ÁREA DE GESTIÓN TÉCNICA

OT-10000-2025

REALIZAR ESTUDIO DE SUELOS GEOLÓGICOS Y GEOTECNICOS, MEDIANTE ENSAYOS DE LABORATORIO, DE CAMPO EN FORMA DIRECTA E INDIRECTA, CON RECOMENDACIONES AVALADAS POR EL INGENIERO CIVIL ESPECIALISTA EN GEOTECNIA O GEOECNÓLOGO Y UN GEÓLOGO EN DIFERENTES PUNTOS DE LA ZONA URBANA Y RURAL DEL DISTRITO DE SANTIAGO DE CALI

ESTUDIO PUENTE PEATONAL AV 2FN CON CALLE 52N

INGEOVINF S.A.S.

NIT: 901103336-0

INGENIERÍA GEOTÉCNICA DE VÍAS E INFRAESTRUCTURAS



BOGOTÁ D.C., DICIEMBRE DE 2025

Estos resultados no podrán reproducirse parcial ni totalmente sin la autorización de la firma INGEOVINF S.A.S
Los resultados corresponden únicamente a las muestras ensayadas

INTRODUCCIÓN

Este informe comprende un estudio geotécnico con el objetivo de definir las características ingenieriles del subsuelo y el tipo de estructura de cimentación. Con los registros de los sondeos y los resultados de ensayos de laboratorio de muestras recuperadas se obtienen los parámetros de resistencia de los materiales de subsuelo y se evalúa la capacidad portante. Para ello se realizaron las siguientes actividades:

- Reunión informativa con el contratante, con el objeto de definir las características generales del proyecto.

- Visita de reconocimiento al sitio del proyecto con el fin de determinar las condiciones generales del área y proyecto, y determinar la localización de los puntos de perforación.

- Exploración del subsuelo y programa de ensayos de laboratorio para obtener las características geotécnicas del subsuelo.

- Elaboración del presente informe, en el cual se resumen todas las actividades desarrolladas y se presentan las conclusiones y recomendaciones que lleven a garantizar un comportamiento satisfactorio del proyecto.

Estos resultados no podrán reproducirse parcial ni totalmente sin la autorización de la firma INGEOVINF S.A.S
Los resultados corresponden únicamente a las muestras ensayadas

1. GENERALIDADES DEL PROYECTO

1.1. LOCALIZACION GENERAL

El proyecto está ubicado en la ciudad de Cali, en el departamento del Valle del Cauca en el corregimiento de la buitrera y se plantea realizar la construcción del puente peatonal con longitud de 30 metros y muros de protección, se presenta la localización de la zona de estudio:

INGEOVINF S.A.S.	INVESTIGACION DEL SUBSUELO	
NIT: 901103336-0	ESQUEMA DE LOCALIZACION DE SONDEOS	
PROYECTO:	REALIZAR ESTUDIO DE SUELOS GEOLÓGICOS Y GEOTECNICOS, MEDIANTE ENSAYOS DE LABORATORIO, DE CAMPO EN FORMA DIRECTA E INDIRECTA, CON RECOMENDACIONES AVALADAS POR EL INGENIERO CIVIL ESPECIALISTA EN GEOTECNIA	
LOCALIZACIÓN:	PUENTE PEATONAL AV 2FN CON CALLE 52N	FECHA RECEPCIÓN: 29-nov-25
	0	FECHA ENSAYO: 30-nov-25



Ilustración 1. Localización del proyecto

Estos resultados no podrán reproducirse parcial ni totalmente sin la autorización de la firma INGEOVINF S.A.S
Los resultados corresponden únicamente a las muestras ensayadas

2. CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA

Con el propósito de conocer el perfil del subsuelo y evaluar los parámetros que rigen su comportamiento ante la imposición de cargas, se realizaron los siguientes trabajos: Previo a la exploración geotécnica, se realizó un reconocimiento de campo que consistió en una serie recorridos al sitio del proyecto, con el fin de identificar los procesos geodinámicos, tales como erosión, deslizamiento, agrietamientos, asentamientos, levantamientos, actividad de las fallas o cualquier otro fenómeno que pudieran afectar la construcción con resultados negativos ante estas amenazas.

2.1. INVESTIGACIÓN DEL SUBSUELO

Con el fin de poder evaluar las propiedades mecánicas y físicas de los estratos del subsuelo subyacente a la estructura de cimentación, se ejecutaron dos (2) sondeos a una profundidad entre 11.00 m y 12.10 m con equipo a percusión, donde se identificaron los distintos estratos.

2.2. TIPO DE SONDEOS

Se realizaron dos (2) perforaciones, todas con recuperación de muestras, más del 50% que es lo mínimo exigido. (NSR 10 Titulo H.3.2.3.), por unidad de construcción.

2.3. RECUPERACIÓN DE LAS MUESTRAS

Las muestras se tomaron en forma continua hasta la profundidad explorada con la cuchara partida para los ensayos de humedad natural y clasificación. También se tomaron muestras inalteradas con tubos de pared delgada tipo Shelby para los ensayos de resistencia y compresibilidad (NSR 10 Titulo H.3.3.1.)

Estos resultados no podrán reproducirse parcial ni totalmente sin la autorización de la firma INGEOVINF S.A.S
Los resultados corresponden únicamente a las muestras ensayadas

2.4. CUBRIMIENTO

Los sondeos cubren completamente la unidad de construcción contemplada (NSR-10 Titulo H.3.2.5)

2.5. LOCALIZACIÓN DE LOS SONDEOS

Todos los sondeos (se pide al menos el 50%), se localizaron dentro de la proyección sobre el terreno de las construcciones. (NSR 10 Titulo H.3.2.4 - c)

2.6. PROFUNDIDAD DE LOS SONDEOS

Los dos (2) sondeos exploratorios se llevaron a una profundidad máxima de doce punto diez (12.10) metros de profundidad.

2.7. TRABAJOS DE CAMPO

Con el propósito de conocer el perfil del subsuelo y evaluar los parámetros que rigen su comportamiento ante la imposición de cargas, se realizaron los siguientes trabajos:

Previo a la exploración geotécnica, se realizó un reconocimiento de campo que consistió en una serie recorridos al sitio del proyecto, con el fin de identificar los procesos geodinámicos, tales como erosión, deslizamiento, agrietamientos, asentamientos, levantamientos, actividad de las fallas o cualquier otro fenómeno que pudiera afectar la construcción con resultados negativos ante estas amenazas.

2.8. ENSAYOS DE LABORATORIO

A continuación, se presentan los ensayos de laboratorio realizados:

a. Clasificación:

-Límites de Atterberg.

-Granulometría con lavado sobre tamiz No. 200.

b. Propiedades "In-situ":

Estos resultados no podrán reproducirse parcial ni totalmente sin la autorización de la firma INGEOVINF S.A.S
Los resultados corresponden únicamente a las muestras ensayadas

-Humedad natural.

-Peso unitario.

c. Deformabilidad:

-Ensayo de Compresión Inconfinada

2.9. PERFILES ESTRATIGRAFICOS

Debido a la homogeneidad del material térreo encontrado en la investigación del subsuelo, se calculó el estimativo general ponderado, de los datos encontrados, con sus propiedades físicas y mecánicas respectivas. Los parámetros mecánicos obtenidos, son el resultado de la realización de ensayos de compresión inconfinada y el ensayo de SPT.

SONDEO 1

PROFUNDIDAD (m)		CLASIF.	DESCRIPCION	MUESTRA	No.	ENSAYO SPT			Wn	LL	LP	IP	PASA TAMIZ No. 200	q COMPRESIÓN INCONFINADA Kg/cm2	PESO UNITARIO g/cm3
DESDE	HASTA	SUCS				1/2'	1/2'	1/2'							
0.000	1.300	ML	LIMO ARCILLOSO DE COLOR CAFÉ OSCURO CON PRESENCIA DE DETRITOS DE CONSTRUCCIÓN		1	-	-	-	22.9	35.9	30.1	5.8	67.4	-	1.62
1.300	2.500	ML	LIMO ARCILLOSO DE COLOR CAFÉ CON PRESENCIA DE VETAS DE OXIDACIÓN		2	6	6	7	27.2	34.3	27.9	6.4	74.0	-	1.68
2.500	4.000	CL	ARCILLA LIMOSA DE COLOR AMARILLO CON PRESENCIA DE VETAS DE OXIDACIÓN		3	8	8	6	30.9	39.9	20.2	19.7	83.9	0.88	1.72
4.000	5.500	CL	ARCILLA LIMOSA DE COLOR AMARILLO CON PRESENCIA DE VETAS DE OXIDACIÓN Y VETAS DE COLOR CAFÉ		4	11	8	9	33.3	41.8	18.0	23.9	92.6	-	1.73
5.500	7.000	CL	ARCILLA LIMOSA DE COLOR AMARILLO CON PRESENCIA DE LENTES ARENOSOS		5	9	13	11	35.8	43.8	22.0	21.8	90.3	-	1.72
7.000	8.500	CL	ARCILLA LIMOSA DE COLOR CAFÉ		6	9	14	10	34.1	44.6	20.9	23.7	80.4	-	1.70
8.500	9.500	CL	ARCILLA LIMOSA DE COLOR CAFÉ CON PRESENCIA DE VETAS GRISES Y LENTES DE ARENA		7	12	15	13	18.5	29.6	20.1	9.6	69.7	-	1.78
9.500	11.000	SC	ARENA ARCILLOSA DE COLOR GRIS		8	15	12	13	11.5	35.9	18.0	17.8	23.9	-	1.81

Estos resultados no podrán reproducirse parcial ni totalmente sin la autorización de la firma INGEOVINF S.A.S
Los resultados corresponden únicamente a las muestras ensayadas

SONDEO 2

PROFUNDIDAD (m)		CLASIF.	DESCRIPCION	MUESTRA	No.	ENSAYO SPT			Wn	LL	LP	IP	PASA TAMIZ No. 200	q COMPRESIÓN INCONFINADA Kg/cm2	PESO UNITARIO g/cm3
DESDE	HASTA	SUCS				1/2"	1/2"	1/2"							
0.000	1.100	ML	LIMO ARCILLOSO CAFÉ OSCURO		1	-	-	-	21.8	34.8	29.8	4.9	63.8	-	1.57
1.100	2.600	ML	LIMO ARCILLOSO DE COLOR CAFÉ CON PRESENCIA DE VETAS DE COLOR GRIS		2	4	5	7	27.2	33.5	27.0	6.5	68.9	-	1.68
2.600	4.200	CL	ARCILLA LIMOSA DE COLOR AMARILLO CON PRESENCIA DE VETAS DE COLOR CAFÉ		3	6	7	9	31.3	42.3	20.0	22.3	79.2	1.13	1.72
4.200	5.800	CL	ARCILLA LIMOSA DE COLOR CAFÉ CON PRESENCIA DE VETAS AMARILLAS Y HABANAS		4	7	9	10	33.2	43.7	18.1	25.7	82.6	-	1.75
5.800	7.200	CL	ARCILLA LIMOSA ROJIZA CON LENTES ARENOSOS		5	9	11	12	35.8	45.8	22.0	23.9	81.3	-	1.71
7.200	8.800	CL	ARCILLA LIMOSA DE COLOR CAFÉ CON PRESENCIA DE VETAS DE COLOR ROJIZO		6	8	10	11	34.1	44.2	20.9	23.3	77.0	-	1.74
8.800	10.200	SC	ARENA ARCILLOSA DE COLOR GRIS		7	13	15	17	14.3	29.8	19.9	9.9	43.8	-	1.74
10.200	11.500	SC	ARENA ARCILLOSA DE COLOR GRIS		8	14	21	20	16.6	36.2	17.9	18.4	35.9	-	1.79
11.500	12.100	SC	ARENA ARCILLOSA DE COLOR GRIS CON PRESENCIA DE VETAS DE COLOR AMARILLO Y GRAVAS		9	18	20	57	10.4	28.4	20.1	8.3	23.8	-	1.77

Estos resultados no podrán reproducirse parcial ni totalmente sin la autorización de la firma INGEOVINF S.A.S
Los resultados corresponden únicamente a las muestras ensayadas

3. GEOLOGIA DE LA ZONA DEL PROYECTO

GEOLOGÍA REGIONAL

La ciudad de Cali se encuentra en una zona compuesta por depósitos aluviales (Qd) son comunes a lo largo de los cursos de los ríos principales y consistentes en depósitos clásticos gruesos a muy gruesos, de gravas estratificadas y relativamente bien seleccionadas, gravas arenosas y arenas con unidades locales de limos. En las márgenes del valle del Río Cauca, al sur de Sonso (IDP de Guacarí), existen abundantes conos aluviales (Qca) generalmente complejos.

Estos comprenden gravas y gravas arenosas con capas delgadas de arena. Las partes proximales de los conos carecen de estratificación interna, sin embargo, distalmente presentan un decrecimiento hacia arriba en el tamaño del grano y raramente algunas gravas arenosas bien seleccionadas de estratificación cruzada rellenan canales locales. La secuencia de la formación de abanicos y sus relaciones discordantes son evidentes a partir de fotografías aéreas.

Algunos depósitos más grandes comprenden hasta tres abanicos individuales. Confinados a las partes más altas de la Cordillera Central, por encima de los 3500 m se presentan depósitos glaciales, morrénicos.

MARCO TECTONICO REGIONAL

Según la explicación propuesta por el Servicio geológico colombiano, se indica que en términos de tectónica global el departamento del Valle está localizado al noroccidente de Suramérica, sobre los Andes Septentrionales. Este es un sitio de interacción de tres placas tectónicas: Suramericana, Nazca, y Caribe. La Placa

Estos resultados no podrán reproducirse parcial ni totalmente sin la autorización de la firma INGEOVINF S.A.S
Los resultados corresponden únicamente a las muestras ensayadas

Nazca converge contra la Placa Suramericana, a una velocidad de 8 cm/año, en sentido E-W, formando un ángulo de 45° con la dirección de la Cordillera de los Andes y es subducida bajo la Placa Suramericana en la Fosa Colombo-ecuatoriana (Meissnar et al., 1976). El ángulo de buzamiento calculado para la zona de Benioff es de 30°, presentándose el frente volcánico activo aproximadamente 150 km al oriente de la fosa y 150 km por encima de la zona de Benioff (Meissnar et al., 1976).

Las reconstrucciones de las placas tectónicas realizadas con base en las distribución de las anomalías magnéticas (Pilger, 1983) indican que esta situación de placas tectónicas se ha mantenido constante desde la anomalía 7 (21 Ma) y que entre esta y la anomalía 21 (48 Ma) la placa oceánica se aproximó al continente en una dirección NE-SW y a una velocidad menor. Estas reconstrucciones del movimiento de las placas sugieren que antes de la anomalía 21, los deslizamientos laterales derechos jugaron un papel importante. Reconstrucciones realizadas con base en un marco de referencia establecido por la posición estática de los puntos calientes (Duncan & Hargraves, 1984) conducen a conclusiones similares e incluso a postular que en el intervalo 90-100 Ma la placa oceánica (Farallones) convergió en dirección NE contra la margen continental a velocidades tan altas como 12 cm/año.

Estos resultados no podrán reproducirse parcial ni totalmente sin la autorización de la firma INGEOVINF S.A.S
Los resultados corresponden únicamente a las muestras ensayadas

4. CLASIFICACIÓN SISMICA DEL PERFIL DE SUELO

4.1. AMENAZA SISMICA

Colombia está localizada dentro de una de las zonas sísmicamente más activas de la tierra, la cual se denomina Anillo Circumpacífico y corresponde a los bordes del Océano Pacífico. El emplazamiento tectónico de Colombia es complejo pues en su territorio convergen la placa de Nazca, la placa Suramericana y la placa Caribe. El límite entre las placas suramericana y Caribe está aun relativamente indefinido. La geología estructural del país ha sido estudiada con diferentes grados de detalle. En general los sistemas principales de fallamiento han sido identificados gracias a estudios mineros y de exploración petrolera. Además, se han realizado exploraciones geológicas detalladas para los grandes proyectos hidroeléctricos y existen numerosos trabajos sobre tectónica colombiana realizados por el INGEOMINAS y otras instituciones.

El fallamiento predominante en el país tiene dirección norte sur, coincidiendo con la dirección de las tres cordilleras. El principal accidente sismotectónico es la zona de subducción en el Océano Pacífico. Es causada por el doblamiento de la placa de Nazca cuando subduce bajo la placa suramericana. Además de la zona de subducción existen en el territorio nacional un gran número de fallas geológicas sísmicamente activas.

Según el reglamento colombiano de construcciones sismo resistentes - NSR-10, el sitio de estudio se encuentra en una zona de amenaza sísmica alta. Los valores establecidos de aceleración sísmica Aa (coeficiente que representa la aceleración horizontal pico efectiva) y Av (coeficiente que representa la velocidad horizontal pico efectiva).

Estos resultados no podrán reproducirse parcial ni totalmente sin la autorización de la firma INGEOVINF S.A.S
Los resultados corresponden únicamente a las muestras ensayadas

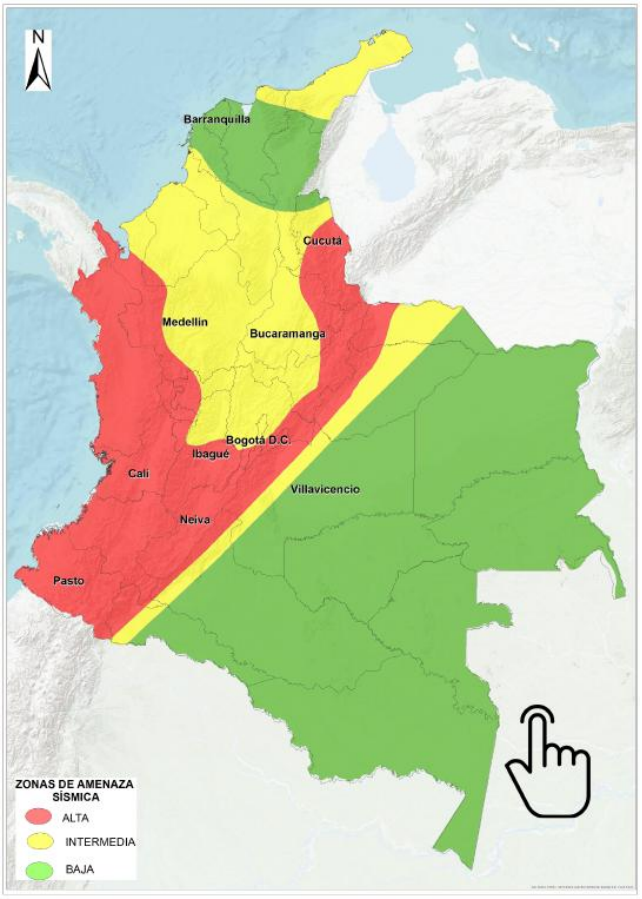


Ilustración 2. Mapa de amenaza sísmica de Colombia – NSR-10.

Por lo tanto, para la determinación del espectro de respuesta del sitio, se recomienda emplear los coeficientes Fa y Fv de las tablas A.2.4-3 y A.2.4-4 del NSR-10, correspondiente al perfil de suelo tipo D y para la amenaza sísmica correspondiente de la zona.

Estos resultados no podrán reproducirse parcial ni totalmente sin la autorización de la firma INGEOVINF S.A.S
Los resultados corresponden únicamente a las muestras ensayadas

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.

Ilustración 3. Determinación coeficiente sísmico Fa. Fuente: NSR-10.

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

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

Ilustración 4. Determinación coeficiente sísmico Fv. Fuente: NSR-10.

Tabla 1. Características sísmicas del sitio de estudio según NSR-2010.

Parámetro NSR-10	**Nomenclatura**	**Valor**
Zona Amenaza Sísmica	Alta	
Perfil de suelo	D	
Aceleración horizontal pico efectiva	Aa	0.25
Velocidad horizontal pico efectiva	Av	0.25
Factor de amplificación de Aa	Fa	1.30
Factor de amplificación de Av	Fv	1.90

Estos resultados no podrán reproducirse parcial ni totalmente sin la autorización de la firma INGEOVINF S.A.S
Los resultados corresponden únicamente a las muestras ensayadas

Tabla 1. Características sísmicas del sitio de estudio microzonificación sísmica de Cali 2005

Parámetro MICROZONIFICACION	Nomenclatura	Valor
Zona Amenaza Sísmica	4B	
Zona	ABANICO DISTAL DE CALI Y MENGA	
Aceleración máxima del terreno	Am	0.28
Aceleración espectral maxima	Sm	0.65
Periodo inicial	To	0.20
Periodo corto	Tc	0.70
Periodo largo	Tl	2.50

Estos resultados no podrán reproducirse parcial ni totalmente sin la autorización de la firma INGEOVINF S.A.S
Los resultados corresponden únicamente a las muestras ensayadas

5. LOCALIZACIÓN DE SONDEOS

5.1. LOCALIZACIÓN DE SONDEOS

Se realizó la investigación geotécnica mediante la elaboración de 2 sondeos mediante equipo a percusión hasta una profundidad de 12.1 metros:

ID	PROFUNDIDAD [m]	NIVEL FREATICO [m]
S1	11.0	No se encontró
S2	12.1	No se encontró

A continuación, se presenta el plano de localización de sondeos:

Estos resultados no podrán reproducirse parcial ni totalmente sin la autorización de la firma INGEOVINF S.A.S
Los resultados corresponden únicamente a las muestras ensayadas

INGEOVINF S.A.S.	INVESTIGACION DEL SUBSUELO
NIT: 901103336-0	ESQUEMA DE LOCALIZACION DE SONDEOS

PROYECTO:	REALIZAR ESTUDIO DE SUELOS GEOLÓGICOS Y GEOTECNICOS, MEDIANTE ENSAYOS DE LABORATORIO, DE CAMPO EN FORMA DIRECTA E INDIRECTA, CON RECOMENDACIONES AVALADAS POR EL INGENIERO CIVIL ESPECIALISTA EN GEOTECNIA		
LOCALIZACIÓN:	PUENTE PEATONAL AV 2FN CON CALLE 52N	**FECHA RECEPCIÓN:**	29-nov-25
	0	**FECHA ENSAYO:**	30-nov-25



Ilustración 5. Ubicación de los sondeos

Estos resultados no podrán reproducirse parcial ni totalmente sin la autorización de la firma INGEOVINF S.A.S
Los resultados corresponden únicamente a las muestras ensayadas

6. EVALUACIÓN DE CONDICIONES ESPECIALES DEL SUBSUELO

6.1. POTENCIAL DE EXPANSIÓN

Realizados los ensayos de laboratorio y verificando las condiciones del subsuelo según los perfiles obtenidos se realiza la determinación del potencial de expansión conforme a los criterios presentados en el NSR-2010 y el CCP-14.

Potencial de expansión	Expansión (%) medida en consolidómetro bajo presión vertical de 0.07 kgf/cm²	Límite Líquido LL, en (%)	Límite de contracción en (%)	Índice de plasticidad, IP, en (%)	Porcentaje de partículas menores de una micra (□)	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

Ilustración 6. Potencial de expansividad Fuente: NSR-10.

Potencial de expansión	Límite Líquido LL, en (%)	Límite plástico LP, en (%)	Succión de suelo (MPa)	Potencial de hinchamiento (%)
Alto	>60	>35	>0.38	>1.5
Marginal	50 – 60	25 – 35	0.14 – 0.38	0.5 – 1.5
Bajo	<50	<25	<0.14	<0.5

Ilustración 7. Potencial de expansividad Fuente: CCP-14.

Se realizará la valoración del potencial de expansión y se determina que es de potencial de bajo a medio.

6.2. POTENCIAL DE LICUACIÓN

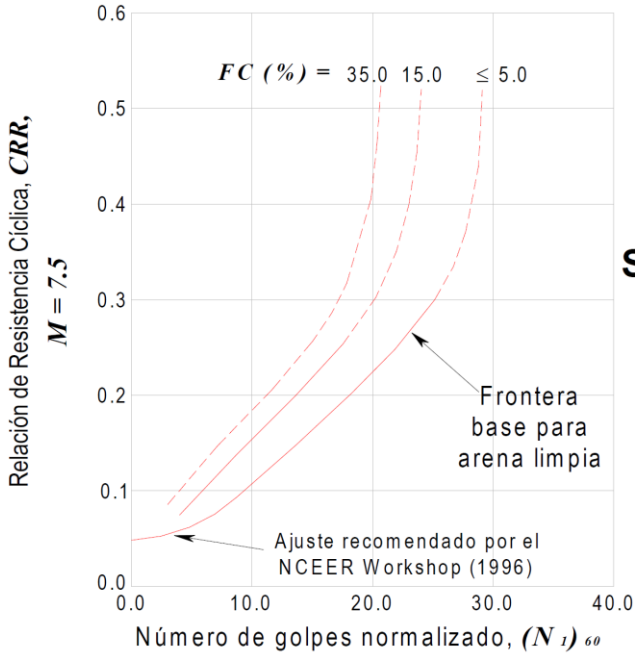
Se realiza la evaluación del factor de seguridad ante procesos de licuación para lo cual se sigue el procedimiento propuesto por Seed R et al (2003).

Se determinar la relación de esfuerzos cíclicos **CSR** así:

$$CSR = 0.65 \frac{a_{max}}{g} \frac{\sigma_v}{\sigma`_v} r_d$$

Estos resultados no podrán reproducirse parcial ni totalmente sin la autorización de la firma INGEOVINF S.A.S
Los resultados corresponden únicamente a las muestras ensayadas

Se determinar la relación de esfuerzos cíclicos resistentes **CRR,** mediante el ensayo de SPT, realizado al material mediante la siguiente grafica para un contenido de finos del 35%:



De acuerdo con el cálculo del factor de seguridad Seed R. et al (2003), indica que es un factor de seguridad aceptable por lo tanto se presentaran deformaciones mínimas y no se requieren medidas de prevención.

6.3. COLAPSABILIDAD

Se identifican como suelos colapsables aquellos depósitos formados por arenas y limos, en algunos casos cementados por arcillas y sales (carbonato de calcio), que bien resisten cargas considerables en su estado seco, sufren pérdidas de su conformación estructural, acompañadas de severas reducciones en el volumen exterior cuando se aumenta su humedad o se saturan.

Estos resultados no podrán reproducirse parcial ni totalmente sin la autorización de la firma INGEOVINF S.A.S
Los resultados corresponden únicamente a las muestras ensayadas

Se identifica la colapsabilidad de estos depósitos, cuando el volumen de vacíos iguala la cantidad de agua en el punto del límite de equilibrio. Para mayor cantidad de agua o menor.

$$\gamma_{dcrit} = \frac{\gamma_w}{\frac{1}{G_s} + LL}$$

Fuente: Titulo H (H.9.3.3)

Es de precisar que los suelos que clasifican como arcillosos se consideran no colapsables, el criterio para determinar potencial de colapsamiento es el siguiente:

$$\frac{\gamma_d}{\gamma_{dcrit}} < 1 \; ; suelo\ potencialmente\ colapsable$$

$$\frac{\gamma_d}{\gamma_{dcrit}} > 1 \; ; suelo\ no\ colapsable$$

Se determina que los estratos evaluados se clasifican como suelos no colapsables. A continuación, se presenta la evaluación de condiciones geotécnicas especiales en cada uno de los estratos:

Sondeo	Profundidad final [m]	Fc [%]	L/NL	LL [%]	LP [%]	COL/NCOL	POTENCIAL DE EXPANSIÓN NSR-10	POTENCIAL DE EXPANSIÓN CCP-14
1	1.3	67	NO LICUABLE	36	30	NO COLAPSABLE	BAJO	BAJO
1	2.5	74	NO LICUABLE	34	28	NO COLAPSABLE	BAJO	BAJO
1	4	84	NO LICUABLE	40	20	NO COLAPSABLE	MEDIO	BAJO
1	5.5	93	NO LICUABLE	42	18	NO COLAPSABLE	MEDIO	BAJO
1	7	90	NO LICUABLE	44	22	NO COLAPSABLE	MEDIO	BAJO
1	8.5	80	NO LICUABLE	45	21	NO COLAPSABLE	MEDIO	BAJO
1	9.5	70	NO LICUABLE	30	20	NO COLAPSABLE	BAJO	BAJO
1	11	24	NO LICUABLE	36	18	NO COLAPSABLE	BAJO	BAJO
2	1.1	64	NO LICUABLE	35	30	NO COLAPSABLE	BAJO	BAJO
2	2.6	69	NO LICUABLE	33	27	NO COLAPSABLE	BAJO	BAJO

Estos resultados no podrán reproducirse parcial ni totalmente sin la autorización de la firma INGEOVINF S.A.S
Los resultados corresponden únicamente a las muestras ensayadas

Sondeo	Profundidad final [m]	Fc [%]	L/NL	LL [%]	LP [%]	COL/NCOL	POTENCIAL DE EXPANSIÓN NSR-10	POTENCIAL DE EXPANSIÓN CCP-14
2	4.2	79	NO LICUABLE	42	20	NO COLAPSABLE	MEDIO	BAJO
2	5.8	83	NO LICUABLE	44	18	NO COLAPSABLE	MEDIO	BAJO
2	7.2	81	LICUABLE	46	22	NO COLAPSABLE	MEDIO	BAJO
2	8.8	77	NO LICUABLE	44	21	NO COLAPSABLE	MEDIO	BAJO
2	10.2	44	NO LICUABLE	30	20	NO COLAPSABLE	BAJO	BAJO
2	11.5	36	NO LICUABLE	36	18	NO COLAPSABLE	BAJO	BAJO
2	12.1	24	NO LICUABLE	28	20	NO COLAPSABLE	BAJO	BAJO

Estos resultados no podrán reproducirse parcial ni totalmente sin la autorización de la firma INGEOVINF S.A.S
Los resultados corresponden únicamente a las muestras ensayadas

7. CÁLCULOS GEOTECNICOS DE CIMENTACIÓN PUENTE PEATONAL

Con base en los resultados de laboratorio se realizó la determinación del peso unitario mediante la consideración del valor promedio de los resultados obtenidos, de la misma manera con la resistencia al corte en condición No drenada, para lo cual se presenta a continuación los respectivos parámetros geotécnicos:

Tabla 2. Parámetros geotécnicos para las estructuras complementarias de la ampliación

PARAMETROS GEOTECNICOS	
PARÁMETRO	**MAGNITUD**
Peso Unitario:	1.72 T/m^3
Cu media- Compresión inconfinada:	50 kPa
C':	7.1 kPa
Ángulo de fricción:	17.3°
Eu Modulo de elasticidad – Compresión inconfinada	5.0 MPa
v – relación Poisson (Casagrande, 1952)	0.40

Fuente: Elaboración propia

7.1. CÁLCULO DE CAPACIDAD DE CARGA ADMISIBLE

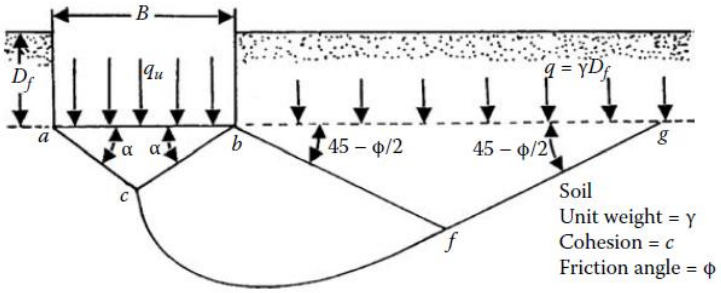
Con los resultados de los ensayos de campo y de laboratorio se realizan los cálculos de capacidad portante para el sector de estudio, se considera la profundidad como variable para el cálculo de estas capacidades.

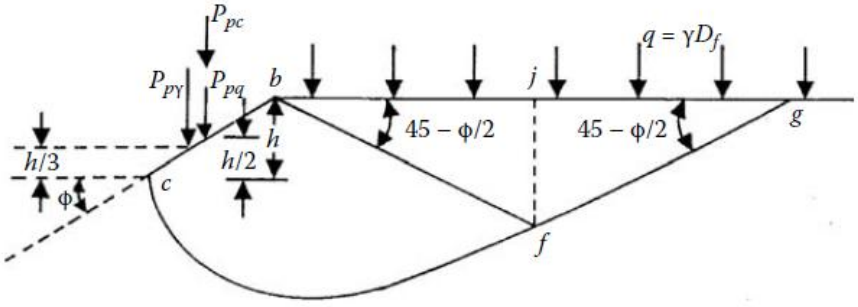
Estos resultados no podrán reproducirse parcial ni totalmente sin la autorización de la firma INGEOVINF S.A.S
Los resultados corresponden únicamente a las muestras ensayadas

Para determinar la capacidad portante del suelo en estudio se considera la metodología planteada por Meyerhof y Terzaghi, dando como resultado valores de capacidad portante considerando como variable la profundidad; en la siguiente grafica se presenta la capacidad portante contra la profundidad y generando un análisis de susceptibilidad realizando una variación de B/L para diferentes profundidades de desplante. Para el análisis se tomaron parámetros en condiciones no drenadas.

Para la evaluación de la capacidad portante se consideró una condición No drenada del suelo para lo cual implica trabajar con un valor de ángulo de fricción aparente igual a cero y el intercepto de cohesión igual a la resistencia al corte en condición No drenada.

$$q_{ult} = CN_c S_c d_c + \gamma_1 D_f N_q S_q d_q + 0,5 B \gamma_2 N_\gamma S_\gamma d_\gamma$$





Estos resultados no podrán reproducirse parcial ni totalmente sin la autorización de la firma INGEOVINF S.A.S
Los resultados corresponden únicamente a las muestras ensayadas

1. **Factores recomendados por Meyerhof**

Factores de Capacidad portante

$$N_q = e^{\pi tan\emptyset} tan^2\left(45 + \frac{\pi}{2}\right)$$

$$N_c = \left(N_q - 1\right) cot\emptyset$$

$$N_\gamma = \left(N_q - 1\right) \tan\left(1{,}4\emptyset\right)$$

Factores de forma

$$S_c = 1 + 0{,}2 tan^2\left(45 + \frac{\pi}{2}\right)\frac{B}{L}$$

$$S_q = S_\gamma = 1 + 0{,}1 tan^2\left(45 + \frac{\pi}{2}\right)\frac{B}{L}$$

Factores de profundidad

$$d_c = 1 + 0{,}2 tan\left(45 + \frac{\pi}{2}\right)\frac{D_f}{B}$$

$$d_q = d_\gamma = 1 + 0{,}1 tan\left(45 + \frac{\pi}{2}\right)\frac{D_f}{B}$$

Por lo tanto, el cálculo se presenta en los anexos, las respectivas tablas con los datos obtenidos. Para el cálculo de la capacidad portante admisible se emplea lo siguiente:

$$q_{adm} = \frac{qult - \gamma Df}{FS = 3{,}0} + \gamma Df$$

Con base en los parámetros calculados, se realiza la determinación de la capacidad portante para la estructura proyectada, considerando un modelo de plastificación en condición No drenada de tipo Tresca. Se genera una alternativa de cimentación, para lo cual se recomienda realizar la construcción de un sistema de cimentación compuesto por dado apoyado con mínimo dos pilotes con

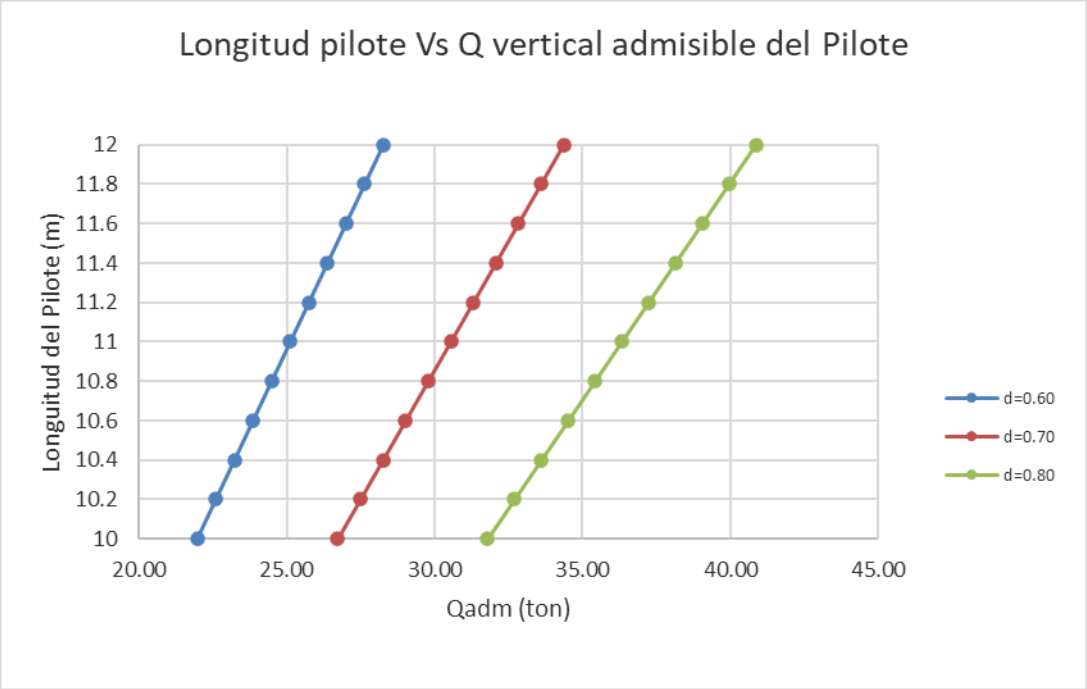
Estos resultados no podrán reproducirse parcial ni totalmente sin la autorización de la firma INGEOVINF S.A.S
Los resultados corresponden únicamente a las muestras ensayadas

diámetro mínimo de 0.60 metros, longitud de mínimo 10 metros y separación entre centros de 1.80 metros, es necesario realizar durante el proceso constructivo realizar la protección de la zona del talud, mediante la construcción de muro de contención de protección.

A continuación, se presenta la respectiva capacidad de carga de los pilotes:

CAPACIDAD DE CARGA VERTICAL ADMISIBLE DE PILOTES

Los pilotes, complemento de la solución, serán del tipo pre-excavado, fundidos insitu, dimensionados de acuerdo con la capacidad admisible presentada más adelante.



Estos resultados no podrán reproducirse parcial ni totalmente sin la autorización de la firma INGEOVINF S.A.S
Los resultados corresponden únicamente a las muestras ensayadas

Ilustración 8. Determinación de la capacidad de carga vertical.

En la siguiente tabla se presenta la capacidad de carga vertical:

Tabla 3. Capacidad de carga vertical pilotes

CAPACIDAD DE CARGA VERTICAL ADMISIBLE DE PILOTES [Ton]			
Longitud	D=0.60	D=0.70	D=0.80
10	21.99	26.73	31.78
10.2	22.61	27.49	32.68
10.4	23.24	28.25	33.59
10.6	23.87	29.02	34.50
10.8	24.50	29.78	35.41
11	25.13	30.54	36.32
11.2	25.75	31.31	37.22
11.4	26.38	32.07	38.13
11.6	27.01	32.84	39.04
11.8	27.64	33.60	39.95
12	28.27	34.36	40.86

CAPACIDAD DE CARGA HORIZONTAL ADMISIBLE DE PILOTES

Estos resultados no podrán reproducirse parcial ni totalmente sin la autorización de la firma INGEOVINF S.A.S
Los resultados corresponden únicamente a las muestras ensayadas

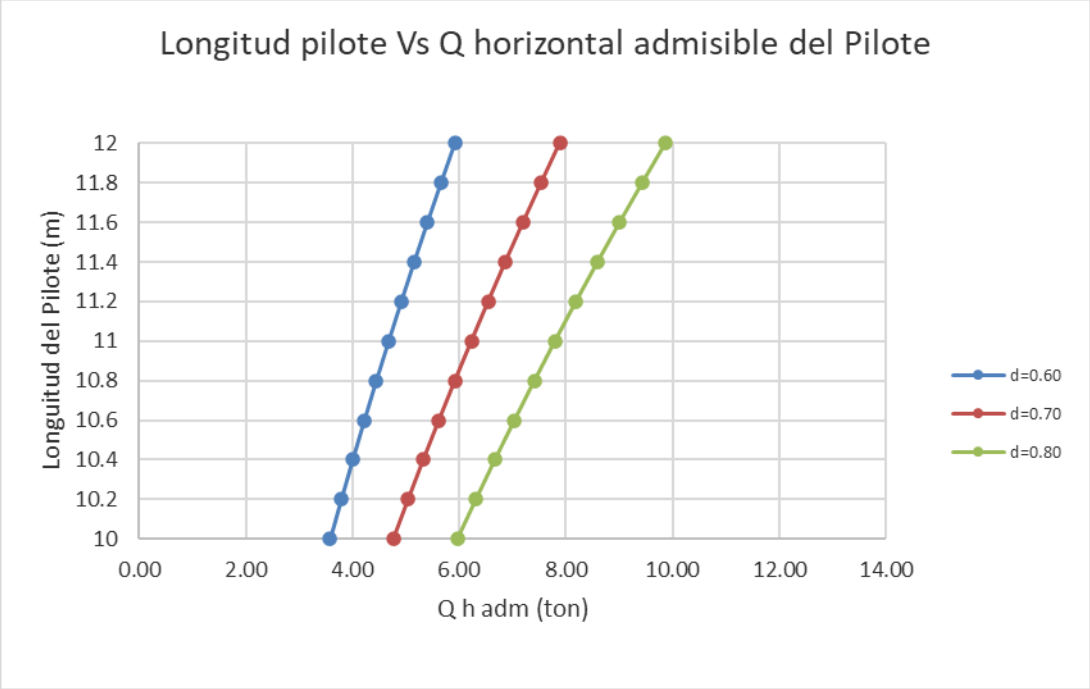


Ilustración 9. Determinación de la capacidad de carga horizontal

CAPACIDAD DE CARGA HORIZONTAL ADMISIBLE DE PILOTES [Ton]			
Longitud	D=0.60	D=0.70	D=0.80
10	3.58	4.77	5.96
10.2	3.79	5.05	6.31
10.4	4.00	5.33	6.67
10.6	4.22	5.62	7.03
10.8	4.44	5.92	7.41
11	4.67	6.23	7.79
11.2	4.91	6.55	8.18
11.4	5.15	6.87	8.59
11.6	5.40	7.20	9.00
11.8	5.66	7.54	9.43
12	5.92	7.89	9.86

Tabla 4. Capacidad de carga horizontal pilotes

Estos resultados no podrán reproducirse parcial ni totalmente sin la autorización de la firma INGEOVINF S.A.S
Los resultados corresponden únicamente a las muestras ensayadas

7.2. ASENTAMIENTOS TOTALES

Para el cálculo de asentamientos inmediatos, se asume un modelo constitutivo de comportamiento linealmente elástico, donde se determina el asentamiento con base en la siguiente ecuación:

$$\Delta \mathrm{HI} = \sum_{i=1}^{n} h_i \, \Delta\sigma' \, \frac{1-\mu^2}{\mathrm{E_s}}$$

Para el cálculo de los asentamientos consolidación se asume un que el suelo solo se deforma en dirección vertical, por tanto, los asentamientos se calculan así:

$$Si\ \sigma'_0 + \Delta\sigma' < \sigma'_p$$

$$\Delta \mathrm{HC} = \sum_{i=1}^{n} \frac{Cr}{1+e_0} * h_i * \log\left(\frac{\sigma'_0 + \Delta\sigma'}{\sigma'_0}\right)$$

$$Si\ \sigma'_0 + \Delta\sigma' > \sigma'_p$$

$$\Delta \mathrm{HC} = \sum_{i=1}^{n} \frac{Cr}{1+e_0} * h_i * log\left(\frac{\sigma'_p}{\sigma'_0}\right) + \frac{Cc}{1+e_0} * h_i * log\left(\frac{\sigma'_0 + \Delta\sigma}{\sigma'_p}\right)$$

Los asentamientos totales que se presentarán en el suelo serán la suma entre los inmediatos y los producidos por el proceso de consolidación así:

$$\Delta \mathrm{H\ total} = \Delta \mathrm{HI} + \Delta \mathrm{HC}$$

A continuación, se presentan los cálculos de capacidad portante y asentamientos para cada profundidad de la cimentación:

Estos resultados no podrán reproducirse parcial ni totalmente sin la autorización de la firma INGEOVINF S.A.S
Los resultados corresponden únicamente a las muestras ensayadas

Tabla 5. Cálculo de asentamientos.

L	Qwp	ε	Qws	Φ	Ap	Ep	S_1	S_1	Cp	q_p	S_2	S_2	Cs	S_3	S_3	S
m	ton		ton	m	m^2	ton/m^2	m	cm		ton/m^2	m	cm		m	cm	cm
10.00	0.20	0.67	3.14	0.60	0.36	2.1E+06	0.0000	0.00	0.03	0.71	0.0141	1.41	0.05	0.02109	2.109	3.53
10.25	0.20	0.67	3.14	0.60	0.36	2.1E+06	0.0000	0.00	0.03	0.71	0.0141	1.41	0.05	0.02068	2.068	3.48
10.50	0.20	0.67	3.14	0.60	0.36	2.1E+06	0.0000	0.00	0.03	0.71	0.0141	1.41	0.05	0.02029	2.029	3.45
10.75	0.20	0.67	3.14	0.60	0.36	2.1E+06	0.0000	0.00	0.03	0.71	0.0141	1.41	0.05	0.01992	1.992	3.41
11.00	0.20	0.67	3.14	0.60	0.36	2.1E+06	0.0000	0.00	0.03	0.71	0.0141	1.41	0.05	0.01956	1.956	3.37
11.50	0.20	0.67	3.14	0.60	0.36	2.1E+06	0.0000	0.00	0.03	0.71	0.0141	1.41	0.05	0.01889	1.889	3.31
12.00	0.20	0.67	3.14	0.60	0.36	2.1E+06	0.0000	0.00	0.03	0.71	0.0141	1.41	0.05	0.01827	1.827	3.24

L	Qwp	ε	Qws	Φ	Ap	Ep	S_1	S_1	Cp	q_p	S_2	S_2	Cs	S_3	S_3	S
m	ton		ton	m	m^2	ton/m^2	m	cm		ton/m^2	m	cm		m	cm	cm
8.00	0.20	0.67	3.82	0.70	0.49	2.1E+06	0.0000	0.00	0.03	0.52	0.0165	1.65	0.04	0.04052	4.052	5.70
8.25	0.20	0.67	3.82	0.70	0.49	2.1E+06	0.0000	0.00	0.03	0.52	0.0165	1.65	0.04	0.03952	3.952	5.60
8.50	0.20	0.67	3.82	0.70	0.49	2.1E+06	0.0000	0.00	0.03	0.52	0.0165	1.65	0.04	0.03857	3.857	5.51
8.75	0.20	0.67	3.82	0.70	0.49	2.1E+06	0.0000	0.00	0.03	0.52	0.0165	1.65	0.04	0.03768	3.768	5.42
9.00	0.20	0.67	3.82	0.70	0.49	2.1E+06	0.0000	0.00	0.03	0.52	0.0165	1.65	0.05	0.03683	3.683	5.33
9.50	0.20	0.67	3.82	0.70	0.49	2.1E+06	0.0000	0.00	0.03	0.52	0.0165	1.65	0.05	0.03525	3.525	5.18
10.00	0.20	0.67	3.82	0.70	0.49	2.1E+06	0.0000	0.00	0.03	0.52	0.0165	1.65	0.05	0.03383	3.383	5.03

L	Qwp	ε	Qws	Φ	Ap	Ep	S_1	S_1	Cp	q_p	S_2	S_2	Cs	S_3	S_3	S
m	ton		ton	m	m^2	ton/m^2	m	cm		ton/m^2	m	cm		m	cm	cm
8.00	0.20	0.67	4.54	0.80	0.64	2.1E+06	0.0000	0.00	0.03	0.40	0.0188	1.88	0.04	0.06144	6.144	8.03
8.25	0.20	0.67	4.54	0.80	0.64	2.1E+06	0.0000	0.00	0.03	0.40	0.0188	1.88	0.04	0.05990	5.990	7.88
8.50	0.20	0.67	4.54	0.80	0.64	2.1E+06	0.0000	0.00	0.03	0.40	0.0188	1.88	0.04	0.05845	5.845	7.73
8.75	0.20	0.67	4.54	0.80	0.64	2.1E+06	0.0000	0.00	0.03	0.40	0.0188	1.88	0.04	0.05708	5.708	7.59
9.00	0.20	0.67	4.54	0.80	0.64	2.1E+06	0.0000	0.00	0.03	0.40	0.0188	1.88	0.04	0.05578	5.578	7.46
9.50	0.20	0.67	4.54	0.80	0.64	2.1E+06	0.0000	0.00	0.03	0.40	0.0188	1.88	0.04	0.05337	5.337	7.22
10.00	0.20	0.67	4.54	0.80	0.64	2.1E+06	0.0000	0.00	0.03	0.40	0.0188	1.88	0.04	0.05119	5.119	7.01

Fuente: Elaboración propia

7.3. CÁLCULO DE COEFICIENTES Y EMPUJES DE PRESIÓN LATERAL DE TIERRAS

Se realiza el cálculo de empuje de tierras en condición activo y pasivo, teniendo en cuenta las características del material presente:

Empuje activo

$$K_a = tan^2\left(45 - \frac{\emptyset}{2}\right)$$

Estos resultados no podrán reproducirse parcial ni totalmente sin la autorización de la firma INGEOVINF S.A.S
Los resultados corresponden únicamente a las muestras ensayadas

$$\sigma_a = \sigma'_z * K_a - 2c'\sqrt{K_a}$$

$$E_a = \int_{z_0}^{z} (\gamma' z * K_a - 2c'\sqrt{K_a})dz$$

Empuje pasivo

$$K_p = tan^2(45 + \frac{\emptyset}{2})$$

$$\sigma_p = \sigma'_z * K_p + 2c'\sqrt{K_p}$$

$$E_p = \int_{z_0}^{z} (\gamma' z * K_p + 2c'\sqrt{K_p})dz$$

7.4. EMPUJES ESTÁTICOS

Tabla 6. Cálculo de empujes estáticos

Empujes Estáticos									
Prof	γ	Ka	γω	σha	Kp	σhp	Ko	Ea	Ep
m	ton/m3		ton/m3	ton/m2				[ton]	[ton]
0.500	1.720	0.542	1.000	0.966	1.846	0.966	0.703	0.241	0.522
1.000	1.720	0.542	1.000	1.932	1.846	1.932	0.703	0.966	2.088
1.500	1.720	0.542	1.000	2.897	1.846	2.897	0.703	2.173	4.698
2.000	1.720	0.542	1.000	3.863	1.846	3.863	0.703	3.863	8.352
2.500	1.720	0.542	1.000	4.829	1.846	4.829	0.703	6.036	13.050
3.000	1.720	0.542	1.000	5.795	1.846	5.795	0.703	8.692	18.792
3.500	1.720	0.542	1.000	6.760	1.846	6.760	0.703	11.830	25.578
4.000	1.720	0.542	1.000	7.726	1.846	7.726	0.703	15.452	33.407
4.500	1.720	0.542	1.000	8.692	1.846	8.692	0.703	19.557	42.281
5.000	1.720	0.542	1.000	9.658	1.846	9.658	0.703	24.144	52.199
5.500	1.720	0.542	1.000	10.623	1.846	10.623	0.703	29.214	63.161
6.000	1.720	0.542	1.000	11.589	1.846	11.589	0.703	34.767	75.167

Fuente: Elaboración propia

Estos resultados no podrán reproducirse parcial ni totalmente sin la autorización de la firma INGEOVINF S.A.S
Los resultados corresponden únicamente a las muestras ensayadas

7.5. EMPUJES PSEUDOESTÁTICOS

Tabla 7. Cálculo de empujes pseudoestáticos

Empujes Pseudoestáticos									
Prof	γ	Kae	γω	σha	Kpe	σhp	Ko	Ea	Ep
m	ton/m3		ton/m3	ton/m2				[ton]	[ton]
0.500	1.720	0.899	1.000	1.274	1.314	1.274	0.703	0.318	0.408
1.000	1.720	0.899	1.000	2.547	1.314	2.547	0.703	1.274	1.630
1.500	1.720	0.899	1.000	3.821	1.314	3.821	0.703	2.865	3.668
2.000	1.720	0.899	1.000	5.094	1.314	5.094	0.703	5.094	6.521
2.500	1.720	0.899	1.000	6.368	1.314	6.368	0.703	7.959	10.189
3.000	1.720	0.899	1.000	7.641	1.314	7.641	0.703	11.462	14.672
3.500	1.720	0.899	1.000	8.915	1.314	8.915	0.703	15.601	19.970
4.000	1.720	0.899	1.000	10.188	1.314	10.188	0.703	20.376	26.083
4.500	1.720	0.899	1.000	11.462	1.314	11.462	0.703	25.789	33.012
5.000	1.720	0.899	1.000	12.735	1.314	12.735	0.703	31.838	40.755
5.500	1.720	0.899	1.000	14.009	1.314	14.009	0.703	38.524	49.314
6.000	1.720	0.899	1.000	15.282	1.314	15.282	0.703	45.847	58.687

Fuente: Elaboración propia

7.6. CÁLCULO DEL COEFICIENTE DE BALASTO

Se realiza el cálculo mediante el método propuesto por Aleksander Vesic en el artículo publicado en la ASCE en 1963 “Beams on Elastic Subgrade and the winkler´s Hypothesis”, en el cual desarrolló un trabajo complementario para la determinación del módulo de reacción mediante montajes experimentales y desarrollo teóricos fundamentados en la mecánica del medio continuo, bajo un comportamiento elástico de los materiales, para lo cual propone la siguiente ecuación:

$$k = \left(\frac{0.65}{d}\right) \sqrt[12]{\frac{E_S d^4}{E_P I}} \left(\frac{E_S}{1 - v_S^2}\right)$$

Donde:

k: *modulo de reacción vertical del suelo*

d: *dimensión caracteristica del elemento*

E_S: *Modulo de elasticidad del suelo*

Estos resultados no podrán reproducirse parcial ni totalmente sin la autorización de la firma INGEOVINF S.A.S

Los resultados corresponden únicamente a las muestras ensayadas

E_p: *Modulo de elasticidad del elemento (concreto)*

I: *Momento de inercia del elemento*

vs: *relación de poisson del estrato de apoyo*

Se realiza el respectivo cálculo y se obtiene lo siguiente:

Tabla 8. Determinación del coeficiente de balasto.

MODULO DE BALASTO DEL SUELO	
MODULO DE ELASTICIDAD DEL SUELO [MPa]	5.00
MODULO DE ELASTICIDAD DEL CONCRETO - 21 MPa [MPa]	17872
RELACIÓN DE POISSON	0.40
DIMENSIÓN CARACTERISTICA ÁLTURA DEL ELEMENTO DE CIMENTACIÓN [m]	0.30
DIMENSIÓN CARACTERISTICA ANCHO DEL ELEMENTO DE CIMENTACIÓN [m]	1.00
INERCIA ELEMENTO DE CIMENTACIÓN [m^4]	0.0491
MODULO DE REACCIÓN VERTICAL DEL SUELO [kN/m3]	2516
MODULO DE REACCIÓN HORIZONTAL DEL SUELO [kN/m3]	839

Estos resultados no podrán reproducirse parcial ni totalmente sin la autorización de la firma INGEOVINF S.A.S
Los resultados corresponden únicamente a las muestras ensayadas

8. CÁLCULOS GEOTECNICOS DE CIMENTACIÓN PANTALLA DE PROTECCIÓN

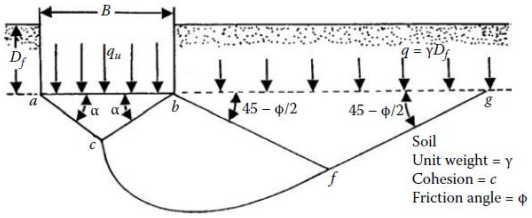
8.1. CÁLCULO DE CAPACIDAD DE CARGA ADMISIBLE

Con los resultados de los ensayos de campo y de laboratorio se realizan los cálculos de capacidad portante para el sector de estudio, se considera la profundidad como variable para el cálculo de estas capacidades.

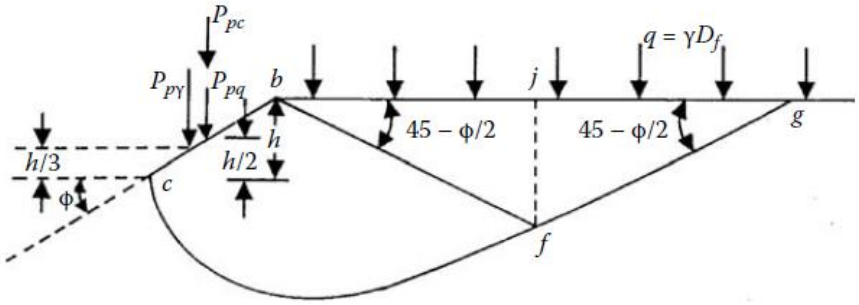
Para determinar la capacidad portante del suelo en estudio se considera la metodología planteada por Meyerhof y Terzaghi, dando como resultado valores de capacidad portante considerando como variable la profundidad; en la siguiente grafica se presenta la capacidad portante contra la profundidad y generando un análisis de susceptibilidad realizando una variación de B/L para diferentes profundidades de desplante. Para el análisis se tomaron parámetros en condiciones no drenadas.

Para la evaluación de la capacidad portante se consideró una condición No drenada del suelo para lo cual implica trabajar con un valor de ángulo de fricción aparente igual a cero y el intercepto de cohesión igual a la resistencia al corte en condición No drenada.

$$q_{ult} = CN_cS_cd_c + \gamma_1 D_f N_q S_q d_q + 0,5B\gamma_2 N_\gamma S_\gamma d_\gamma$$



Estos resultados no podrán reproducirse parcial ni totalmente sin la autorización de la firma INGEOVINF S.A.S
Los resultados corresponden únicamente a las muestras ensayadas



2. Factores recomendados por Meyerhof

Factores de Capacidad portante

$$N_q = e^{\pi tan\emptyset} tan^2\left(45 + \frac{\pi}{2}\right)$$

$$N_c = \left(N_q - 1\right) cot\emptyset$$

$$N_\gamma = \left(N_q - 1\right) \tan\left(1{,}4\emptyset\right)$$

Factores de forma

$$S_c = 1 + 0{,}2 tan^2\left(45 + \frac{\pi}{2}\right)\frac{B}{L}$$

$$S_q = S_\gamma = 1 + 0{,}1 tan^2\left(45 + \frac{\pi}{2}\right)\frac{B}{L}$$

Factores de profundidad

$$d_c = 1 + 0{,}2 tan\left(45 + \frac{\pi}{2}\right)\frac{D_f}{B}$$

$$d_q = d_\gamma = 1 + 0{,}1 tan\left(45 + \frac{\pi}{2}\right)\frac{D_f}{B}$$

Por lo tanto, el cálculo se presenta en los anexos, las respectivas tablas con los datos obtenidos. Para el cálculo de la capacidad portante admisible se emplea lo siguiente:

Estos resultados no podrán reproducirse parcial ni totalmente sin la autorización de la firma INGEOVINF S.A.S
Los resultados corresponden únicamente a las muestras ensayadas

$$q_{adm} = \frac{qult - \gamma Df}{FS = 3{,}0} + \gamma Df$$

Con base en los parámetros calculados, se realiza la determinación de la capacidad portante para la estructura proyectada, considerando un modelo de plastificación en condición No drenada de tipo Tresca. Se genera una alternativa de cimentación, para lo cual se recomienda cimentar la pantalla de protección sobre un mejoramiento en concreto ciclópeo con espesor de 0.50 metros, con el fin de permitir alcanzar el estrato de diseño localizado a una profundidad de 2.00 metros.

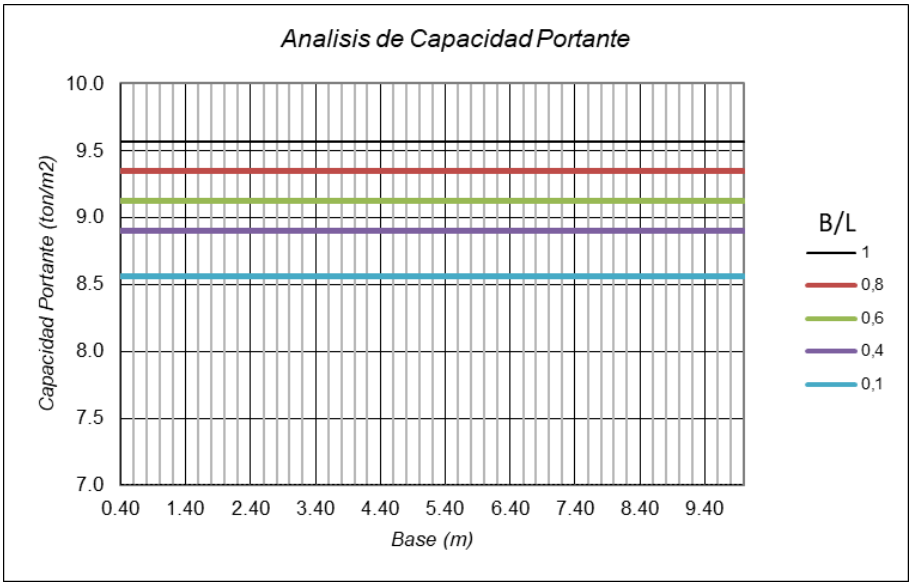


Ilustración 10. Determinación de la capacidad portante.

En la siguiente ilustración se presenta la capacidad portante de cimentación:

Estos resultados no podrán reproducirse parcial ni totalmente sin la autorización de la firma INGEOVINF S.A.S
Los resultados corresponden únicamente a las muestras ensayadas

Tabla 9. Capacidad portante

CÁLCULO DE ASENTAMIENTOS MÁXIMOS PARA CADA NIVEL DE CARGA								
Profundidad	Cu	ϕ	qL	FS	qadm	ΔH - consolidacion	ΔH - inmediato	ΔH - total
m	ton/m^2		ton/m^2		ton/m^2	cm	cm	cm
2.000	2.933	0.000	21.855	3.000	**9.6**	1.58	1.21	2.79

8.2. ASENTAMIENTOS TOTALES

Para el cálculo de asentamientos inmediatos, se asume un modelo constitutivo de comportamiento linealmente elástico, donde se determina el asentamiento con base en la siguiente ecuación:

$$\Delta \mathrm{HI} = \sum_{i=1}^{n} h_i \, \Delta\sigma' \, \frac{1-\mu^2}{\mathrm{E_s}}$$

Para el cálculo de los asentamientos consolidación se asume un que el suelo solo se deforma en dirección vertical, por tanto, los asentamientos se calculan así:

$$Si\ \sigma'_0 + \Delta\sigma' < \sigma'_p$$

$$\Delta \mathrm{HC} = \sum_{i=1}^{n} \frac{Cr}{1+e_0} * h_i * \log\left(\frac{\sigma'_0 + \Delta\sigma'}{\sigma'_0}\right)$$

$$Si\ \sigma'_0 + \Delta\sigma' > \sigma'_p$$

$$\Delta \mathrm{HC} = \sum_{i=1}^{n} \frac{Cr}{1+e_0} * h_i * log\left(\frac{\sigma'_p}{\sigma'_0}\right) + \frac{Cc}{1+e_0} * h_i * log\left(\frac{\sigma'_0 + \Delta\sigma}{\sigma'_p}\right)$$

Los asentamientos totales que se presentarán en el suelo serán la suma entre los inmediatos y los producidos por el proceso de consolidación así:

$$\Delta \mathrm{H\ total} = \Delta \mathrm{HI} + \Delta \mathrm{HC}$$

A continuación, se presentan los cálculos de capacidad portante y asentamientos para cada profundidad de la cimentación:

Estos resultados no podrán reproducirse parcial ni totalmente sin la autorización de la firma INGEOVINF S.A.S
Los resultados corresponden únicamente a las muestras ensayadas

Tabla 10. Cálculo de asentamientos.

CÁLCULO DE ASENTAMIENTOS MÁXIMOS PARA CADA NIVEL DE CARGA								
Profundidad	Cu	ϕ	qL	FS	qadm	ΔH - consolidacion	ΔH - inmediato	ΔH - total
m	ton/m^2		ton/m^2		ton/m^2	cm	cm	cm
2.000	2.933	0.000	21.855	3.000	**9.6**	1.58	1.21	2.79

Fuente: Elaboración propia

8.3. CÁLCULO DE COEFICIENTES Y EMPUJES DE PRESIÓN LATERAL DE TIERRAS

Se realiza el cálculo de empuje de tierras en condición activo y pasivo, teniendo en cuenta las características del material presente:

Empuje activo

$$K_a = tan^2\left(45 - \frac{\emptyset}{2}\right)$$

$$\sigma_a = \sigma'_z * K_a - 2c'\sqrt{K_a}$$

$$E_a = \int_{z_0}^{z} \left(\gamma' z * K_a - 2c'\sqrt{K_a}\right) dz$$

Empuje pasivo

$$K_p = tan^2(45 + \frac{\emptyset}{2})$$

$$\sigma_p = \sigma'_z * K_p + 2c'\sqrt{K_p}$$

$$E_p = \int_{z_0}^{z} \left(\gamma' z * K_p + 2c'\sqrt{K_p}\right) dz$$

Estos resultados no podrán reproducirse parcial ni totalmente sin la autorización de la firma INGEOVINF S.A.S
Los resultados corresponden únicamente a las muestras ensayadas

8.4. EMPUJES ESTÁTICOS

Tabla 11. Cálculo de empujes estáticos

Empujes Estáticos									
Prof	γ	Ka	γω	σha	Kp	σhp	Ko	Ea	Ep
m	ton/m3		ton/m3	ton/m2				[ton]	[ton]
0.500	1.720	0.542	1.000	0.966	1.846	0.966	0.703	0.241	0.522
1.000	1.720	0.542	1.000	1.932	1.846	1.932	0.703	0.966	2.088
1.500	1.720	0.542	1.000	2.897	1.846	2.897	0.703	2.173	4.698
2.000	1.720	0.542	1.000	3.863	1.846	3.863	0.703	3.863	8.352
2.500	1.720	0.542	1.000	4.829	1.846	4.829	0.703	6.036	13.050
3.000	1.720	0.542	1.000	5.795	1.846	5.795	0.703	8.692	18.792
3.500	1.720	0.542	1.000	6.760	1.846	6.760	0.703	11.830	25.578
4.000	1.720	0.542	1.000	7.726	1.846	7.726	0.703	15.452	33.407
4.500	1.720	0.542	1.000	8.692	1.846	8.692	0.703	19.557	42.281
5.000	1.720	0.542	1.000	9.658	1.846	9.658	0.703	24.144	52.199
5.500	1.720	0.542	1.000	10.623	1.846	10.623	0.703	29.214	63.161
6.000	1.720	0.542	1.000	11.589	1.846	11.589	0.703	34.767	75.167

Fuente: Elaboración propia

8.5. EMPUJES PSEUDOESTÁTICOS

Tabla 12. Cálculo de empujes pseudoestáticos

Empujes Pseudoestáticos									
Prof	γ	Kae	γω	σha	Kpe	σhp	Ko	Ea	Ep
m	ton/m3		ton/m3	ton/m2				[ton]	[ton]
0.500	1.720	0.899	1.000	1.274	1.314	1.274	0.703	0.318	0.408
1.000	1.720	0.899	1.000	2.547	1.314	2.547	0.703	1.274	1.630
1.500	1.720	0.899	1.000	3.821	1.314	3.821	0.703	2.865	3.668
2.000	1.720	0.899	1.000	5.094	1.314	5.094	0.703	5.094	6.521
2.500	1.720	0.899	1.000	6.368	1.314	6.368	0.703	7.959	10.189
3.000	1.720	0.899	1.000	7.641	1.314	7.641	0.703	11.462	14.672
3.500	1.720	0.899	1.000	8.915	1.314	8.915	0.703	15.601	19.970
4.000	1.720	0.899	1.000	10.188	1.314	10.188	0.703	20.376	26.083
4.500	1.720	0.899	1.000	11.462	1.314	11.462	0.703	25.789	33.012
5.000	1.720	0.899	1.000	12.735	1.314	12.735	0.703	31.838	40.755
5.500	1.720	0.899	1.000	14.009	1.314	14.009	0.703	38.524	49.314
6.000	1.720	0.899	1.000	15.282	1.314	15.282	0.703	45.847	58.687

Fuente: Elaboración propia

Estos resultados no podrán reproducirse parcial ni totalmente sin la autorización de la firma INGEOVINF S.A.S
Los resultados corresponden únicamente a las muestras ensayadas

8.6. CÁLCULO DEL COEFICIENTE DE BALASTO

Se realiza el cálculo mediante el método propuesto por Aleksander Vesic en el artículo publicado en la ASCE en 1963 “Beams on Elastic Subgrade and the winkler´s Hypothesis”, en el cual desarrolló un trabajo complementario para la determinación del módulo de reacción mediante montajes experimentales y desarrollo teóricos fundamentados en la mecánica del medio continuo, bajo un comportamiento elástico de los materiales, para lo cual propone la siguiente ecuación:

$$k = \left(\frac{0.65}{d}\right)^{12} \sqrt{\frac{E_S d^4}{E_P I}} \left(\frac{E_S}{1 - v_S^2}\right)$$

Donde:

k: $modulo\ de\ reacción\ vertical\ del\ suelo$

d: $dimensión\ caracteristica\ del\ elemento$

E_S: $Modulo\ de\ elasticidad\ del\ suelo$

E_P: $Modulo\ de\ elasticidad\ del\ elemento\ (concreto)$

I: $Momento\ de\ inercia\ del\ elemento$

vs: $relación\ de\ poisson\ del\ estrato\ de\ apoyo$

Se realiza el respectivo cálculo y se obtiene lo siguiente:

Tabla 13. Determinación del coeficiente de balasto.

MODULO DE BALASTO DEL SUELO	
MODULO DE ELASTICIDAD DEL SUELO [MPa]	5.00
MODULO DE ELASTICIDAD DEL CONCRETO - 21 MPa [MPa]	17872
RELACIÓN DE POISSON	0.40
DIMENSIÓN CARACTERISTICA ÁLTURA DEL ELEMENTO DE CIMENTACIÓN [m]	0.30
DIMENSIÓN CARACTERISTICA ANCHO DEL ELEMENTO DE CIMENTACIÓN [m]	1.00
INERCIA ELEMENTO DE CIMENTACIÓN [m^4]	0.0491
MODULO DE REACCIÓN VERTICAL DEL SUELO [kN/m3]	2516
MODULO DE REACCIÓN HORIZONTAL DEL SUELO [kN/m3]	839

Estos resultados no podrán reproducirse parcial ni totalmente sin la autorización de la firma INGEOVINF S.A.S
Los resultados corresponden únicamente a las muestras ensayadas

9. RECOMENDACIONES CONSTRUCTIVAS

9.1. RECOMENDACIONES CONSTRUCTIVAS DE LA CIMENTACIÓN

Si se encuentran infiltraciones o niveles de agua, en la etapa de excavación, se deben tomar todas las medidas necesarias para que no se afecte ni se desestabilice la zona del proyecto ni las construcciones vecinas, si es necesario se utilizarán sistemas de entibado y en su defecto sistemas de bombeo.

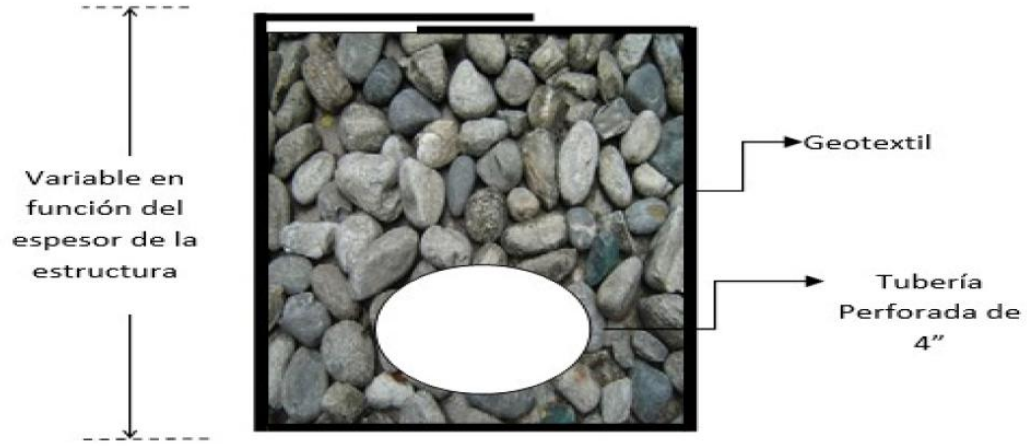
En la etapa de construcción deben considerarse todas las medidas necesarias para garantizar la estabilidad de la zona de excavación como también la seguridad del personal y equipos utilizados. Se deben aplicar políticas de seguridad industrial y estabilidad ambiental, cumpliendo con todos los requerimientos legales al respecto, como lo son la disposición de escombros y requerimientos de contaminación.

9.2. RECOMENDACIONES DE MANEJO DE AGUAS

Terminadas las perforaciones se realizó la medición del nivel freático, dando como resultado que en el sitio de estudio no se identifica nivel de aguas sin embargo en caso de que en el momento de ejecución de la obra se encuentre el nivel freático se recomienda realizar el respectivo manejo de aguas subsuperficiales durante el desarrollo de los procesos constructivos mediante bombeo. Como acción preventiva se debe realizar el respectivo manejo de aguas permanente en la zona, mediante la construcción de un sistema de drenaje superficial y un sistema de filtros franceses envuelto en geotextil con tubería, la profundidad del mismo se realiza en la cota inferior al suelo de fundación de la estructura de pavimento y de un ancho de 50cm, importante garantizar el descargue de los mismos. La pendiente longitudinal del filtro será dada por las condiciones topográficas. Los materiales recomendados para esta actividad son triturados de río con un TM ¾”, geotextil NT 1800 o similar, tubería perforada de 4in, con una sección mínima de 50x50cm, además la profundidad

Estos resultados no podrán reproducirse parcial ni totalmente sin la autorización de la firma INGEOVINF S.A.S
Los resultados corresponden únicamente a las muestras ensayadas

puede variar ya que está en función al espesor de la estructura en caso de que se realicen mejoramientos.



9.3. RECOMENDACIONES PANTALLA DE PROTECCIÓN

Se presenta como alternativa para la protección de la zona la realizar la construcción de un muro de contención construcción de un muro de contención con altura definida por el ingeniero estructural según especificaciones del proyecto, la cual tendrá como finalidad brindar estabilidad global a la cimentación. A continuación se presenta el cálculo de empujes como parámetro de diseño para la realización del respectivo diseño estructural

Estos resultados no podrán reproducirse parcial ni totalmente sin la autorización de la firma INGEOVINF S.A.S
Los resultados corresponden únicamente a las muestras ensayadas

EMPUJES ESTÁTICOS

Empujes Estáticos									
Prof	γ	Ka	γω	σha	Kp	σhp	Ko	Ea	Ep
m	ton/m3		ton/m3	ton/m2				[ton]	[ton]
0.500	1.720	0.542	1.000	0.966	1.846	0.966	0.703	0.241	0.522
1.000	1.720	0.542	1.000	1.932	1.846	1.932	0.703	0.966	2.088
1.500	1.720	0.542	1.000	2.897	1.846	2.897	0.703	2.173	4.698
2.000	1.720	0.542	1.000	3.863	1.846	3.863	0.703	3.863	8.352
2.500	1.720	0.542	1.000	4.829	1.846	4.829	0.703	6.036	13.050
3.000	1.720	0.542	1.000	5.795	1.846	5.795	0.703	8.692	18.792
3.500	1.720	0.542	1.000	6.760	1.846	6.760	0.703	11.830	25.578
4.000	1.720	0.542	1.000	7.726	1.846	7.726	0.703	15.452	33.407
4.500	1.720	0.542	1.000	8.692	1.846	8.692	0.703	19.557	42.281
5.000	1.720	0.542	1.000	9.658	1.846	9.658	0.703	24.144	52.199
5.500	1.720	0.542	1.000	10.623	1.846	10.623	0.703	29.214	63.161
6.000	1.720	0.542	1.000	11.589	1.846	11.589	0.703	34.767	75.167

EMPUJES PSEUDOESTÁTICOS

Empujes Pseudoestáticos									
Prof	γ	Kae	γω	σha	Kpe	σhp	Ko	Ea	Ep
m	ton/m3		ton/m3	ton/m2				[ton]	[ton]
0.500	1.720	0.899	1.000	1.274	1.314	1.274	0.703	0.318	0.408
1.000	1.720	0.899	1.000	2.547	1.314	2.547	0.703	1.274	1.630
1.500	1.720	0.899	1.000	3.821	1.314	3.821	0.703	2.865	3.668
2.000	1.720	0.899	1.000	5.094	1.314	5.094	0.703	5.094	6.521
2.500	1.720	0.899	1.000	6.368	1.314	6.368	0.703	7.959	10.189
3.000	1.720	0.899	1.000	7.641	1.314	7.641	0.703	11.462	14.672
3.500	1.720	0.899	1.000	8.915	1.314	8.915	0.703	15.601	19.970
4.000	1.720	0.899	1.000	10.188	1.314	10.188	0.703	20.376	26.083
4.500	1.720	0.899	1.000	11.462	1.314	11.462	0.703	25.789	33.012
5.000	1.720	0.899	1.000	12.735	1.314	12.735	0.703	31.838	40.755
5.500	1.720	0.899	1.000	14.009	1.314	14.009	0.703	38.524	49.314
6.000	1.720	0.899	1.000	15.282	1.314	15.282	0.703	45.847	58.687

9.4. RECOMENDACIONES DE MATERIAL DE RELLENO

se realizarán los rellenos de la pantalla de protección con material que cumpla con las especificaciones INVIAS, el material deberá compactarse por capas inferiores a los 0.15 metros. El material deberá cumplir los siguientes requisitos:

Estos resultados no podrán reproducirse parcial ni totalmente sin la autorización de la firma INGEOVINF S.A.S
Los resultados corresponden únicamente a las muestras ensayadas

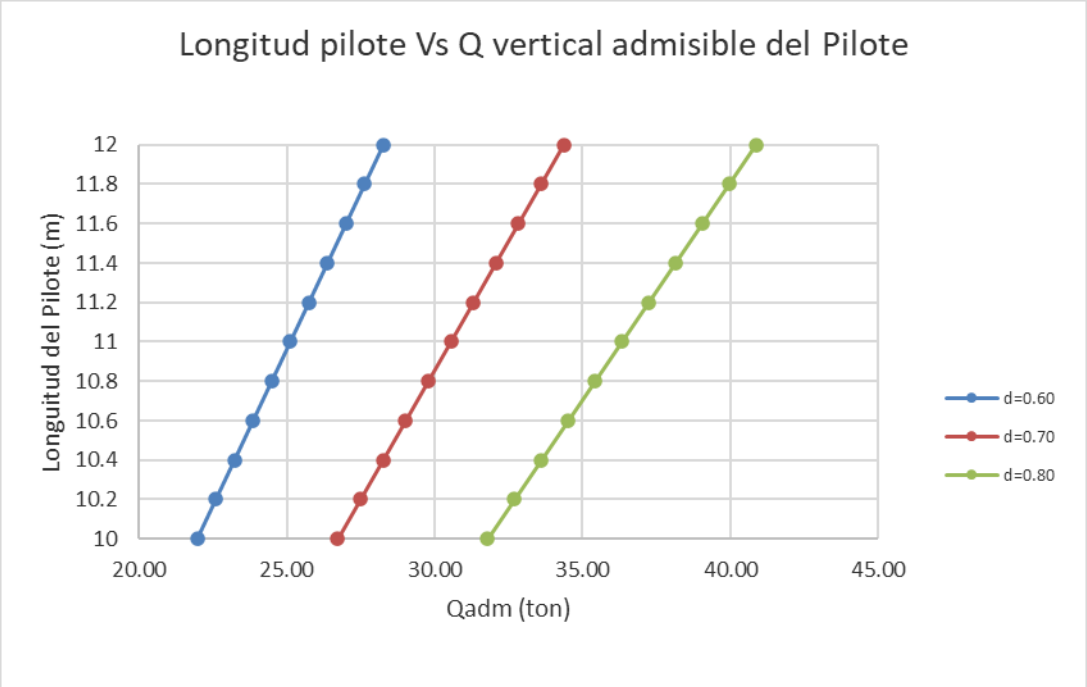
El material propuesto para la utilización como Sub-Base granular deberá satisfacer la totalidad de requisitos indicados en la tabla 320.2.2 del Art 320-13 de las especificaciones del INVIAS, dentro de los cuales se distinguen los siguientes requisitos básicos:

- Desgaste máquina de los ángeles debe ser menor al 50%
- Desgaste por abrasión en micro-Deval deberá ser menor al 30%
- Resistencia mecánica por el método del 10% de finos mínimo 60kN c. seca.
- Índice de plasticidad debe ser menor al 6%
- CBR mayor al 40%, es de precisar que el CBR mínimo del material corresponde para un peso unitario que corresponda al 95% de compactación mínima, por lo tanto, durante el proceso de instalación de los materiales se debe hacer un control de compactación por cada capa en el cual el porcentaje de compactación debe ser de mínimo el 95%. Es de precisar que el CBR propuesto, presenta esas características, debido a que fueron las hipótesis consideradas en el diseño para la determinación de los coeficientes estructurales de los materiales granulares.
- Debe ser un material inorgánico.
- Debe cumplir con el huso granulométrico específico para Sub-Bases granulares según la normatividad INVIAS.
- El equivalente de arena debe ser de mínimo el 25%.
- Se deberá realizar control de calidad en obra de las propiedades propuestas durante el desarrollo de las actividades conforme a las frecuencias propuestas en la especificación INVIAS.

Estos resultados no podrán reproducirse parcial ni totalmente sin la autorización de la firma INGEOVINF S.A.S
Los resultados corresponden únicamente a las muestras ensayadas

10. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

- Se genera una alternativa de cimentación, para lo cual se recomienda realizar la construcción de un sistema de cimentación compuesto por dado apoyado con mínimo dos pilotes con diámetro mínimo de 0.60 metros, longitud de mínimo 10 metros y separación entre centros de 1.80 metros, es necesario realizar durante el proceso constructivo realizar la protección de la zona del talud, mediante la construcción de muro de contención de protección.



- Es de aclarar que las Gráficas de diseño incluidas en este informe, permiten al ingeniero calculista, escoger la geometría de la cimentación, dependiendo de las cargas reales de la estructura y del asentamiento elástico admisible, en las cuales se deben tener en cuenta áreas de

Estos resultados no podrán reproducirse parcial ni totalmente sin la autorización de la firma INGEOVINF S.A.S
Los resultados corresponden únicamente a las muestras ensayadas

cimentación reducidas debidas a excentricidades en las cargas aplicadas, cargas externas de viento y sismo. La utilización de las tablas de diseño, están restringidas al estrato de cimentación escogido, por lo cual no son aplicables a diferentes profundidades de cimentación.

- Se recomienda implementar y verificar el manejo forestal de los individuos arbóreos colindantes con la zona con el fin de prevenir presuntas afectaciones por desecación del subsuelo.
- Se recomienda realizar la construcción de un sistema de cunetas que permitan realizar el manejo de la escorrentía superficial y prevenir la infiltración en el talud.
- Se recomienda usar concretos de tipo impermeabilizado y que sean resistentes ante la exposición de sulfatos y de cloruros.
- Debe entenderse que el trabajo aquí consignado, corresponde a soluciones específicas, por lo que no pueden ser utilizadas en otro tipo de obras. Las conclusiones y recomendaciones presentadas en este informe están basados en los resultados de los ensayos de campo y de laboratorio.
- En el caso de presentarse algún tipo de cambio en el proyecto o si se encuentran condiciones del subsuelo diferentes a las contempladas en este estudio, se debe informar al ingeniero de suelos encargado, para que se realicen los cambios y estudios adicionales que sean necesarios, para garantizar la estabilidad de la estructura en cuestión.

Estos resultados no podrán reproducirse parcial ni totalmente sin la autorización de la firma INGEOVINF S.A.S
Los resultados corresponden únicamente a las muestras ensayadas

11. LIMITACIONES Y VERIFICACIÓN

Los análisis de ingeniería, conclusiones y recomendaciones que se presentan en este informe se fundamentan en la información obtenida en los trabajos de investigación del subsuelo y en la información dada por los contratantes.

Si durante la construcción del proyecto se encuentran suelos con características distintas a las planteadas en este informe como típicas, deberá informarse al Ingeniero de Suelos y Cimentaciones para llevar a cabo los estudios necesarios.



ING. JUAN CAMILO REYES RAMÍREZ
MAT. 25202-400122 CND
MAGISTER EN GEOTECNIA
ING. CIVIL
MGS INGENIERIA GEOTECNIA
ESP. EN RECURSOS HIDRICOS
ESP. EN GERENCIA DE PROYECTOS
ESP. EN GEOTECNIA VIAL Y PAVIMENTOS

Estos resultados no podrán reproducirse parcial ni totalmente sin la autorización de la firma INGEOVINF S.A.S
Los resultados corresponden únicamente a las muestras ensayadas

12. BIBLIOGRAFÍA

- AIS, 2010 “Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10.”
- Bowles J. E. 1996 “Foundation Analysis and Design” Quinta edición, McGraw-Hill.
- Braja M. Das, 1999. “Principios de ingeniería de Cimentaciones.”
- Delgado Vargas, Manuel, 1996, “Ingeniería De Fundaciones.” Editorial Escuela Colombiana de Ingeniería.
- Shamsher Prakash., 1981, “Soil Dynamics.” McGraw Hill.
- Vesic A., 1975, “Bearing Capacity of Shallow Foundations.” F.E.H. Van Nostrand Reinholds.

Estos resultados no podrán reproducirse parcial ni totalmente sin la autorización de la firma INGEOVINF S.A.S
Los resultados corresponden únicamente a las muestras ensayadas

ÁREA DE GESTIÓN TÉCNICA

OT-10000-2025

REALIZAR ESTUDIO DE SUELOS GEOLÓGICOS Y GEOTECNICOS, MEDIANTE ENSAYOS DE LABORATORIO, DE CAMPO EN FORMA DIRECTA E INDIRECTA, CON RECOMENDACIONES AVALADAS POR EL INGENIERO CIVIL ESPECIALISTA EN GEOTECNIA O GEOECNÓLOGO Y UN GEÓLOGO EN DIFERENTES PUNTOS DE LA ZONA URBANA Y RURAL DEL DISTRITO DE SANTIAGO DE CALİ

PUENTE PEATONAL AV 2FN CON CALLE 52N

INGEOVINF S.A.S.

NIT: 901103336-0

INGENIERÍA GEOTÉCNICA DE VÍAS E INFRAESTRUCTURAS

ANEXO 1: REGISTRO FOTOGRAFICO

Estos resultados no podrán reproducirse parcial ni totalmente sin la autorización de la firma INGEOVINF S.A.S
Los resultados corresponden únicamente a las muestras ensayadas

ÁREA DE GESTIÓN TÉCNICA

OT-10000-2025

REALIZAR ESTUDIO DE SUELOS GEOLÓGICOS Y GEOTECNICOS, MEDIANTE ENSAYOS DE LABORATORIO, DE CAMPO EN FORMA DIRECTA E INDIRECTA, CON RECOMENDACIONES AVALADAS POR EL INGENIERO CIVIL ESPECIALISTA EN GEOTECNIA O GEOECNÓLOGO Y UN GEÓLOGO EN DIFERENTES PUNTOS DE LA ZONA URBANA Y RURAL DEL DISTRITO DE SANTIAGO DE CALİ

PUENTE PEATONAL AV 2FN CON CALLE 52N

INGEOVINF S.A.S.

NIT: 901103336-0

INGENIERÍA GEOTÉCNICA DE VÍAS E INFRAESTRUCTURAS

ANEXO 2: MEMORIAS DE CÁLCULO

Estos resultados no podrán reproducirse parcial ni totalmente sin la autorización de la firma INGEOVINF S.A.S
Los resultados corresponden únicamente a las muestras ensayadas

ÁREA DE GESTIÓN TÉCNICA

OT-10000-2025

REALIZAR ESTUDIO DE SUELOS GEOLÓGICOS Y GEOTECNICOS, MEDIANTE ENSAYOS DE LABORATORIO, DE CAMPO EN FORMA DIRECTA E INDIRECTA, CON RECOMENDACIONES AVALADAS POR EL INGENIERO CIVIL ESPECIALISTA EN GEOTECNIA O GEOECNÓLOGO Y UN GEÓLOGO EN DIFERENTES PUNTOS DE LA ZONA URBANA Y RURAL DEL DISTRITO DE SANTIAGO DE CALI

PUENTE PEATONAL AV 2FN CON CALLE 52N

INGEOVINF S.A.S.

NIT: 901103336-0

INGENIERÍA GEOTÉCNICA DE VÍAS E INFRAESTRUCTURAS

ANEXO 3: RESULTADOS DE ENSAYOS DE LABORATORIO

Estos resultados no podrán reproducirse parcial ni totalmente sin la autorización de la firma INGEOVINF S.A.S
Los resultados corresponden únicamente a las muestras ensayadas

ÁREA DE GESTIÓN TÉCNICA

OT-10000-2025

REALIZAR ESTUDIO DE SUELOS GEOLÓGICOS Y GEOTECNICOS, MEDIANTE ENSAYOS DE LABORATORIO, DE CAMPO EN FORMA DIRECTA E INDIRECTA, CON RECOMENDACIONES AVALADAS POR EL INGENIERO CIVIL ESPECIALISTA EN GEOTECNIA O GEOECNÓLOGO Y UN GEÓLOGO EN DIFERENTES PUNTOS DE LA ZONA URBANA Y RURAL DEL DISTRITO DE SANTIAGO DE CALI

PUENTE PEATONAL AV 2FN CON CALLE 52N

INGEOVINF S.A.S.

NIT: 901103336-0

INGENIERÍA GEOTÉCNICA DE VÍAS E INFRAESTRUCTURAS

ANEXO 4: CERTIFICADOS DE CALIBRACIÓN

Estos resultados no podrán reproducirse parcial ni totalmente sin la autorización de la firma INGEOVINF S.A.S
Los resultados corresponden únicamente a las muestras ensayadas