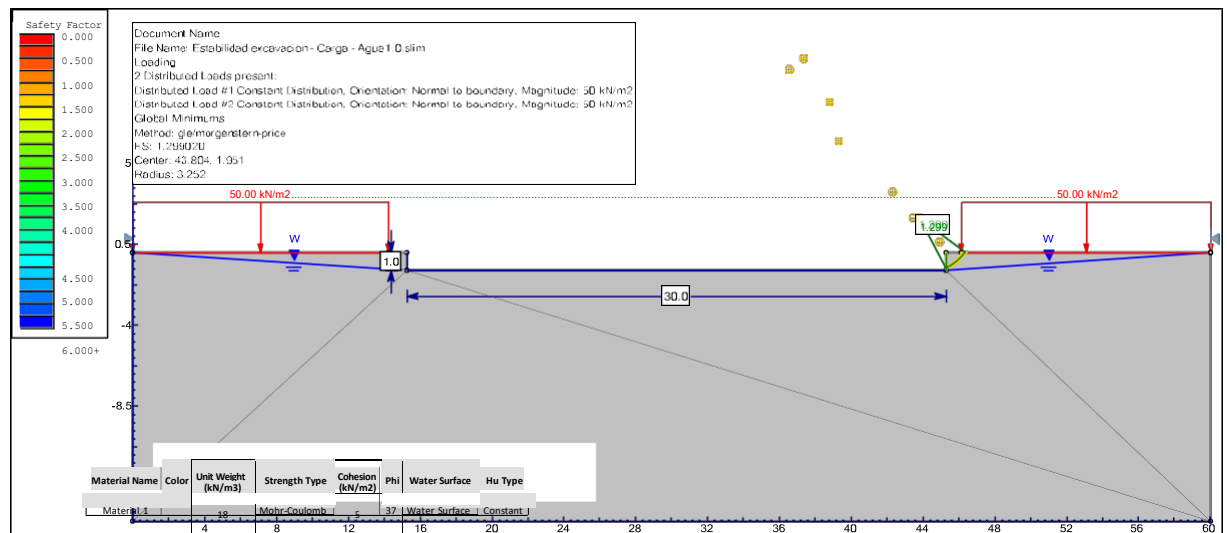


Ilustración 26 Análisis estabilidad excavación vertical + Carga + Nf– 1.0 m

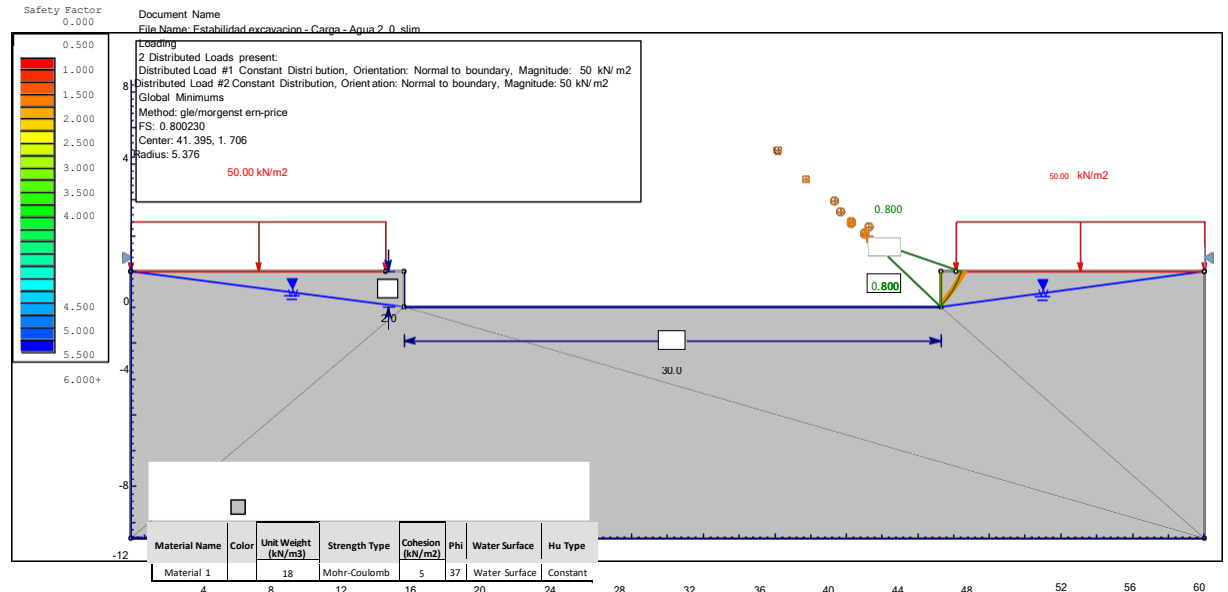


Ilustración 27 Análisis estabilidad excavación vertical + Carga – 2.0 m

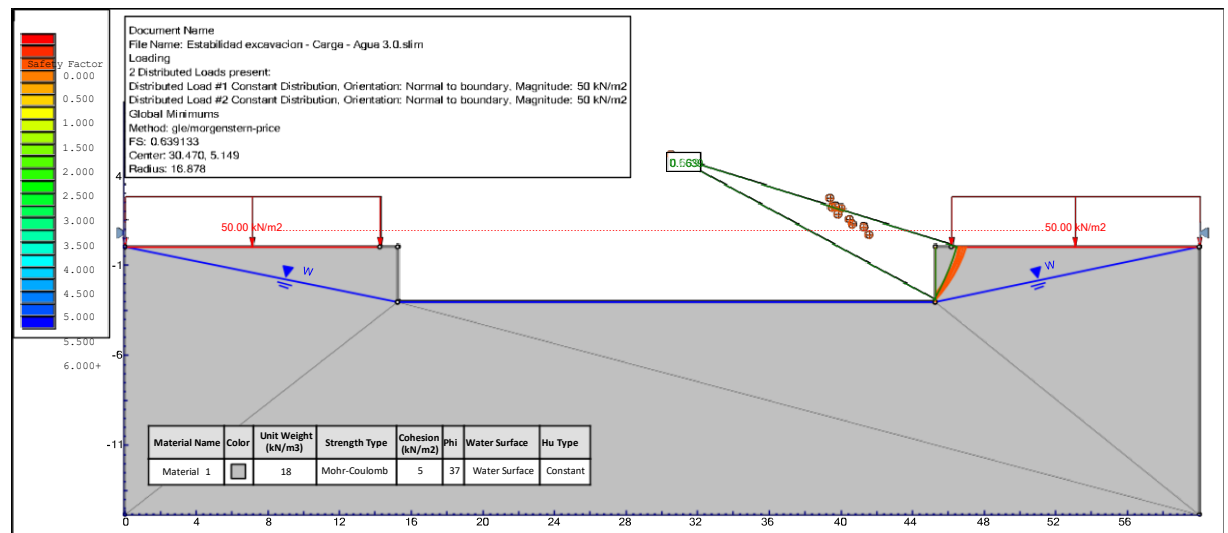


Ilustración 28 Análisis estabilidad excavación vertical + Carga – 3.0 m

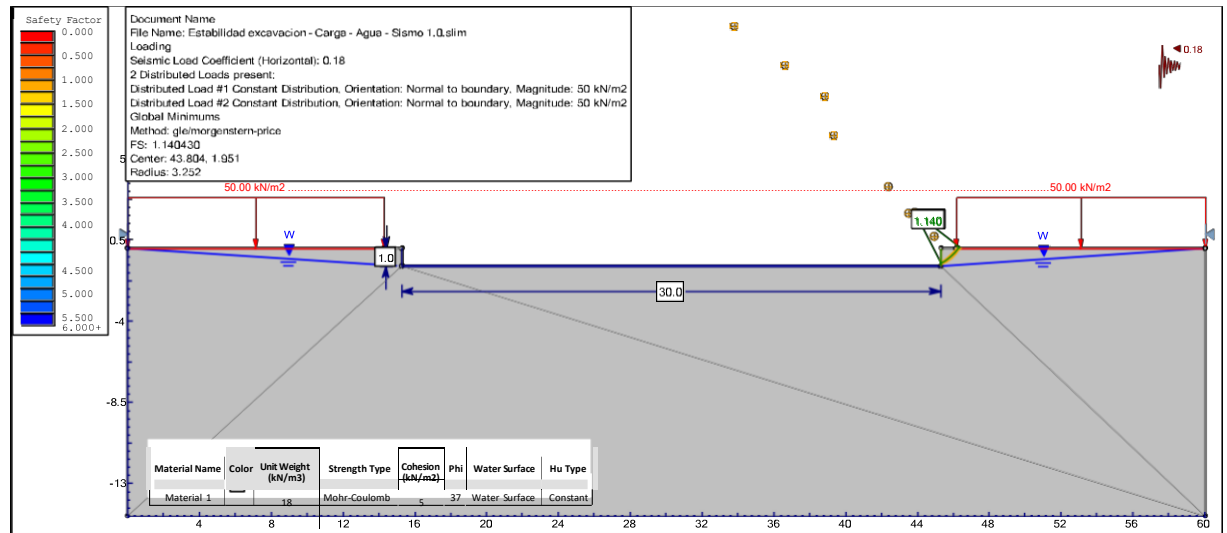


Ilustración 29 Análisis estabilidad excavación vertical + Carga + Nf + Sismo – 1.0 m

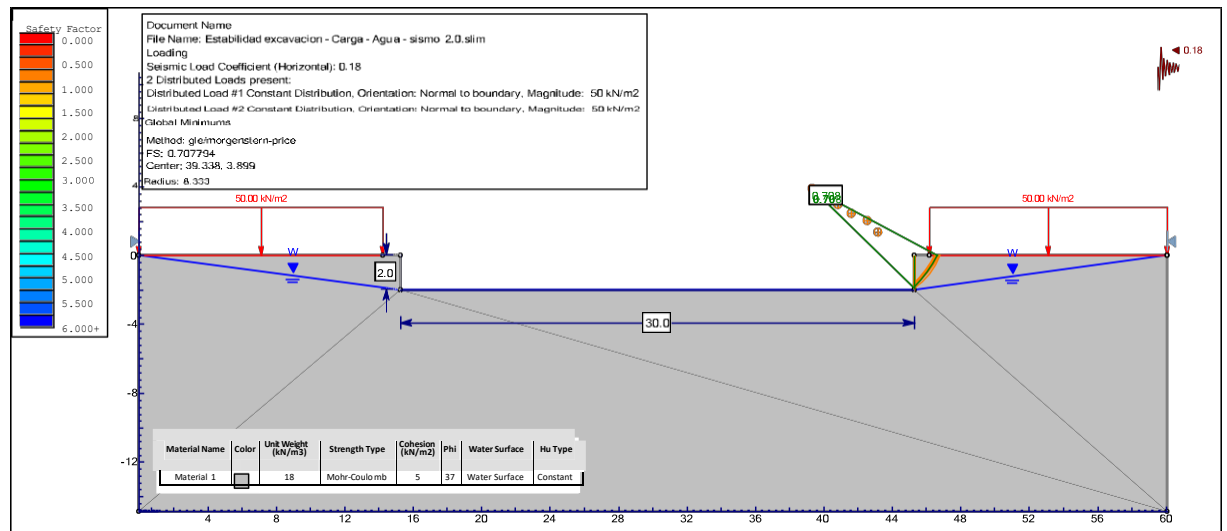


Ilustración 30 Análisis estabilidad excavación vertical + Carga + Nf + Sismo – 2.0 m

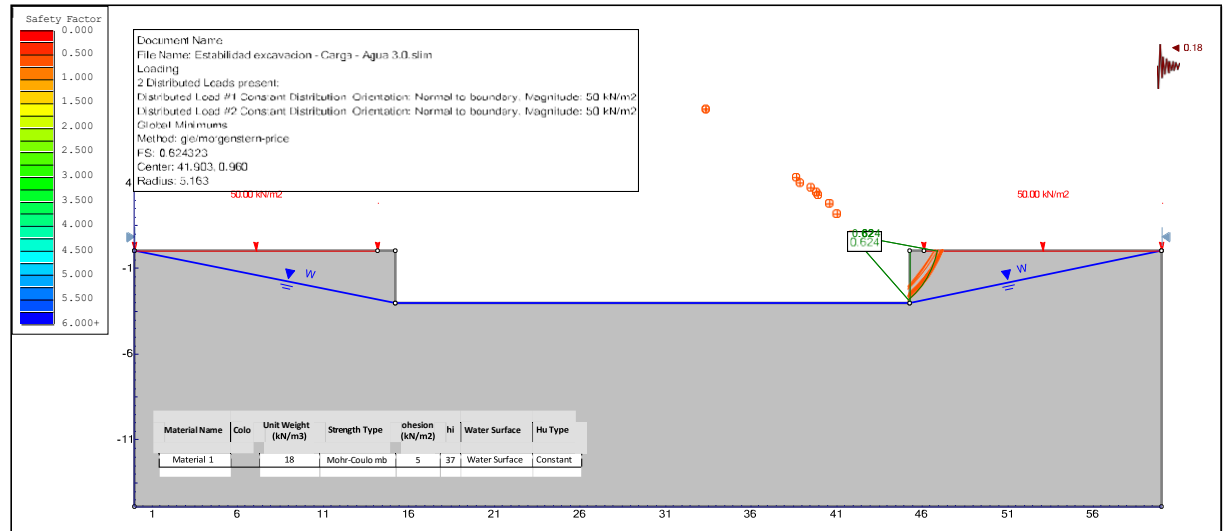


Ilustración 31 Análisis estabilidad excavación vertical + Carga + Nf + Sismo – 3.0 m

Los empujes de tierra se calcularon con diagramas aparentes, como los presentados a continuación en la Ilustración 32.

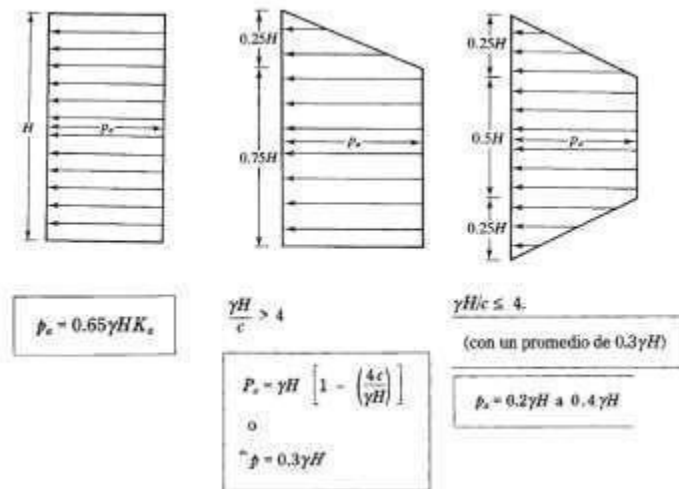


Ilustración 32 Diagramas aparentes de presión para cortes en distintos tipos de suelo.

El diagrama de la izquierda corresponde a la envolvente de presión aparente para cortes en arena según Peck (1969). El diagrama central muestra la envolvente de presión aparente para cortes en arcillas blandas y medias, mientras que el diagrama situado a la derecha representa la envolvente de presión aparente para cortes en arcillas firmes, según Peck (1969).



11.PROCESO CONSTRUCTIVO

Luego de considerar los resultados del trabajo de campo, los resultados de los ensayos realizados en el laboratorio, las propiedades mecánicas del suelo encontrado y de acuerdo con el nivel en que quedarán ubicadas las estructuras con respecto al nivel del terreno en el momento de la exploración y de estudiarlas diferentes posibilidades de cimentación, se consideró como solución más adecuada desde el punto de vista económico.

- **EXCAVACIÓN Y HORMIGÓN DE LIMPIEZA**

Para la construcción de las zapatas, no se deberá efectuar entibado para la excavación de las mismas, para esto se excava una parte de la zanja y las paredes se pulen para dejarlas relativamente lisas.

El material procedente de la excavación de las cimentaciones podrá ser utilizado para la nivelación del terreno, siempre y cuando esté libre de escombros, de materiales contaminantes o material con alto índice de plasticidad.

El terreno presenta una superficie plana, en las zonas donde se va a realizar la construcción, se debe retirar todo el material que se encuentra con materia orgánica y buscar la altura recomendadas en donde se encuentra la cota de cimentación, a partir de estas cotas se funden las zapatas entrelazadas con una viga de cimentación.

Después de efectuar el replanteo de la zapata, se inicia la excavación con una retroexcavadora con cuchara, en el caso de terreno de tránsito, o con martillo en caso de terreno rocoso o conglomerado, reservando el material acopiado para el posterior relleno o para su transporte a vertedero. De acuerdo con el tipo de terreno y a la profundidad de excavación se disponen los taludes necesarios para garantizar su estabilidad.

Al llegar al fondo de la excavación, la misma se nivela y se comprueba si el terreno, considerando las condiciones de tensión admisible del proyecto, es el previsto para efectuar la cimentación. Las dimensiones de las zapatas deben ser las de los planos.

Antes de verter el hormigón de limpieza, se limpiará el fondo de la excavación quitando cualquier material suelto hasta obtener una plataforma horizontal. En la superficie de la excavación se disponen repartidos uniformemente marcando la cota de hormigón de limpieza coincidiendo con la cota inferior de la zapata. En caso de que sea necesario, se coloca seguidamente el encofrado lateral, comprobando las dimensiones y pendientes. Luego se coloca el hormigón de limpieza para nivelar el fondo de la excavación y para preparar la colocación de la armadura.



- ARMADURAS

Comprobada la colocación del acero de refuerzo, se efectúa el replanteo de la cota de hormigonado colocando barras de acero o pintando los laterales. Luego se disponen cuerdas entre las marcas para la nivelación de la superficie de hormigón. Previo a hormigonar, debe limpiarse la superficie de asiento de toda suciedad y materiales sueltos. Se lava la superficie y si quedan charcos, debe eliminarse todo resto de agua.

Se hormigona con bomba o grúa con cubilote. El hormigón se coloca con vertido directo, desde una altura menor o igual a 1,5 rn. tratando de que no segregue y considerando los factores climáticos (EHEJ. Al hormigonar, debe cuidarse que no se produzcan desplazamientos de los encofrados o de las armaduras y tratando que no se formen juntas, coqueras o planos de debilidad dentro de estas secciones.

El hormigón se coloca en forma continua o en capas, con esperas cortas para que, al colocar la capa siguiente, la anterior aún se encuentre en estado plástico, para evitar la formación de junta fría. Se compacta el hormigón mediante vibradores de aguja, considerando que la aguja se introduzca profundamente en la masa vertical y debe quitarse con lentitud y a velocidad constante. El hormigón se compacta en tongadas no mayores a 60 cm. Cuando se compacta por tongadas, la aguja del vibrador debe introducirse en la capa inferior entre 10 y 15 cm.

- JUNTAS

Todas las juntas de hormigonado deben preverse en el proyecto. Si se produjera alguna junta no prevista, deberá ejecutarse normalmente en la dirección de los esfuerzos máximos; cuando esto no pueda realizarse, formarán con ella el mayor ángulo que sea posible.

Cuando se interrumpe el hormigonado, superando las 4 ó 6 horas, se limpiará la junta con un chorro a presión de aire y agua o con cualquier otro sistema que realice la correcta limpieza de la lechada superficial, áridos sueltos, etc., para que el árido quede visto.

- CURADO DEL HORMIGÓN

El curado se efectúa mediante riego de agua o con líquido especial de curado (filmógeno) durante 7 días seguidos.



Esta operación se realiza en toda la superficie expuesta a continuación del vibrado y enrasado de la superficie final, para evitar la aparición de fisuras de retracción plástica con la pérdida de humedad. Si se emplea película filmógena, la misma se extiende sobre la superficie humedecida y saturada, pero evitando los charcos.

Los paramentos encofrados se curan inmediatamente después de desencofrar. En los curados con agua, el proceso lleva una duración mínima de 4 días; si las temperaturas son muy bajas, se extiende a 7 días. Si arreciara el viento, hubiera mucho calor o baja humedad ambiente, se intensifican los procesos de curado.

- **ASPECTOS PARA TENER EN CUENTA**

Las tareas de excavación del fondo y laterales se efectúan inmediatamente antes del vertido del hormigón de limpieza, para impedir así que el terreno de cimentación sufra cualquier deterioro. Se procura mantener abierta la excavación el menor tiempo que sea posible. En el caso en que al excavar las zapatas se comprueba que el cimiento no es el adecuado, se efectuará nuevamente el cálculo de estos.

El fondo de la excavación debe tener planeidad y homogeneidad suficiente para evitar los asientos diferenciales.

Debe cuidarse la excavación controlando que no se vierta hormigón en exceso. Verificar la estanquidad de los encofrados para impedir las pérdidas de lechada. Siempre guardar vibradores de repuesto para la vibración del hormigón.

En los casos en que se requiera, disponer con anterioridad la conexión y red de puesta a tierra.

- **CRITERIOS DE MEDICIÓN**

Hormigón: por volumen en m³, según planos. Encofrado: por superficie en m², según planos. Acero Corrugado: por peso en Kg.

- **CONTROL DE CALIDAD**

A fin de poder efectuar un control sobre la ejecución de la zapata, deberá considerarse lo siguiente:

Trabajos de Replanteo.

Comprobar las dimensiones de la zapata. Verificar el fondo de la excavación. Verificar las cotas de hormigón de limpieza.



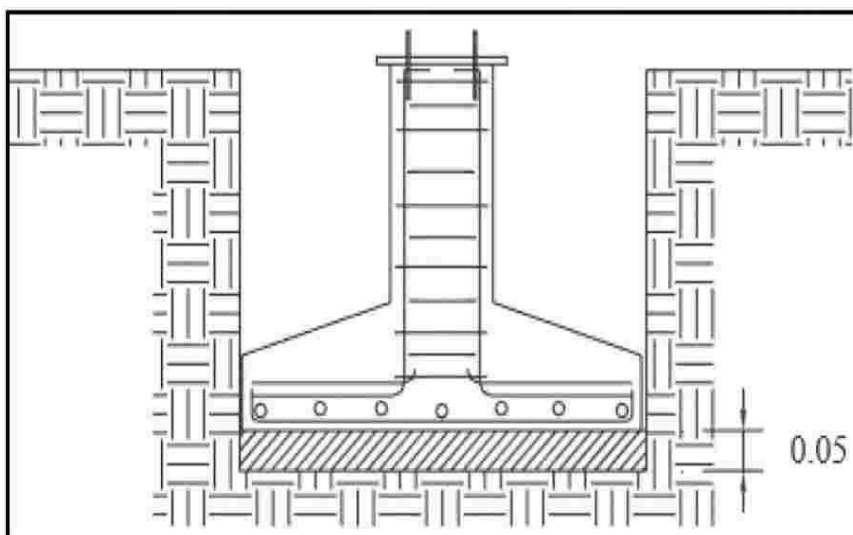
Comprobar el tipo y calidad del hormigón vertido. Comprobar probetas de hormigón.

Curado y trazabilidad del hormigón.

- **RESUMEN DEL MÉTODO CONSTRUCTIVO DE LAS ZAPATAS**

Se presenta el procedimiento para realizar las zapatas:

- Trazo y excavación de las zapatas.
- Mejoramiento de relleno con material granular.
- Colocación de una plantilla de concreto de limpieza. $F'c=100\text{Kg/cm}^2$.
- Colocación del acero de refuerzo.
- Colocación del acero vertical del dado de la columna.
- Colocación del acero vertical de la columna.



Representación gráfica de la zapata.

- **RECOMENDACIONES PLACA DE CONTRAPISO**

El Constructor, antes de cualquier movimiento de tierra, tendrá especial cuidado establecer las nivelaciones previas para determinar las cubicaciones del caso.



Las excavaciones se ejecutarán manual ó mecánicamente con el equipo apropiado de acuerdo con la magnitud y programación de la obra. La decisión se tomará en conjunto entre el Constructor y el Interventor.

- Los rellenos se ejecutarán a los niveles de compactación exigidos por la norma como material de relleno.
- Las placas de contrapiso serán fundidas sobre una capa de 10 centímetros de material granular debidamente compactada al 90 % del proctor modificado.
- La placa de contrapiso es un elemento no estructural. En la mayoría de los proyectos las instalaciones hidráulicas y eléctricas van embebidas en el concreto de la placa, por lo que su montaje hace parte del procedimiento general seguido en varias obras.

• MUROS PANTALLA

Cuando el terreno presenta una cohesión reducida y con permeabilidad alta, el flujo de agua puede arrastrar las partículas del suelo hacia el interior de la excavación, incluso por debajo del muro pantalla, dando lugar a inestabilidades en paredes y fondo de la excavación. En este caso, se debe recurrir al uso de muros pantalla, que profundizan bajo el fondo de la excavación e interrumpen el flujo de agua.

Para el cálculo de los muros pantalla se debe comprobar la estabilidad general del muro y la estabilidad interna.

La primera comprobación, referente a la estabilidad, consiste en el análisis de la relación entre el momento equilibrante producido por el empuje pasivo en el lado de la excavación, y el momento desequilibrante, producido por el empuje activo de las tierras que soporta el muro. Se incluye la longitud de empotramiento del muro.

Se realiza el cálculo de la estabilidad del muro en voladizo considerando el empuje de tierras, el empuje debido al agua y también se incluye una sobrecarga en superficie.

La metodología seguida se representa en la Ilustración 33 aunque sólo se incluye la representación del empuje de tierras y de la presión de agua, pero no el empuje debido a la sobrecarga existente en superficie.

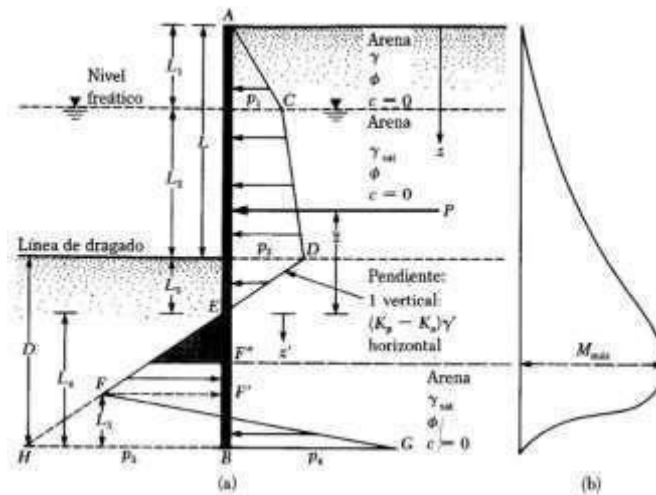


Ilustración 33 Diagramas de presión neta y ley de momentos.

En la parte izquierda de la figura (a), se muestra los diagramas de presión neta, mientras que en la parte izquierda de la figura (b), se representa la ley de momentos en el muro y la posición del momento máximo, que servirá para la definición del refuerzo del mismo.

La profundidad teórica de empotramiento (D) es igual a la suma de las siguientes longitudes:

$$D = L3 + L4$$

Este valor se incrementa con un factor de FS = 1,2, dando lugar a la longitud de empotramiento real (D'):

$$D' = 1,2 D$$

Finalmente, la profundidad total del muro se obtiene con la siguiente expresión:

$$L = L1 + L2 + 1,2 (L3 + L4) = L1 + L2 + D'$$

Respecto al refuerzo a emplear en el muro, éste puede obtenerse a partir del momento máximo mediante la siguiente fórmula:

$$S = \frac{M_{max}}{\sigma_{adm}}$$



Donde S es el módulo resistente de la sección por unidad de longitud de la estructura y σ_{adm} es el esfuerzo admisible a flexión.

Los resultados obtenidos con la metodología descrita pueden compararse con valores típicos obtenidos de literatura técnica, como los recomendados por Teng (1962) para suelos granulares y que se muestran a continuación en la Tabla 19.

Tabla 19 Correlaciones empíricas para estimar la profundidad de empotramiento (D)

DENSIDAD DEL SUELO	PROFUNDIDAD DE EMPOTRAMIENTO (D)
Densa	0,75 H
Medianamente densa	1,00 H
Suelta	1,50 H
Muy suelta	2,00 H

La profundidad de empotramiento (D) en función de la densidad o compacidad del suelo granular, de modo orientativo.

Otra forma de estimar de forma inicial la profundidad de empotramiento es la utilización de gráficos, como el mostrado en la Ilustración 34, que relaciona el ángulo de fricción (Φ') con la relación d'/h , siendo h la profundidad de la excavación y d' la profundidad de empotramiento teórica.

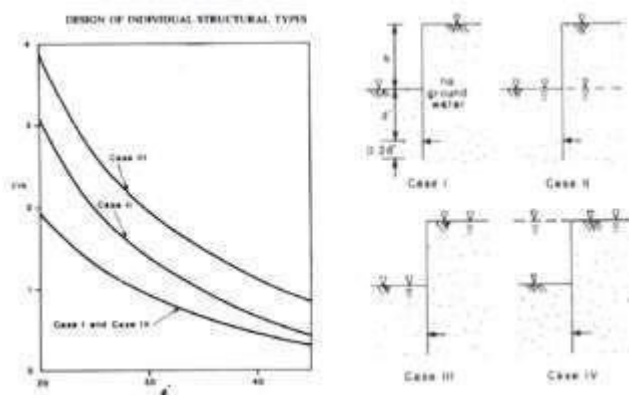


Ilustración 34. Correlaciones empíricas para estimar la profundidad de empotramiento (D).

A continuación, se presenta el modelo por elementos finitos de la excavación por etapas mediante el Software Phase II, incluyendo distribución de esfuerzos horizontales sobre el muro como suma del empuje de tierras, la carga muerta (edificios), la carga viva (tráfico) y el empuje debido al agua.

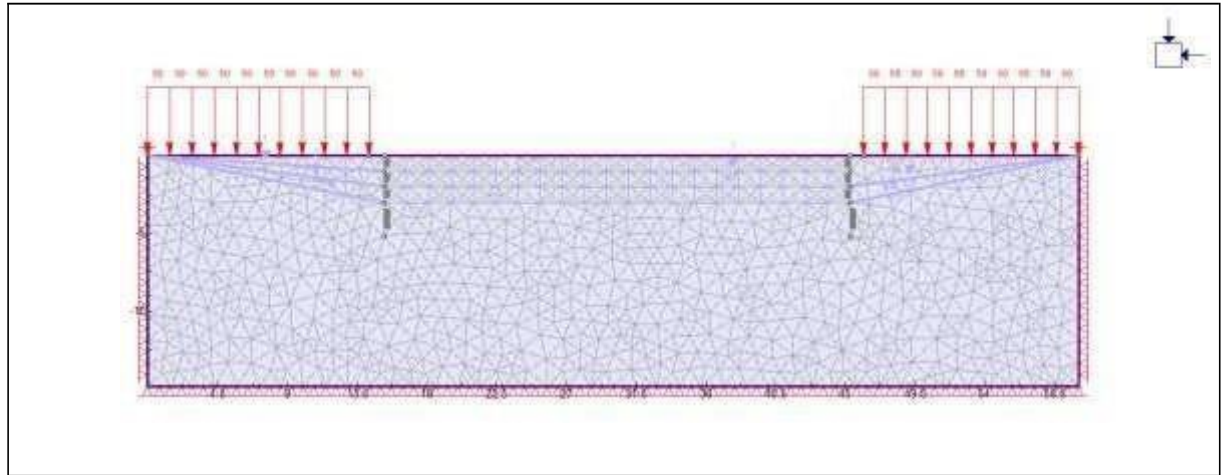


Ilustración 35 Modelo de excavación - Muro pantalla – Etapa 1.

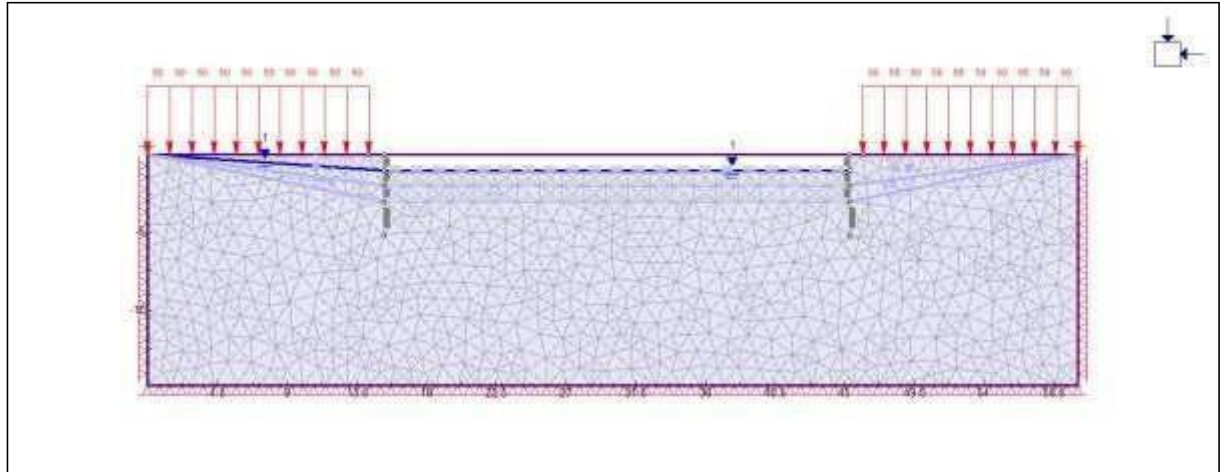


Ilustración 36 Modelo de excavación - Muro pantalla – Etapa 2.

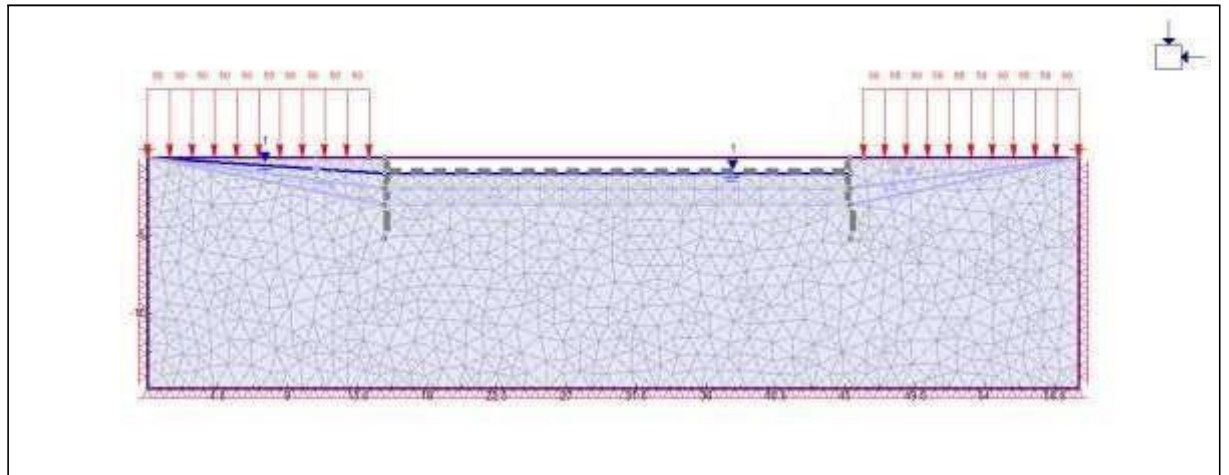


Ilustración 37 Modelo de excavación - Muro pantalla – Etapa 3.

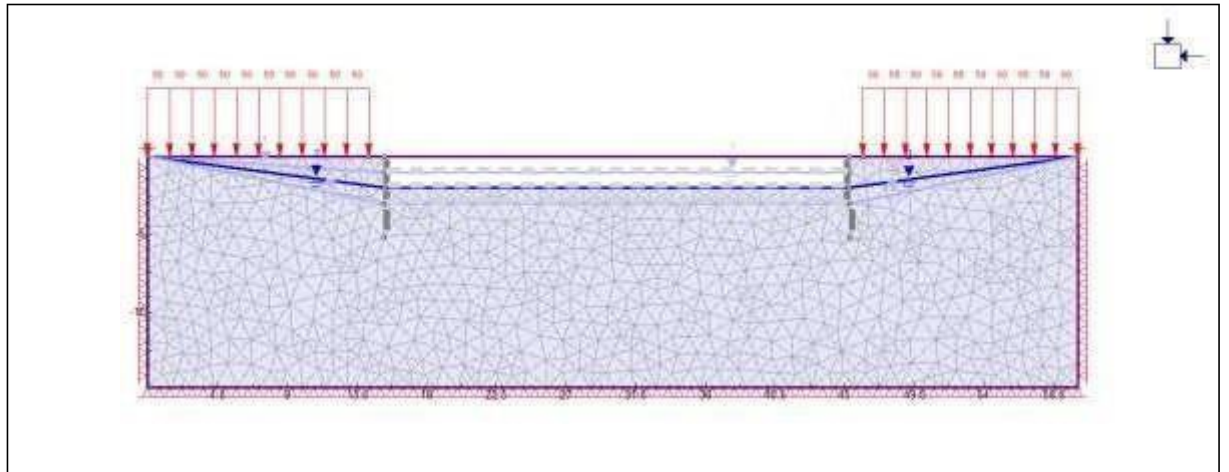


Ilustración 38 Modelo de excavación - Muro pantalla – Etapa 4.

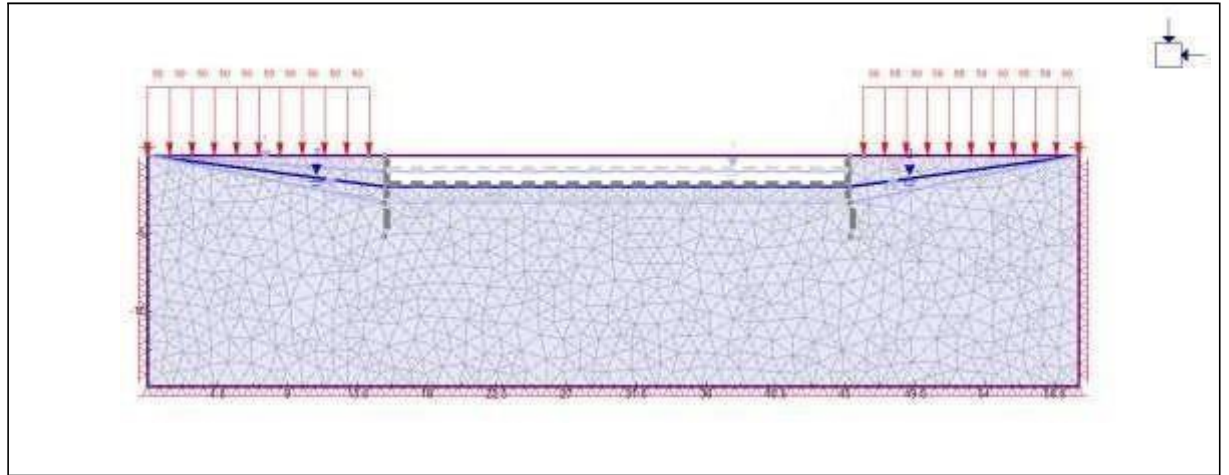


Ilustración 39 Modelo de excavación - Muro pantalla – Etapa 5.

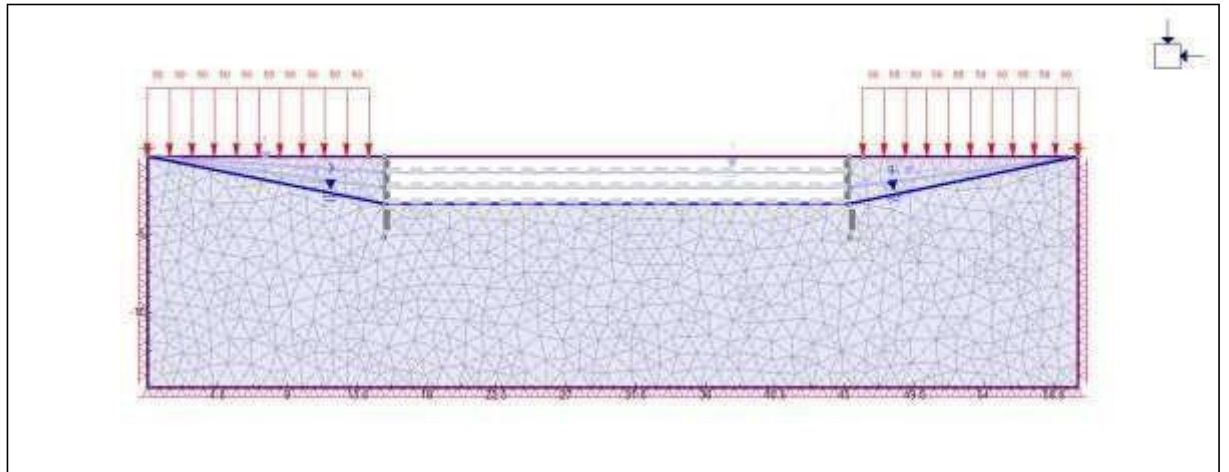


Ilustración 40 Modelo de excavación - Muro pantalla – Etapa 6.

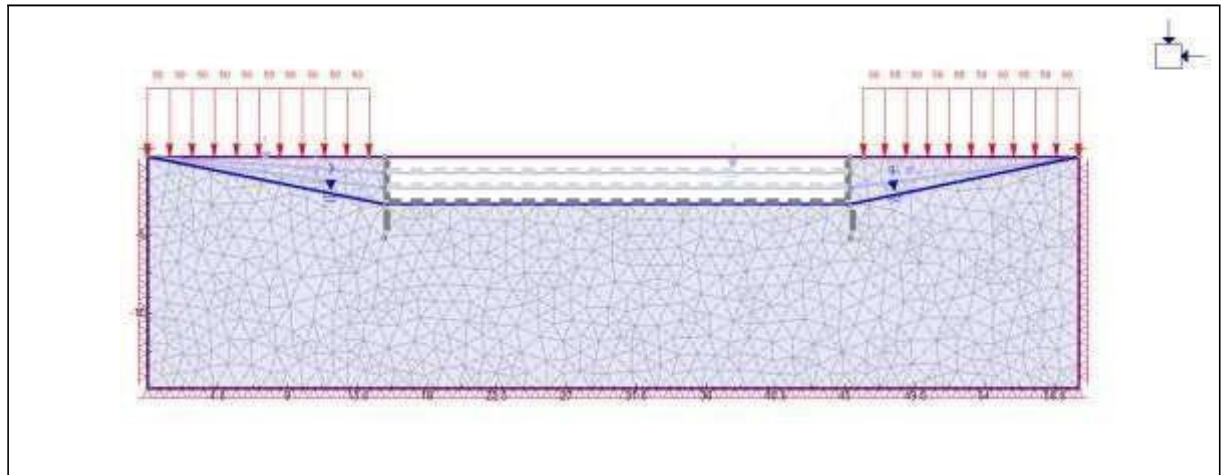


Ilustración 41 Modelo de excavación - Muro pantalla – Etapa 7.

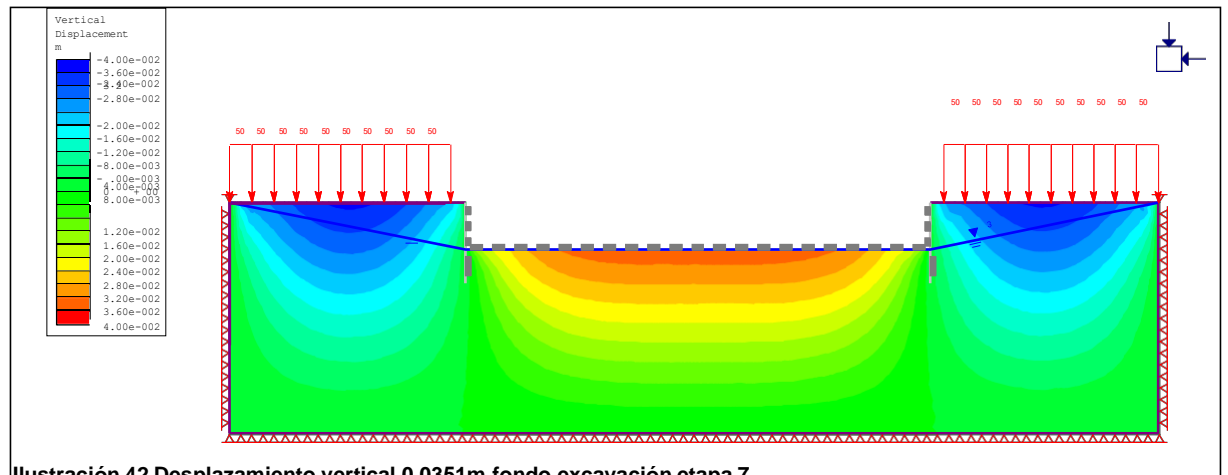


Ilustración 42 Desplazamiento vertical 0.0351m fondo excavación etapa 7.

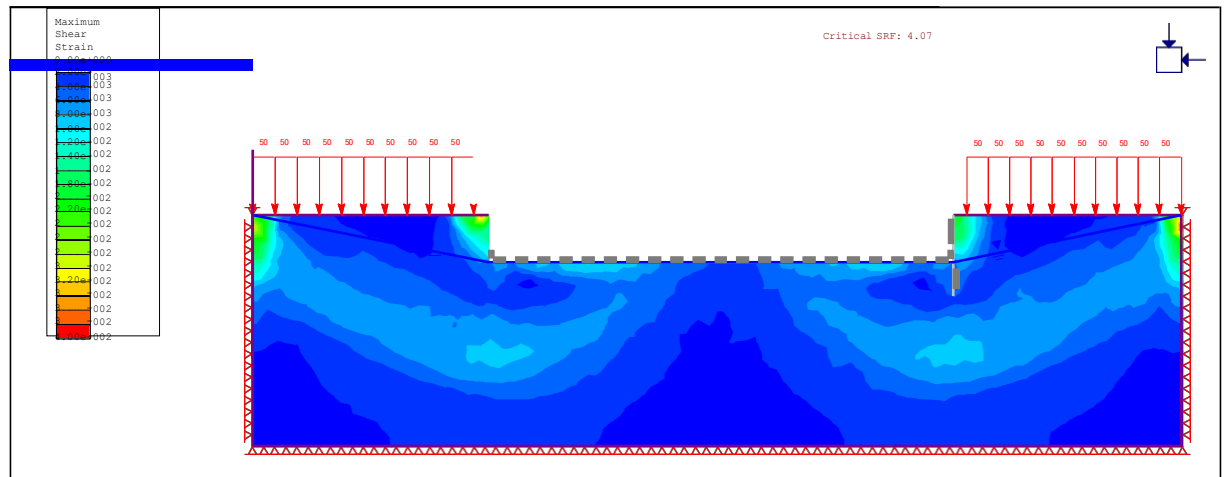


Ilustración 43 Factor seguridad Muro pantalla - excavación etapa 7.

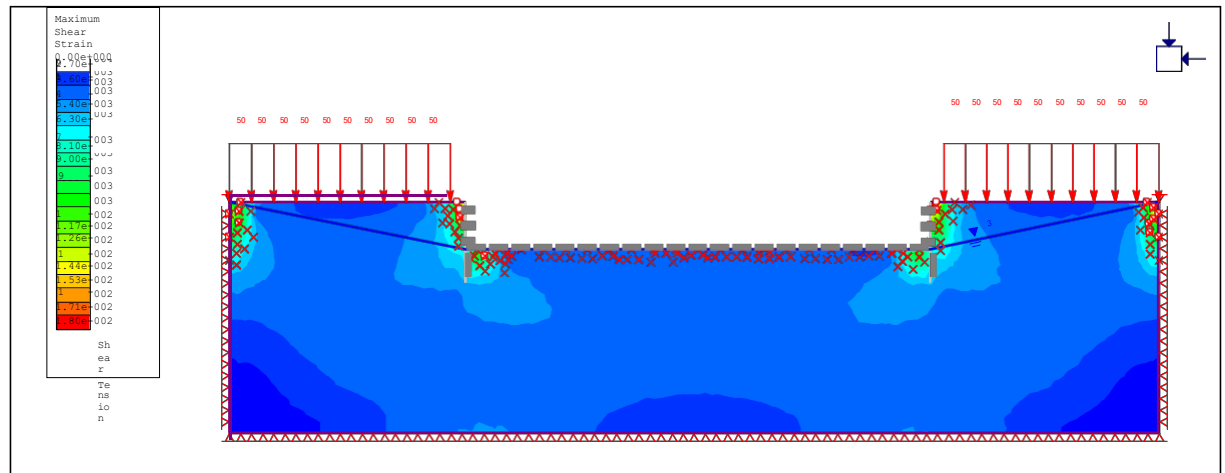


Ilustración 44 Esfuerzo cortante Muro pantalla - excavación etapa 7 – Puntos de corte y de tensión.



12 PROCEDIMIENTO PARA DETERMINAR EL FACTOR DE SEGURIDAD A EMPLEAR

A continuación, se establece el valor del Factor de Seguridad a emplear de acuerdo con los requerimientos indicados en el Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente, NSR-10, en sus numerales H.2.4.3. “VALORES DEL FACTOR DE SEGURIDAD BASICO - F_{SB} ” y H.2.4.4. “FACTORES DE SEGURIDAD INDIRECTOS”, en donde estos últimos se presentan en la Tabla H.4.7-1. “Factores de Seguridad Indirectos F_{SICP} Mínimos”, los factores de seguridad para el presente proyecto deberán ser mayores a los mínimos propuestos en la Tabla H.2.4-1. “FACTORES DE SEGURIDAD BÁSICOS MÍNIMOS DIRECTOS F_{SBM} ”, tomando como base de análisis y comprobación geotécnica las cargas máximas de servicio en columnas establecidas por NSR-10.

Se adoptó para el diseño un factor de seguridad de 3,0.

12.1 CALIFICACIÓN DEL ASENTAMIENTO.

Algunos autores como Leonardo Zeewaert Wiechers, Tomlinson, Burland Burgidge, Terzaghi, Peck, Hanson & Thorburn, Reese y O'Neill, Meyerhof, etc; han planteado formulaciones teóricas y experimentales, que generalmente asumen condiciones de suelos diferentes a las existentes; sin ser desvirtuadas estas de la práctica ingenieril. Teniendo en cuenta lo anterior se puede considerar el calificar la magnitud del asentamiento considerado para este tipo de fundaciones, mediante el uso de la Propuesta:

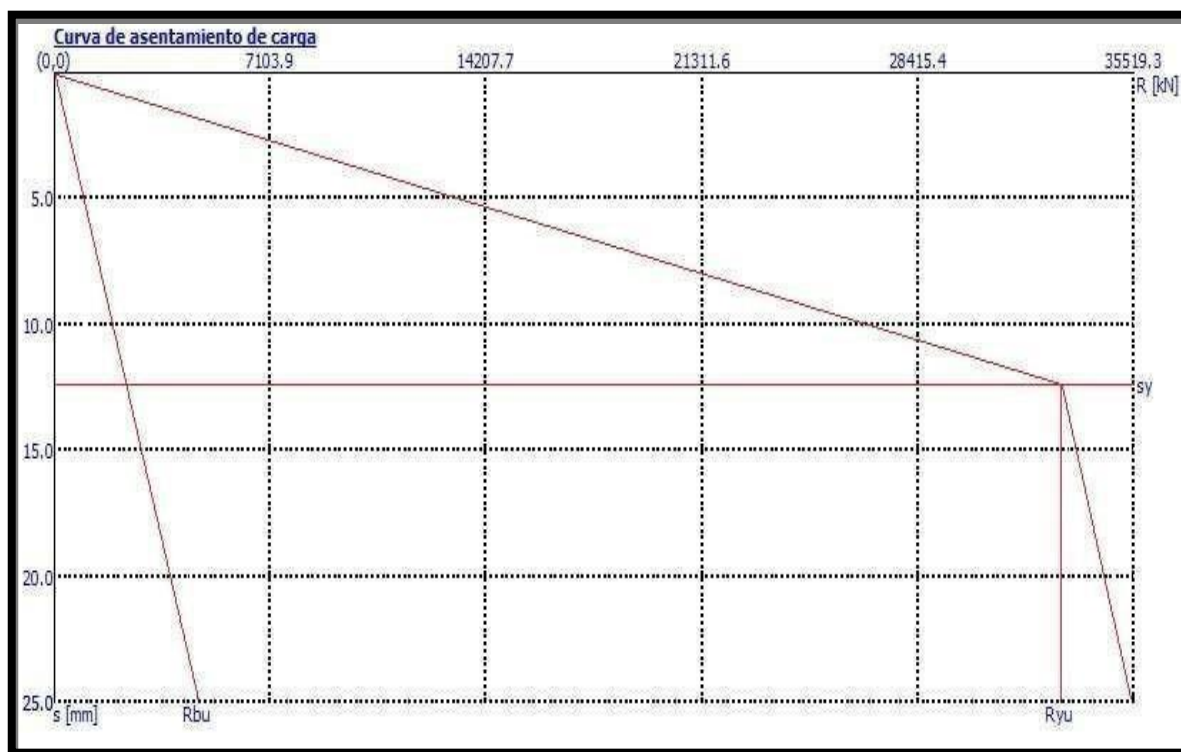


Ilustración 45 Curva asentamiento Vs Carga. Losa Pilote.

Tabla 20 Propuesta de la susceptibilidad a la calificación del asentamiento, considerando la NSR-10.

Asentamiento, S (cm)	Calificación.
Menor que 1.00 cm	Muy seguro, Cumple.
Entre 1.00 cm a 1.50 cm	Seguro, Cumple.
Entre 1.50 cm a 2.00 cm	Moderadamente seguro, Cumple.
Entre 2.00 cm a 2.54 cm	Poco seguro, Cumple.

Teniendo en cuenta la curva de asentamiento y considerando la norma NSR-10 podemos concluir que el Asentamiento por consolidación total estimado: $t \leq 11.0 \text{ mm}$. Se encuentra en el rango Seguro y cumple con la cimentación propuesta en la capa compresible.



13. EXCAVACIONES

Las excavaciones para profundidades superiores a 2.0 m deberán contar con un sistema de contención. En ningún caso deben permitirse excavaciones verticales o subverticales.

13.1 MEDIDAS PRELIMINARES

Antes de comenzar con el trabajo, es necesario tener en cuenta una serie de medidas:

Delimitación del área de influencia

Una construcción que involucre una o más excavaciones tiene definida la localización, geometría y finalidad del proyecto.

La excavación a realizar va a depender de las características del proyecto y del subsuelo, que a su vez van a determinar su geometría y las fases del proceso constructivo, que dependerán de si se trata de excavaciones superficiales, subterráneas, puntuales o lineales.

Para la caracterización del entorno en excavaciones superficiales; se recomienda tener en cuenta la profundidad de excavación (H) con el fin de definir la zona de influencia mínima determinada por la Distancia Horizontal (D), como se muestra .



Tabla 21 Zona de influencia mínima en excavaciones superficiales. Fuente: IDIGER.

Material Predominante de acuerdo a la Ubicación del proyecto en el Mapa de Zonificación Geotécnica de Cundinamarca (SGC)	Distancia D
Cerros A o B (Rocas y suelos residuales)	3H
Piedemontes A, B o C (Suelos granulares y coluviales)	4H
Aluvial (Suelos de terrazas bajas y conos complejos) Lacustres A, B o C y Llanuras A o B (Suelos de terrazas altas o de transición Lacustre-Llanura, Aluvial-Llanura-blando y potencialmente licuables e inestables en excavaciones a cielo abierto)	5H
Depósito de ladera y otras zonas geotécnicas	6H
Cauce activo o antiguo y zonas cuya ubicación se asocie a riesgos altos por procesos de remoción en masa (deslizamientos, avalanchas u otros) o de hundimientos y que incluyen áreas abandonadas de minería subterránea, canteras antiguas, áreas de botaderos, suelos residuales sueltos, rellenos sanitarios y rellenos artificiales sin control de construcción.	Mínimo 100 m

Examinar las características del terreno.

Asegurarse de la ubicación de todas las instalaciones del subsuelo que entrañen peligro. Cortar o desplazar en lo posible estos suministros, si no fuera posible esto, vallarlos o colgarlos.

Limpiar el terreno de árboles, piedras y demás obstáculos.

Vallar y señalizar la excavación.

Realizar el inventario de las edificaciones e infraestructura existente en la zona de influencia de la excavación:

- Realizar el inventario de la infraestructura y estructura tanto superficial como subterránea de la zona de influencia de la excavación:
- La Infraestructura de servicios y la red vial.
- Edificaciones existentes.
- Puntos singulares: Centros de salud, centros educativos, estructuras subterráneas de transporte o depósito de materiales peligrosos, etc.
- Planificar la interferencia, las modificaciones temporales o cortes - en caso



de ser necesarios- de servicios.

- Identificación y análisis de las actividades económicas.
- Ubicación y estado de acuíferos, flujos de zonas de recarga y canales

13.2 IDENTIFICACIÓN DE POSIBLES PROCESOS CONSTRUCTIVOS Y RECOMENDACIONES

Toda excavación debe mantenerse estable, por sí misma o soportada en forma adecuada, para los fines de diseño, construcción y operación. No se puede presumir estabilidad de la excavación en suelos duros o materiales rocosos sin investigaciones y estudios previos

Los estados límite considerados en el diseño de excavaciones se definen en H.5.1 de NSR-10.

El diseño de toda excavación debe realizarse evaluando las condiciones predominantes más críticas que puedan presentarse durante la construcción y vida útil de la estructura para los dos estados límites que se especifican:

- a) Estado límite de falla - Cuando se desarrolla un mecanismo de falla en el terreno u ocurren deformaciones, causantes de la pérdida de equilibrio estático o de la rotura del terreno, estructuras o de obras vecinas.
- b) Estado límite de servicio - Cuando el terreno sufre deformaciones responsables de daños o pérdidas funcionales en él mismo, las estructuras o las obras vecinas.

De igual manera, y sin excepción del cumplimiento de la normatividad mencionada, es labor del personal responsable de la ejecución de los trabajos tendientes a la consecución de las excavaciones, identificar procesos constructivos alternativos, valorando el impacto que cada uno de ellos puede ocasionar sobre las edificaciones e infraestructura implantadas en el área de influencia, con el ánimo de minimizar dichos impactos durante la ejecución futura de las excavaciones.

14. PLANTEAMIENTO DE ESCENARIO DE RIESGO

14.1 AMENAZA

No trabajar en un plano muy inclinado si el terreno no ofrece apoyo seguro para los pies, en cuyo caso se deberán usar andamios o cinturones de seguridad.



Diseños, Construcción y Laboratorio de Suelos

Naturaleza de las tierras	Ángulo del talud natural
Arena fina, seca	10 a 20°
Arena fina, mojada	15 a 25°
Grava media, ligeramente húmeda	30 a 40°
Tierra vegetal húmeda	30 a 45°
Tierra muy compacta	40 a 50°
Guijarros, escombros	40 a 50°
Marga seca	30 a 45°
Arcilla seca	30 a 50°
Arcilla húmeda	0 a 20°
Gres tierno, rocas diversas	50 a 90°

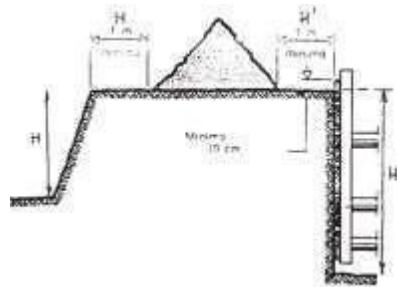
No trabajar debajo de masas que sobresalgan horizontalmente.

Examinar las paredes de excavaciones después de:

- una interrupción del trabajo prolongada,
- una operación de voladura,
- un desprendimiento de tierra,
- fuertes lluvias

Si se encuentran capas de tierra poco consistentes o grandes bloques de roca, estos deben removerse comenzando desde la parte superior de la excavación.

Evitar la presencia de agua.



De existir riesgo de inundación o desmoronamiento, prever más de una vía de escape segura para los trabajadores.

No penetrar en alcantarillas, pozos, aljibes, etc.

No amontonar materiales en los bordes de una excavación.

No desplazar cargas, instalaciones ni equipo cerca del borde de una excavación si existe riesgo de desmoronamiento.

Deberá garantizarse que todo tipo de tuberías a instalar en el lote a



construir, no presente fugas de agua que puedan afectar la resistencia de los suelos ubicados en el plano de fundación.

La futura estructura deberá contar con un sistema ordenado para la captación, conducción y entrega de las aguas lluvias, esto es: colocación de canales y bajantes e impermeabilización de patios y áreas blandas.

Es necesario proyectar y construir obras de manejo de aguas superficiales en los siguientes casos:

1. En las áreas perimetrales de zonas impermeables (andenes, etc.)
2. En los sitios de empozamientos, para evacuar de manera eficaz las aguas acumuladas.

Para el manejo de las aguas superficiales, se recomienda construir cunetas, acequias, zanjas colectoras o canales abiertos (en concreto o enrocado).

Las aguas captadas y conducidas por las estructuras indicadas, debenser entregadas a la red de alcantarillado o a líneas de drenaje bien protegidas.

La presencia del agua sub superficial e infiltrada debe ser controlada en los siguientes casos:

1. En los alrededores de cimientos superficiales, por las mismas circunstancias.
2. Al respaldo de muros de contención que se aproximen al terreno natural.
3. En zonas cenagosas, con alta concentración de humedad.

14.2 VULNERABILIDAD

Dado que las actividades para las excavaciones en Bogotá D.C., generalmente, aunque no exclusivamente, son parte de proyectos realizados en entornos urbanos consolidados, donde las edificaciones e infraestructura presentan tipologías y características físicas diferentes, estas pueden verse comprometidas en su estabilidad, como consecuencia del impacto generado por la excavación en su zona de influencia.

Esto conlleva la necesidad de identificar la vulnerabilidad de los elementos ubicados en la zona de influencia, con el objetivo de identificar su impacto, implementación de las medidas de mitigación, las medidas correctivas y el seguimiento durante la construcción.

El análisis de la vulnerabilidad se realiza a todos los elementos ubicados en la zona de influencia de la excavación, por lo tanto, se debe realizar el inventario de las edificaciones e infraestructura (Red vial y de servicios



públicos) de la zona de impacto, antes de realizar la excavación.

14.3 EVALUACIÓN DE RIESGO

Análisis y evaluación del riesgo implica la consideración de las causas y fuentes del riesgo, sus consecuencias y la probabilidad de que dichas consecuencias puedan ocurrir. Es el modelo mediante el cual se relaciona la amenaza y la vulnerabilidad de los elementos expuestos, con el fin de determinar los posibles efectos sociales, económicos y ambientales y sus probabilidades.

15. REDUCCIÓN DE RIESGOS EN EL PROCESO CONSTRUCTIVO DE EXCAVACIONES

Dentro de las medidas de reducción de riesgos están las medidas estructurales y las no estructurales, las medidas estructurales son obras de ingeniería implementadas antes o durante la ejecución de las actividades de la excavación, en función de uno o varios procesos identificados y las medidas no estructurales son medidas no físicas orientadas a intervenir actividades relacionadas con el riesgo, identificado. Como se observa en la **Tabla 22**.

El objetivo de estas intervenciones es prevenir o evitar la ocurrencia de daños a las edificaciones e infraestructura localizadas en el área de influencia.

Tabla 22 Medidas de reducción de riesgos. Fuente: IDIGER

Estructurales	No estructurales
Tratamientos del terreno.	Campañas de información e interacción con la comunidad, en el área de impacto de la obra.
Reforzamiento estructural de edificaciones e infraestructura.	Seguimiento y análisis continuó de los riesgos en todas las fases de la obra.
Obras de protección para elementos expuestos.	Comunicación entre la obra de excavación y el entorno de la misma.
Desvío de servicios.	icación y coordinación entre todos los involucrados en las diferentes fases que involucra la excavación.
	Personal capacitado e informado para el desarrollo de la obra.
	Conocimiento y aplicación de la Normatividad de excavaciones.
	Transferencia - Seguros.
	Políticas territoriales, POT, normas y reglamentaciones.



16. OTRAS MEDIDAS DE REDUCCIÓN DE RIESGOS

Los desniveles de terreno deben protegerse mediante taludes apropiados o apuntalamientos.

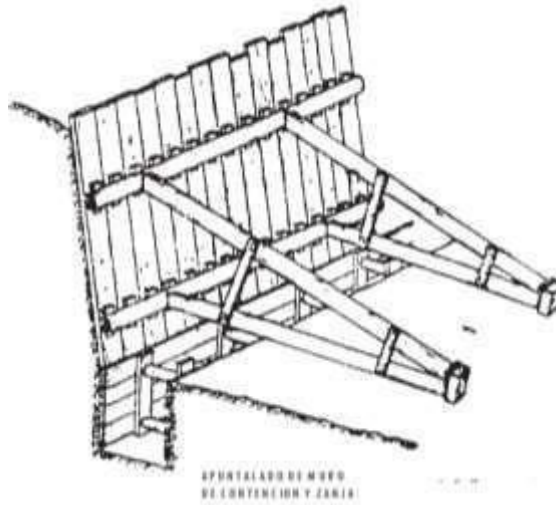
Examinar las propiedades colindantes para detectar:

- defectos estructurales
- asentamientos irregulares
- grietas preexistentes

Tomar fotografías y levantar acta notarial sobre el estado preexistente de las construcciones adyacentes.

NO dejar descubierta la cimentación de las construcciones adyacentes en el proceso de excavación.

Las construcciones adyacentes deben ser apuntaladas para que no asienten ni tengan movimientos laterales.



Se debe proteger contra la lluvia:

- los cimientos por socavación
- las medianeras por filtraciones

Los taludes sobre aceras y calles se deben apuntalar considerando los vehículos que sobre ella circulan.

Se debe constatar que:



- los puntales estén asentados en terreno firme

- las descargas sean normales al terreno

- los puntales estén arriostrados entre sí

Disponer un espacio para desechar el material de las excavaciones y una ruta para su acarreo.

Donde haya presencia de humedad los trabajadores deben disponer de botas y ropa impermeable.

No trabajar de noche.

Los obreros deberán dar aviso ante cualquier indicio de debilidad de los apuntalamientos o taludes.

Ante una irregularidad:

- señalar el riesgo
- evacuar la excavación
- averiguar las causas
- recalcular las entibaciones

17. MEDIDAS PREVENTIVAS

La profundidad mínima de cimentación para los cálculos de capacidad debe contemplar los siguientes aspectos, además de los incluidos en H.4.1 - Generalidades.

- La profundidad tal que se elimine toda posibilidad de erosión o meteorización acelerada del suelo, arrastre del mismo por tubificación causada por flujo de las aguas superficiales o subterráneas de cualquier origen.

Con el fin de alterar lo menos posible el equilibrio dinámico del subsuelo y reducir los potenciales cambios de humedad/succión, y por tanto las expansiones/contracciones del subsuelo las siguientes acciones preventivas son útiles:

- Cubrir el terreno sobre el cual se proyectan las edificaciones con membranas impermeables que impidan la filtración de agua hacia el suelo expansivo.
- Barreras de humedad – Colocadas perimetralmente a la estructura pueden coadyuvar al equilibrio; debe evitarse, sin embargo, que se establezcan canales de humedecimiento como fenómenos termo-



osmóticos que hagan inútil la precaución

- Drenaje de las aguas de escorrentía – Debe proveerse un adecuado drenaje alrededor de las estructuras por medio de pendientes perimetrales (2-10%), cunetas revestidas, áreas pavimentadas y canalizaciones de las aguas lluvias.
- Sub-drenajes – para interceptar los flujos de aguas subterráneas, así como para disipar las presiones artesianas de los paleocauces existentes.
- Alcantarillados y rellenos – Los alcantarillados en suelos expansivos, deben ser estancos; así mismo los rellenos deben hacerse con materiales inertes de baja permeabilidad y compactados según la especificación compatible.
- Paisajismo e irrigación – Separar convenientemente las actividades de paisajismo, relacionadas con irrigación de plantas y jardines, de las estructuras adyacentes.



ANEXOS

Como complemento a este informe, se incluyen los siguientes anexos:

Anexo 1: Localización de General y de sondeos

Anexo 2: Registros de Perforación

Anexo 3: Resumen de Ensayos de Laboratorio

Anexo 4: Memorias de cálculo capacidad de carga



GIRARDOT, 20 de Septiembre del 2023

Señores

PLANEACIÓN MUNICIPAL DE GIRARDOT

Ciudad.

En referencia a: Carta de Responsabilidad del Estudio de Suelos y Recomendaciones de: **INFORME GEOTÉCNICO Y RECOMENDACIÓN DE CIMENTACION PARA EL PROYECTO DE LA CONSTRUCCION DE LA PORTERIA PRINCIPAL Y EL ASCENSOR DE LA EDIFICACION EN LA CARRERA 19 No. 24-209 BARRIO GAITAN DEL MUNICIPIO DE GIRARDOT - CUNDINAMARCA.**

Respetados Señores:

El proyectista de la obra en mención contrató la realización de un Estudio geotécnico para el proyecto de la **CIMENTACION PARA EL PROYECTO DE LA CONSTRUCCION DE LA PORTERIA PRINCIPAL Y EL ASCENSOR DE LA EDIFICACION EN LA CARRERA 19 No. 24-209 BARRIO GAITAN DEL MUNICIPIO DE GIRARDOT - CUNDINAMARCA.** nos permitimos hacer entrega del informe Final.

En el Informe se presenta una descripción de los trabajos de campo, el análisis geotécnico correspondiente y las recomendaciones de la cimentación para la estructura a construir. Además, se incluye en este informe la localización de los sondeos, registros de perforación, el resumen de los resultados de laboratorio, las memorias de cálculo correspondientes a la capacidad de carga del suelo y el registro fotográfico.

Las Actividades de Exploración, Muestreo y Laboratorio necesarias para la realización del presente estudio están reguladas por las Normas Colombianas de Diseño y Construcción Sismo Resistente [NSR – 10 decreto 926 del 19 de marzo del 2010, decreto 2525 del 13 de julio del 2010 y decreto 092 de enero 17 del 2011], en el Título H, de “Estudios Geotécnicos”; así como de Normas asociadas a la misma como NTC por el Instituto Colombiano de Normas Técnicas y Certificación ICONTEC, de la Sociedad Americana para Ensayos y Materiales ASTM, a las cuales se hace referencia en el Capítulo H.2 de la NSR – 10.

Aunque se han tenido en cuenta todos los requerimientos que para el sitio establecen las Normas NSR-10, el Plan de Ordenamiento Territorial y Planes de Manejo Ambiental, entre otros; dichas recomendaciones podrían estar sujetas a

MANZANA 6 CASA 14, B/KENNEDY Cel. 320-3766198/319-3932450 Girardot (Cundí)

Email: *ing.miguel-ramirez09@hotmail.com*



cambios sugeridos por la oficina de curaduría / planeación.

LIMITACIONES DEL ESTUDIO


Esta oficina y Conforme a lo establecido por la Ley 400 de 1997, Artículo 28 “Experiencia del Ingeniero civil” [Título IV – Capítulo II: Profesionales Diseñadores], asume la responsabilidad del Presente Estudio Geotécnico, conforme a lo establecido por la NSR – 10 [Ley 400 de 1997, Título III, Capítulo I, Artículo Responsabilidad de los Diseños.

Las conclusiones y recomendaciones del presente informe están basadas en los resultados obtenidos a partir de la información recopilada del plan de exploración, investigación del subsuelo y ensayos de laboratorio ejecutados.

La información de exploración en campo y laboratorio de suelos corresponde a sitios puntuales, por lo tanto, los perfiles geotécnicos obtenidos son aproximados y establecidos de acuerdo con los perfiles de cada sondeo.

En caso de encontrarse alguna situación particular que no se hayan tenido en cuenta en este informe, se deberá hacer adiciones al plan de exploración y ensayos del subsuelo, se deberá informar inmediatamente a este consultor, para realizar las aclaraciones y/o modificaciones oportunas para el buen desarrollo del proyecto. Los registros y documentos de este informe no podrán ser alterados o modificados sin la autorización de esta empresa.

Cordialmente,


FRANCISCO POMAR ROA
MP 25202-141031 CND



LABORATORIOS



REGISTRO FOTOGRAFICO



MANZANA 6 CASA 14, B/KENNEDY Cel. 320-3766198/319-3932450 Girardot (Cundí)

Email: ing.miguel-ramirez09@hotmail.com





MANZANA 6 CASA 14, B/KENNEDY Cel. 320-3766198/319-3932450 Girardot (Cundí)
Email: ing.miguel-ramirez09@hotmail.com



MANZANA 6 CASA 14, B/KENNEDY Cel. 320-3766198/319-3932450 Girardot (Cundí)

Email: ing.miguel-ramirez09@hotmail.com



MANZANA 6 CASA 14, B/KENNEDY Cel. 320-3766198/319-3932450 Girardot (Cundí)

Email: ing.miguel-ramirez09@hotmail.com



Diseños, Construcción y Laboratorio de Suelos



MANZANA 6 CASA 14, B/KENNEDY Cel. 320-3766198/319-3932450 Girardot (Cundí)
Email: ing.miguel-ramirez09@hotmail.com





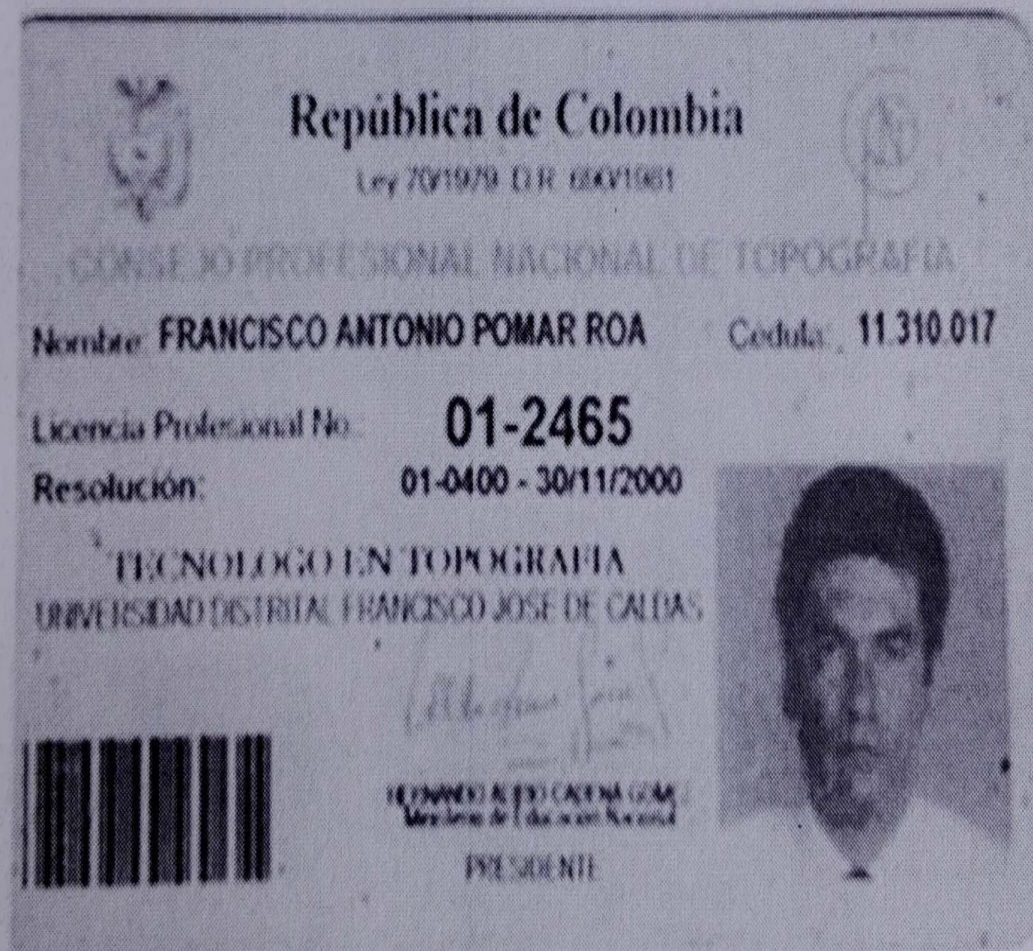
MANZANA 6 CASA 14, B/KENNEDY Cel. 320-3766198/319-3932450 Girardot (Cundí)

Email: ing.miguel-ramirez09@hotmail.com



MANZANA 6 CASA 14, B/KENNEDY Cel. 320-3766198/319-3932450 Girardot (Cundí)

Email: ing.miguel-ramirez09@hotmail.com





REPUBLICA DE COLOMBIA
IDENTIFICACION PERSONAL
CEDULA DE CIUDADANIA

NUMERO **11310017**

POMAR ROA
APELLIDOS

FRANCISCO ANTONIO
NOMBRES

[Firma]
FIRMA



INDICE DERECHO

FECHA DE NACIMIENTO **18-AGO-1963**

GIRARDOT
(CUNDINAMARCA)

LUGAR DE NACIMIENTO

1.74 **O+** **M**
ESTATURA G.S. RH SEXO

15-JUL-1982 GIRARDOT
FECHA Y LUGAR DE EXPEDICION

[Firma]
REGISTRADOR NACIONAL
IVAN DUQUE ESCOBAR



A-1510900-70082268-M-0011310017-20000810 08043 00180A 01 084597170





Certificado de vigencia y antecedentes disciplinarios
CVAD-2023-2030645

**CONSEJO PROFESIONAL NACIONAL DE INGENIERÍA
COPNIA**

EL DIRECTOR GENERAL

CERTIFICA:

1. Que FRANCISCO ANTONIO POMAR ROA, identificado(a) con Cedula de Ciudadanía 11310017, se encuentra inscrito(a) en el Registro Profesional Nacional que lleva esta entidad, en la profesión de INGENIERIA CIVIL con MATRICULA PROFESIONAL 25202-141031 desde el 15 de Marzo de 2007, otorgado(a) mediante Resolución Nacional 127.
2. Que el(la) MATRICULA PROFESIONAL es la autorización que expide el Estado para que el titular ejerza su profesión en todo el territorio de la República de Colombia, de conformidad con lo dispuesto en la Ley 842 de 2003.
3. Que el(la) referido(a) MATRICULA PROFESIONAL se encuentra **VIGENTE**
4. Que el profesional no tiene antecedentes disciplinarios ético-profesionales.
5. Que la presente certificación se expide en Bogotá, D.C., a los dieciocho (18) días del mes de Mayo del año dos mil veintitres (2023).

Rubén Dario Ochoa Arbeláez

Firma del titular (*)

(*) Con el fin de verificar que el titular autoriza su participación en procesos estatutarios de selección de contratistas, la falta de firma del titular no invalida el Certificado.

El presente es un documento público expedido electrónicamente con firma digital que garantiza su plena validez jurídica y probatoria según lo establecido en la Ley 527 de 1999. Para verificar la firma digital, consulte las propiedades del documento original en formato .pdf.

Para verificar la integridad e inalterabilidad del presente documento consulte en el sitio web https://tramites.copnia.gov.co/Copnia_Microsite/CertificateOfGoodStanding/CertificateOfGoodStandingStart indicado el número del certificado que se encuentra en la esquina superior derecha de este documento.

CONSEJO PROFESIONAL NACIONAL DE INGENIERÍA - COPNIA
Calle 78 N° 9 - 57 - Teléfono: 322 0191 - Bogotá D.C.
e-mail: contactenos@copnia.gov.co
www.copnia.gov.co



CERTIFICACION

Yo FRANCISCO POMAR ROA Ingeniero Civil Con Matricula profesional 25202-141031 CND, certifico que realice el **INFORME GEOTÉCNICO Y RECOMENDACIÓN DE CIMENTACION PARA EL PROYECTO DE LA CONSTRUCCION DE LA PORTERIA PRINCIPAL Y EL ASCENSOR DE LA EDIFICACION EN LA CARRERA 19 No. 24-209 BARRIO GAITAN DEL MUNICIPIO DE GIRARDOT - CUNDINAMARCA**. Cumpliendo la Norma NSR 2010-H-2-2-2-1-d, porende, asumo toda la responsabilidad de los estudios realizados.

La responsabilidad del suscrito, como geotecnista, compromete al diseñador estructural a ejecutar sus diseños de acuerdo con las memorias y recomendaciones suministrados. Algún cambio, adición u omisión debe ser consultada al ingeniero, autor del estudio geotécnico.

Dado en Girardot a los 20 días del mes de Septiembre del 2023

Cordialmente.

FRANCISCO POMAR ROA.
MP 25202-141031 CND