

INFORME GEOTÉCNICO CENTRO NÁUTICO TOPOCORO MUNICIPIO DE BETULIA DEPARTAMENTO DE SANTANDER



Ing. Javier Caballero Esteban
Tarjeta Profesional 68202150761 Santander

FEBRERO DE 2026

TABLA DE CONTENIDO

1	INTRODUCCIÓN	9
2	OBJETIVOS Y ALCANCES	10
2.1	OBJETIVO GENERAL	10
2.2	OBJETIVOS ESPECÍFICOS	10
3	CARACTERÍSTICAS GENERALES	11
3.1	LOCALIZACIÓN DEL PROYECTO	11
3.2	NORMATIVIDAD	12
4	TRABAJOS DE CAMPO	13
4.1	SONDEOS GEOTÉCNICOS Y SÍSMICAS	13
5	CARACTERÍSTICAS DEL SUBSUELO	15
5.1	RESULTADOS DE LOS SONDEOS	15
5.2	NIVEL FREÁTICO	19
5.3	ENSAYOS DE LABORATORIO	19
5.3.1	Ensayos de clasificación	20
5.3.2	Ensayos de corte directo	21
5.3.3	Ensayos de compresión simple	21
5.4	RESULTADOS ENSAYOS DE REFRACCIÓN SÍSMICA	22
5.4.1	Resultados sísmica LRS01	22
5.4.2	Resultados sísmica LRS02	25
5.4.3	Resultados sísmica LRS03	28
6	ANÁLISIS GEOTÉCNICO	31
6.1	CORRECCIÓN DEL ENSAYO DE PENETRACIÓN ESTÁNDAR (SPT)	31
6.2	PROPIEDADES DE LOS SUELOS	32
6.2.1	Metodología para estimación de parámetros	32
6.2.2	Selección de parámetros de diseño	37
6.3	PROPIEDADES DEL RELLENO SELECCIONADO	41
6.4	PARÁMETROS GEOTÉCNICOS DE LOS MATERIALES IDENTIFICADOS	43
7	PARÁMETROS SÍSMICOS	44
7.1	DEFINICIÓN DEL TIPO DE PERFIL DEL SUELO	44
7.2	EFFECTOS LOCALES	44

7.3	PARAMETROS PARA ANÁLISIS SEUDO ESTÁTICO DE TALUDES ...	46
8	DISEÑO GEOTÉCNICO DE MUROS DE CONTENCIÓN ANCLADOS.....	47
8.1	PRESIÓN DE TIERRAS PARA DISEÑO DE ANCLAJES PRETENSIONADOS	47
8.2	DISEÑO DE LOS ANCLAJES PRETENSIONADOS	50
8.2.1	Longitud libre	50
8.2.2	Mayoración de las cargas actuantes.....	51
8.2.3	Comprobación de la tensión admisible del acero del tirante (rotura del tirante a tracción).	51
8.2.4	Comprobación del deslizamiento del tirante dentro del bulbo.....	52
8.2.5	Comprobación de la seguridad frente al arrancamiento del bulbo (deslizamiento bulbo-terreno).....	52
8.3	ANÁLISIS DE ESTABILIDAD.....	54
8.3.1	Conclusiones de los análisis de estabilidad	60
9	DISEÑO GEOTÉCNICO DE LOS MUROS DE CONTENCIÓN SOBRE PILOTES	61
9.1	DISEÑO DE LOS PILOTES PARA ESTABILIZACIÓN	61
9.1.1	Longitud mínima de pilotes	62
9.1.2	Capacidad de carga lateral de los pilotes	67
9.1.3	Separación de los pilotes	73
9.2	ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE MURO CON PILOTES	74
10	DISEÑO GEOTÉCNICO DE LA CIMENTACIÓN	79
10.1	ESTADOS LÍMITES DE FALLA ANTE CARGA VERTICAL	79
10.2	EFICIENCIA DE GRUPOS DE PILOTES	81
10.3	CÁLCULO DE ASENTAMIENTOS.....	82
10.4	COEFICIENTE DE REACCIÓN DEL SUELO O MÓDULO DE BALASTO	84
11	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	85
11.1	RECOMENDACIÓN PARA LA CONSTRUCCIÓN DE LOS MUROS ANCLADOS	85
11.2	RECOMENDACIONES PARA LA CIMENTACIÓN DE LOS MUROS SOBRE PILOTES	88
11.2.1	Capacidad portante cimentación superficial	91
11.2.2	Coeficiente de presión de tierras	92

11.3	PROCEDIMIENTO PARA LA EXCAVACIÓN MANUAL DE LAS PILAS Y/O CAISSON.....	92
11.4	MANEJO DE EXCAVACIONES.....	94
11.5	RECOMENDACIONES GENERALES	95
11.6	LIMITACIONES.....	96
12	REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICA.....	97
	ANEXO 1. REGISTRO DE PERFORACIÓN CLUB NÁUTICO TOPOCORO.....	99
	ANEXO 2. ENSAYOS DE LABORATORIOS CLUB NÁUTICO TOPOCORO.....	100
	ANEXO 3. CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA CLUB NÁUTICO TOPOCORO	101
	ANEXO 4. MEMORIA DE CÁLCULO DE ANCLAJES CLUB NÁUTICO TOPOCORO	102
	ANEXO 5. ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE MUROS ANCLADOS Y EN VOLADIZO CLUB NÁUTICO TOPOCORO.....	103
	ANEXO 6. ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE MUROS CON PILOTES CLUB NÁUTICO TOPOCORO	104
	ANEXO 7. MEMORIA DE CÁLCULO DE CAPACIDAD DE PILOTES MURO PARQUEADEROS CLUB NÁUTICO TOPOCORO.....	105
	ANEXO 8. MEMORIA DE CALCULO DE CAPACIDAD DE PILOTES MURO PTAR CLUB NÁUTICO TOPOCORO.....	106
	ANEXO 9. MEMORIA DE CALCULO DE CAPACIDAD DE PILOTES MURO VÍA INTERNA Y PLATAFORMA CLUB NÁUTICO	107
	ANEXO 10. MEMORIA DE CALCULO DE CAPACIDAD DE PILOTES PARA ESTRUCTURAS DEL CLUB NÁUTICO	108
	ANEXO 11. PLANO DE LOCALIZACIÓN DE OBRAS DE CONTENCIÓN PARA ESTRUCTURAS DEL CLUB NÁUTICO	109
	ANEXO 12. PLANO DE LOCALIZACIÓN DE EXPLORACIÓN DE CAMPO PARA ESTRUCTURAS DEL CLUB NÁUTICO	110

LISTA DE FIGURAS

Figura 1. Localización general del proyecto	11
Figura 2. Localización general del área en estudio en el Municipio de Betulia Santander.....	12
Figura 3. Modelo final del subsuelo aplicando método de Tomografía sísmica de refracción mediante inversión por mínimos cuadrados.	23
Figura 4. Modelo de velocidad de onda S MASW1D.....	24
Figura 5. Modelo final del subsuelo aplicando método de Tomografía sísmica de refracción mediante inversión por mínimos cuadrados.	26
Figura 6. Modelo de velocidad de onda S MASW1D.....	27
Figura 7. Modelo final del subsuelo aplicando método de Tomografía sísmica de refracción mediante inversión por mínimos cuadrados.	29
Figura 8. Modelo de velocidad de onda S MASW1D.....	30
Figura 9. Presiones sobre pantalla anclada de muro vía principal.	48
Figura 10. Presiones sobre pantalla anclada de muro plataforma marina.....	49
Figura 11. Presiones sobre pantalla anclada de muro PTAR.....	50
Figura 12. Nomenclatura de los muros anclados y lineamientos para longitud empotrada de los anclajes. CCP14.	51
Figura 13. Análisis estático perfil 1 Muro PTAR y Muro Vía Principal.	55
Figura 14. Análisis dinámico perfil 1 Muro PTAR y Muro Vía Principal.	56
Figura 15. Análisis estático perfil 2 Muro vía Interna, Plazoleta y Muro Vía Principal.	56
Figura 16. Análisis dinámico perfil 2 Muro vía Interna, Plazoleta y Muro Vía Principal.....	57
Figura 17. Análisis estático perfil 3 Muro vía Interna, Plazoleta y Muro Vía Principal.	57
Figura 18. Análisis dinámico perfil 3 Muro vía Interna, Plazoleta y Muro Vía Principal.....	58
Figura 19. Análisis estático perfil 4 Muro Plataforma Marina.....	58
Figura 20. Análisis dinámico perfil 4 Muro Plataforma Marina.....	59
Figura 21. Análisis estático perfil 5 Muro Parqueadero.	59
Figura 22. Análisis dinámico perfil 5 Muro Parqueadero.	60
Figura 23. Esquema cuña de falla. (a) vista superior de la falla considerando el efecto arco. (b) vista lateral de la cuña de falla.	62
Figura 24. Interacción entre tensiones de arcos contiguos.	62
Figura 25. Presiones totales sector muro PTAR.....	64
Figura 26. Presiones totales sector muro Vía Interna y Plazoleta.	65
Figura 27. Presiones totales sector muro Parqueadero.	66
Figura 28. Módulo de reacción horizontal pilotes sector muro PTAR.....	68
Figura 29. Módulo de reacción horizontal pilotes sector muro Vía Interna y Plazoleta.....	69
Figura 30. Módulo de reacción horizontal pilotes sector muro Parqueadero.....	70

Figura 31. Fuerzas internas de pilotes sector muro PTAR.	71
Figura 32. Fuerzas internas de pilotes sector muro Vía Interna y Plazoleta.	72
Figura 33. Fuerzas internas de pilotes sector muro Parqueadero.	73
Figura 34. Análisis estático perfil 1 Muro PTAR y Muro Vía Principal con pilotes.	75
Figura 35. Análisis dinámico perfil 1 Muro PTAR y Muro Vía Principal con pilotes.	75
Figura 36. Análisis estático perfil 2 Muro vía Interna, Plazoleta y Muro Vía Principal con pilotes.	76
Figura 37. Análisis dinámico perfil 2 Muro vía Interna, Plazoleta y Muro Vía Principal con pilotes.	76
Figura 38. Análisis estático perfil 3 Muro vía Interna, Plazoleta y Muro Vía Principal con pilotes.	77
Figura 39. Análisis dinámico perfil 3 Muro vía Interna, Plazoleta y Muro Vía Principal con pilotes.	77
Figura 40. Análisis estático perfil 5 Muro Parqueadero con pilotes.	78
Figura 41. Análisis dinámico perfil 5 Muro Parqueadero con pilotes.	78

LISTA DE TABLAS

Tabla 1. Localización de sondeos.	13
Tabla 2. Localización líneas de refracción sísmica.	13
Tabla 3. Registro de ensayos SPT del sondeo 1.	15
Tabla 4. Registro de ensayos SPT del sondeo 2.	15
Tabla 5. Registro de ensayos SPT del sondeo 3.	16
Tabla 6. Registro de ensayos SPT del sondeo 4.	16
Tabla 7. Registro de ensayos SPT del sondeo 5.	17
Tabla 8. Registro de ensayos SPT del sondeo 6.	18
Tabla 9. Registro de ensayos SPT del sondeo 7.	18
Tabla 10. Registro de ensayos SPT del sondeo 8.	19
Tabla 11. Resumen de los ensayos de laboratorio realizados.	19
Tabla 12. Resumen de los ensayos de clasificación.	20
Tabla 13. Resumen de los ensayos de corte directo.	21
Tabla 14. Resumen de los ensayos de compresión simple.	21
Tabla 15. Parámetros obtenidos en los ensayos de Ondas Superficiales MASW1D.	25
Tabla 16. Parámetros obtenidos en los ensayos de Ondas Superficiales MASW1D.	27
Tabla 17. Parámetros obtenidos en los ensayos de Ondas Superficiales MASW1D.	30
Tabla 18. Factores de corrección Ncorr.	32
Tabla 19. Correlaciones entre N1 obtenido de SPT y ϕ_{eq}	33
Tabla 20. Correlaciones entre N45 (caso Colombia) obtenido de SPT y ϕ_{eq}	33

Tabla 21. Relación entre el valor de N del ensayo de penetración estándar (SPT) y la consistencia del suelo	33
Tabla 22. Correlación entre valoración de la compacidad relativa y el número de golpes del ensayo de penetración estándar	34
Tabla 23. Módulo de elasticidad a partir de correlaciones con el número de golpes (N) del SPT.....	35
Tabla 24. Correlaciones entre Vs y N	36
Tabla 25. Propiedades geotécnicas tenida en cuenta.	37
Tabla 26. Parámetros a partir de las correlaciones.....	39
Tabla 27. Ensayos de laboratorio.	40
Tabla 28. Parámetros geotécnicos de diseño.	40
Tabla 29. Módulo elástico equivalente Es de varios suelos basados en el valor N(SPT).	42
Tabla 30. Propiedades los suelos para rellenos de los terraplenes.	43
Tabla 31. Parámetros geotécnicos de diseño.	43
Tabla 32. Clasificación de los perfiles de suelo.	44
Tabla 33. Valores del coeficiente Fa, para la zona de periodos cortos del espectro.	45
Tabla 34. Valores del coeficiente Fv, para la zona de períodos intermedios del espectro.....	45
Tabla 35. Tensionamiento requerido para pantalla anclada de muro vía principal.	49
Tabla 36. Tensionamiento requerido para pantalla anclada de muro plataforma marina.	49
Tabla 37. Tensionamiento requerido para pantalla anclada de muro PTAR.....	50
Tabla 38. Esfuerzos de adherencia unitario ultimo asumido para anclajes en suelos no cohesivos. Tabla 11.9.4.2-2 del CCP14.....	53
Tabla 39. Factores de resistencia para muros de contención permanentes. Tabla 11.5.7-1 del CCP14.....	53
Tabla 40. Valores típicos del módulo nh para suelos granulares.....	67
Tabla 41. Capacidad de carga máxima por NSR-10 para pilote de 1.20 metros de diámetro.	81
Tabla 42. Eficiencia del grupo de pilotes.	82
Tabla 43. Capacidad de Carga a Compresión y a Tracción. Para pilotes de 1.20 metros de diámetro y 10.0 metros de profundidad para el muro de la PTAR.....	88
Tabla 44. Capacidad de Carga a Compresión y a Tracción. Para pilotes de 1.20 metros de diámetro y 18.0 metros de profundidad para el muro de la Plazoleta. .	88
Tabla 45. Capacidad de Carga a Compresión y a Tracción. Para pilotes de 1.20 metros de diámetro y 18.0 metros de profundidad para el muro de la Vía Interna.	88
Tabla 46. Capacidad de Carga a Compresión y a Tracción. Para pilotes de 1.20 metros de diámetro y 20.0 metros de profundidad para el muro del Parquero.	88

Tabla 47. Capacidad de Carga a Compresión y a Tracción. Para pilotes de 1.20 metros de diámetro y 14.0 metros de profundidad para las estructuras proyectadas.	89
Tabla 48. Módulo de reacción horizontal. Para pilotes de 1.20 metros de diámetro y 10.0 metros de profundidad para el muro de la PTAR.	89
Tabla 49. Módulo de reacción horizontal. Para pilotes de 1.20 metros de diámetro y 18.0 metros de profundidad para el muro de la Vía Interna y Plazoleta.	89
Tabla 50. Módulo de reacción horizontal. Para pilotes de 1.20 metros de diámetro y 20.0 metros de profundidad para el muro del Parqueadero.	90
Tabla 51. Módulo de reacción horizontal. Para pilotes de 1.20 metros de diámetro y 14.0 metros de profundidad para las estructuras proyectadas.	91

1 INTRODUCCIÓN

A continuación, se presenta el estudio geotécnico, estabilidad de taludes y diseño geotécnico de las obras requeridas para el “CENTRO NÁUTICO TOPOCORO MUNICIPIO DE BETULIA DEPARTAMENTO DE SANTANDER”, con el cual se busca el mejoramiento social, cultural comercial y turístico de la zona.

Este documento contiene el análisis de la exploración de campo realizada, para posteriormente definir los parámetros de los materiales identificados y de esta forma realizar la evaluación de estabilidad y de ser necesario el diseño de las alternativas para la conformación del Centro Náutico.

Una vez implantado el proyecto, se escogen las secciones para los análisis teniendo en cuenta la geología, geomorfología y geotecnia.

2 OBJETIVOS Y ALCANCES

2.1 OBJETIVO GENERAL

Realizar el estudio geotécnico, estabilidad de taludes y diseño geotécnico de las obras necesarias para la conformación del Centro Náutico Topocoro en el departamento de Santander; mediante las investigaciones de campo y pruebas de laboratorio, para verificar las condiciones geotécnicas de los suelos con el fin de establecer las recomendaciones y obras requeridas para la conformación e implantación del proyecto.

2.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Presentar los resultados obtenidos en la exploración de campo y ensayos de laboratorio.
- Realizar la caracterización geotécnica del subsuelo a partir de la descripción geológica y de los análisis de laboratorio.
- Determinar el perfil estratigráfico del terreno y las propiedades geotécnicas de los materiales de este.
- Seleccionar las secciones donde se requiera la construcción de obras geotécnicas para la conformación e implantación del proyecto.
- Realizar los análisis de estabilidad de los taludes.
- Definir las obras de contención más apropiadas para garantizar los factores de seguridad establecidos en la NSR – 10 y así establecer las recomendaciones para la conformación e implantación del proyecto.

3 CARACTERÍSTICAS GENERALES

3.1 LOCALIZACIÓN DEL PROYECTO

El estudio se realiza para la conformación y construcción del proyecto: “CENTRO NÁUTICO TOPOCORO EN EL DEPARTAMENTO DE SANTANDER”, contiguo al embalse de Topocoro, considerando. El área en estudio se encuentra localizada en zona rural del municipio de Betulia departamento de Santander. Betulia es un municipio del departamento de Santander, está ubicado en el centro occidente del departamento, a unos 90 km de la capital, Bucaramanga, o a 2 horas aproximadamente por carretera.

Figura 1. Localización general del proyecto



Figura 2. Localización general del área en estudio en el Municipio de Betulia Santander



3.2 NORMATIVIDAD

- Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente (NSR-10)
- Norma Colombiana de Diseño de Puentes LRFD - CCP 14.
- American Society for Testing and Materials. ASTM.
- Normas del American Institute of Steel Construction, AISC-ASD.
- Manual de drenaje de Invias
- Instituto Nacional de Vías INVIAS. Especificaciones generales de construcción de carreteras 2022.

4 TRABAJOS DE CAMPO

La exploración de campo consiste en la ejecución de sondeos mecánicos con recuperaciones de muestras para ensayos de laboratorio, para determinar las propiedades de los suelos a intervenir y ensayos de refracción sísmica.

En total se realizaron siete (7) sondeos mecánicos a una profundidad entre 4.0 metros y 20.0 metros, tres (3) ensayos de refracción sísmica y en los anexos adjuntos se presentan los resultados de la exploración de campo y los resultados de los ensayos de laboratorios por sondeo realizado.

4.1 SONDEOS GEOTÉCNICOS Y SÍSMICAS

A continuación, se detalla la localización de la exploración de campo con recuperación de muestra semialterada mediante ensayo de penetración estándar (SPT).

Tabla 1. Localización de sondeos.

SONDEO	EQUIPO	PROFUNDIDAD (m)
1	PERCUSIÓN	4.0
2	PERCUSIÓN	4.0
3	PERCUSIÓN	4.0
4	ROTACIÓN	15.0
5	ROTACIÓN	10.0
6	ROTACIÓN	10.0
7	ROTACIÓN	20.0
8	ROTACIÓN	20.0

A continuación, se detalla la localización de las líneas de refracción sísmica.

Tabla 2. Localización líneas de refracción sísmica.

Línea	Longitud	Coordenadas CTM12		ΔG	T	F	ΔT	Fuente	Orientación
		Punto Inicial	Punto Final						
LRS01	120 m	4959239,435 O 2331997,824 N	4959271,720 O 2332069,920 N	5 m	1 s	5 Hz	0.5 ms	Martillo 16 lb	NE - SW
LRS02	120 m	4959197,041 O 2332005,120 N	4959216,272 O 2331924,116 N	5 m	1 s	5 Hz	0.5 ms	Martillo 16 lb	NW - SE



INGENIERÍA Y SUELOS S.A.S
NIT 900492967-1
ingenieriaysuelos@gmail.com
Cel: 316-5281286

REVISO:
ING. JAVIER CABALLERO
MAT: 68202150761 STD

LRS03	120 m	4959172,450 O 2332066,442 N	4959204,872 O 2332140,652 N	5 m	1 s	5 Hz	0.5 ms	Martillo 16 lb	NE - SW
-------	-------	--------------------------------	--------------------------------	-----	-----	---------	-----------	-------------------	---------

5 CARACTERÍSTICAS DEL SUBSUELO

5.1 RESULTADOS DE LOS SONDEOS

Durante la ejecución de los sondeos se adelantó el ensayo de penetración estándar (SPT) con el fin de correlacionarlo con parámetros físicos y mecánicos, recuperando muestras alteradas con el tubo de cuchara partida (Split Spoon).

Tabla 3. Registro de ensayos SPT del sondeo 1.

Profundidad (m)			Ensayo SPT			Ncampo
			6"	12"	18"	
0.00	-	0.50	2	3	3	6
0.50	-	1.00	4	5	5	10
1.00	-	1.50	6	7	6	13
1.50	-	2.00	8	9	9	18
2.00	-	2.50	10	14	15	29
2.50	-	3.00	16	20	45	65
3.00	-	3.50	30	27	31	58
3.50	-	4.00	33	42	45	87
			RECHAZO			

Tabla 4. Registro de ensayos SPT del sondeo 2.

Profundidad (m)			Ensayo SPT			Ncampo
			6"	12"	18"	
0.00	-	0.50	1	3	2	5
0.50	-	1.00	4	6	8	14
1.00	-	1.50	7	7	7	14
1.50	-	2.00	8	9	10	19
2.00	-	2.50	9	9	13	22
2.50	-	3.00	16	19	27	46
3.00	-	3.50	24	21	27	48
3.50	-	4.00	25	36	42	78
			RECHAZO			

Tabla 5. Registro de ensayos SPT del sondeo 3.

Profundidad (m)			Ensayo SPT			Ncampo
			6"	12"	18"	
0.00	-	0.50	6	5	7	12
0.50	-	1.00	7	9	11	20
1.00	-	1.50	10	13	13	26
1.50	-	2.00	15	11	11	22
2.00	-	2.50	17	35	13	48
2.50	-	3.00	15	20	28	48
3.00	-	3.50	30	30	32	62
3.50	-	4.00	24	24	41	65
			RECHAZO			

Tabla 6. Registro de ensayos SPT del sondeo 4.

Profundidad (m)			Ensayo SPT			N Campo
			6"	12"	18"	
0.00	-	0.50	8	13	17	30
0.50	-	1.00	16	16	18	34
1.00	-	1.50	18	18	21	39
1.50	-	2.00	17	18	15	33
2.00	-	2.50	23	21	19	40
2.50	-	3.00	20	22	33	55
6.00	-	6.50	28	41	52	93
9.50	-	10.00	26	39	48	87
			RECHAZO			

La profundidad alcanzada en el sondeo 4 es de 15.0 metros, sin embargo, en la anterior tabla se reporta hasta 10.0 metros, teniendo en cuenta que de 10.0 metros a 15.0 metros no se hicieron ensayos SPT, sino que avanzó mediante rotación.

Tabla 7. Registro de ensayos SPT del sondeo 5.

Profundidad (m)			Ensayo SPT			Ncampo
			6"	12"	18"	
0.00	-	0.50	22	15	12	27
0.50	-	1.00	11	9	12	21
1.00	-	1.50	16	21	29	50
1.50	-	2.00	15	22	23	45
2.00	-	2.50	31	31	33	64
2.50	-	3.00	46	41	47	88
3.00	-	5.00	25	34	56	90
5.00	-	7.50	31	42	63	105
			RECHAZO			

La profundidad alcanzada en el sondeo 5 es de 10.0 metros, sin embargo, en la anterior tabla se reporta hasta 7.5 metros, teniendo en cuenta que de 7.5 metros a 10.0 metros no se hicieron ensayos SPT, sino que avanzó mediante rotación.

Tabla 8. Registro de ensayos SPT del sondeo 6.

Profundidad (m)			Ensayo SPT			Ncampo
			6"	12"	18"	
0.00	-	0.50	6	10	8	18
0.50	-	1.00	9	10	13	23
1.00	-	1.50	18	23	32	55
1.50	-	4.50	20	24	29	53
4.50	-	5.00	33	49	61	110
RECHAZO						

La profundidad alcanzada en el sondeo 6 es de 10.0 metros, sin embargo, en la anterior tabla se reporta hasta 5.0 metros, teniendo en cuenta que de 5.0 metros a 10.0 metros no se hicieron ensayos SPT, sino que avanzó mediante rotación.

Tabla 9. Registro de ensayos SPT del sondeo 7.

Profundidad (m)			Ensayo SPT			Ncampo
			6"	12"	18"	
0.00	-	0.50	13	13	7	20
0.50	-	1.00	13	13	16	29
1.00	-	1.50	25	30	39	69
1.50	-	7.50	27	40	53	93
7.50	-	11.50	29	37	58	95
11.50	-	15.50	32	46	64	110
RECHAZO						

La profundidad alcanzada en el sondeo 7 es de 20.0 metros, sin embargo, en la anterior tabla se reporta hasta 15.5 metros, teniendo en cuenta que de 15.5 metros a 20.0 metros no se hicieron ensayos SPT, sino que avanzó mediante rotación, de igual forma las profundidades intermedias que no se reportan.

Tabla 10. Registro de ensayos SPT del sondeo 8.

Profundidad (m)			Ensayo SPT			Ncampo
			6"	12"	18"	
0.00	-	0.50	3	7	6	13
0.50	-	1.00	11	18	16	34
1.00	-	1.50	25	27	39	66
1.50	-	4.50	27	37	64	101
4.50	-	7.50	31	46	57	103
7.50	-	10.50	29	39	58	97
10.50	-	15.50	28	43	59	102
15.50	-	18.00	33	48	61	109
			RECHAZO			

La profundidad alcanzada en el sondeo 8 es de 20.0 metros, sin embargo, en la anterior tabla se reporta hasta 18.0 metros, teniendo en cuenta que de 18.0 metros a 20.0 metros no se hicieron ensayos SPT, sino que avanza mediante rotación, de igual forma las profundidades intermedias que no se reportan.

Los registros de perforación se encuentran en el Anexo 1. Registro de Perforación Club Náutico Topocoro.

5.2 NIVEL FREÁTICO

No se identificó nivel freático, en ninguna de las perforaciones realizadas.

5.3 ENSAYOS DE LABORATORIO

Se seleccionaron muestras representativas de los sondeos y se sometieron a pruebas de laboratorio de clasificación y resistencia. El programa de ensayos se dirigió a la caracterización física de las unidades de suelo.

En la siguiente tabla se presenta el resumen de cantidades de ensayos de laboratorio realizados:

Tabla 11. Resumen de los ensayos de laboratorio realizados.

Ensayo	Norma	No. De ensayos
Análisis granulométrico por tamizado	ASTM D 422-63 – AASHTO T88 – I.N.V.E.	24

Determinación de humedad	ASTM D 2216 – I.N.V.E. 122	24
Determinación de los límites de consistencia	ASTM D 4318 – AASHTO T89-90 –	24
Clasificación de suelos	ASTM D 2487	24
Ensayo de corte directo	ASTM D 3080 – AASHTO T236	7

5.3.1 Ensayos de clasificación

A continuación, se presenta un resumen de los ensayos de laboratorio de clasificación, en donde se pueden observar las siguientes características del suelo.

W= humedad

% Finos = pasantes del tamiz ASTM 200

L.L. = Límite Líquido

L.P. = Límite Plástico

I.P. = Índice Plástico

S.U.C.S. = Sistema Unificado de Clasificación de Suelos

Tabla 12. Resumen de los ensayos de clasificación.

Sondeo	Profundidad (m)	Humedad	% Finos	% Arenas	% Gravas	L.L.	L.P.	I.P.	SUCS	AASHTO
1	1.5	14.41	51.5	45.6	2.8	24.0	20.3	3.7	ML	A – 4
1	3.0	13.86	73.6	22.6	3.8	23.8	18.2	5.6	CL – ML	A – 4
1	4.0	13.12	66.6	30.0	3.4	24.2	18.2	6.0	CL – ML	A – 4
2	1.5	15.24	61.6	36.3	2.1	23.8	21.0	2.8	ML	A – 4
2	3.0	14.11	50.6	45.7	3.7	27.1	22.2	4.9	ML	A – 4
2	4.0	15.44	50.5	46.6	2.9	30.1	23.3	6.9	ML	A – 4
3	1.5	13.45	64.5	33.8	1.7	30.9	23.8	7.1	ML	A – 4
3	3.0	14.01	72.6	24.3	3.1	22.2	18.0	4.2	CL – ML	A – 4
3	4.0	14.72	65.1	34.1	0.8	24.0	20.3	3.7	ML	A – 4
5	1.5	12.59	66.0	31.2	2.8	22.6	19.7	2.9	ML	A – 4
5	3.0	13.69	71.9	25.1	3.0	24.2	18.8	5.4	CL – ML	A – 4
5	5.0	14.20	61.7	37.1	1.2	31.3	27.0	4.4	ML	A – 4
5	7.5	12.78	60.6	36.5	2.9	30.8	23.0	7.8	ML	A – 4

Sondeo	Profundidad (m)	Humedad	% Finos	% Arenas	% Gravas	L.L.	L.P.	I.P.	SUCS	AASTHO
6	1.5	13.40	50.1	48.4	1.5	22.7	19.9	2.8	ML	A – 4
6	5.0	14.33	55.8	42.2	2.0	19.6	18.0	1.5	ML	A – 4
7	1.5	15.25	64.9	32.0	3.1	23.6	22.5	1.1	ML	A – 4
7	7.5	13.65	76.0	22.0	1.9	24.6	21.9	2.7	ML	A – 4
7	15.5	14.85	50.6	47.9	1.5	23.6	19.6	3.9	ML	A – 4
8	1.5	12.18	64.3	33.7	1.9	20.6	19.8	0.8	ML	A – 4
8	4.5	14.17	52.6	45.3	2.1	22.9	19.2	3.7	ML	A – 4
8	7.5	14.88	54.3	42.7	3.0	20.5	18.0	2.5	ML	A – 4
8	10.5	14.85	61.5	36.7	1.7	21.9	18.0	3.9	ML	A – 4
8	15.5	12.48	59.7	37.3	2.9	33.3	28.2	5.1	ML	A – 4
8	18.0	14.10	67.1	30.7	2.2	23.6	20.0	3.6	ML	A – 4

5.3.2 Ensayos de corte directo

Se realizaron diferentes apiques con el fin de tomar muestras in situ y realizarles ensayos de corte directo:

Tabla 13. Resumen de los ensayos de corte directo.

Apique	Angulo de Fricción (°)	Cohesión (Kpa)
1	24.00	14.34
2	23.20	16.62
3	25.40	17.71
4	26.00	13.77
5	26.30	14.90
6	22.60	12.53
7	29.80	16.99

5.3.3 Ensayos de compresión simple

Se realizaron ensayos de compresión simple a diferentes muestras obtenidas en los sondeos.

Tabla 14. Resumen de los ensayos de compresión simple.

Sondeo	Profundidad (m)	Cu (kPa)	Modulo (kPa)
1	1.5	68.75	4837.13

Sondeo	Profundidad (m)	Cu (kPa)	Modulo (kPa)
1	4.0	28.15	1045.87
2	4.5	28.40	5981.05
3	3.0	55.87	5515.31
3	4.0	58.05	3641.86
5	1.5	75.29	3309.19
5	3.0	72.61	7966.56
6	1.5	45.87	1348.19
7	1.5	87.77	6005.56
8	7.5	32.02	1540.79

Los resultados de los ensayos de laboratorio se tendrán en cuenta para la caracterización geotécnica de los materiales identificados en el área de estudio, ver en el Anexo 2. Ensayos de Laboratorios Club Náutico Topocoro.

5.4 RESULTADOS ENSAYOS DE REFRACCIÓN SÍSMICA

La distribución del tendido geofísico definido en la zona de estudio y el desarrollo de la ejecución de la toma de datos en campo es visualizada de manera general en el siguiente registro fotográfico tomado por el equipo de exploración.

5.4.1 Resultados sísmica LRS01

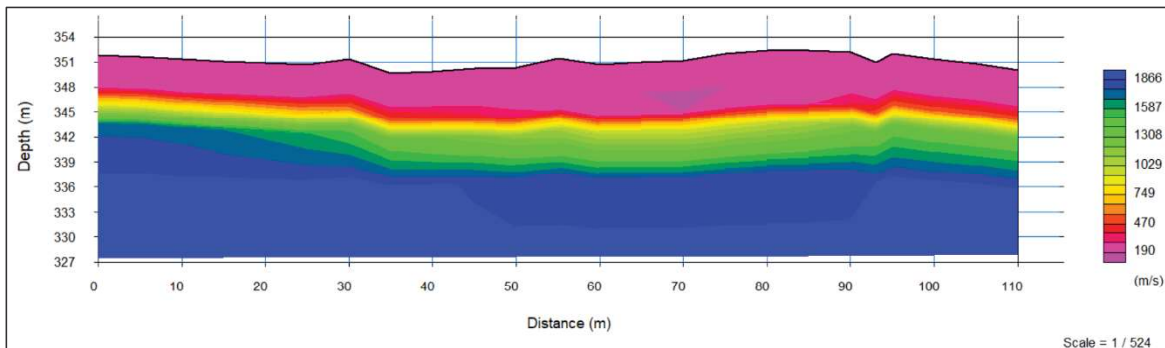
Fotografía 1. Punto adquisición de dato LRS01



Realizando la aplicación del método de tomografía de refracción sísmica considerando el modelo inicial y manteniendo firmas sísmicas coherentes en el

aumento de velocidad a profundidad, el modelo final permite la mejora en la visualización de los materiales en profundidad con una estimación de velocidades de onda P para las capas identificadas, existiendo la redefinición del modelo con la identificación de nuevos contrastes de onda siendo una secuencia que consta de: C1: velocidades menores a los 190 m/s, C2: abarca un rango de velocidades entre los 190 - 1587 m/s y C3 con velocidades en el rango de 1587 – 1866 m/s. El procesamiento de los datos permite estimar los espesores de las capas definidas siendo en el orden de más joven a antiguo: C1 = 3.5 - 5 m, C2 = 4 - 6 m y C3: 9 - 17 m, identificando una geometría de capas con contactos concordantes y de leve sinuosidad. La distribución de las capas en la sección se visualiza homogénea horizontalmente, con geometrías tipo de ambientes sedimentarios con la identificación de un posible contacto entre litologías de baja competencia como depósito coluvial o suelo residual hacia rocas con alto grado de meteorización en transición según modelos típicos de evolución del perfil de suelo, dada la geología regional del sitio se esperan rocas de la Formación La Luna del tipo lutitas, atribuidas a las velocidades más altas en la LRS actual con valores estimados en capas de resistencias geomecánicas bajas a medias. Las capas más antiguas de la secuencia estratigráfica presentan un gradiente de aumento de velocidad en un tramo muy cercano, relacionándose a procesos de meteorización de menor grado en una variación de condiciones de conservación de la unidad geológica del sitio.

Figura 3. Modelo final del subsuelo aplicando método de Tomografía sísmica de refracción mediante inversión por mínimos cuadrados.

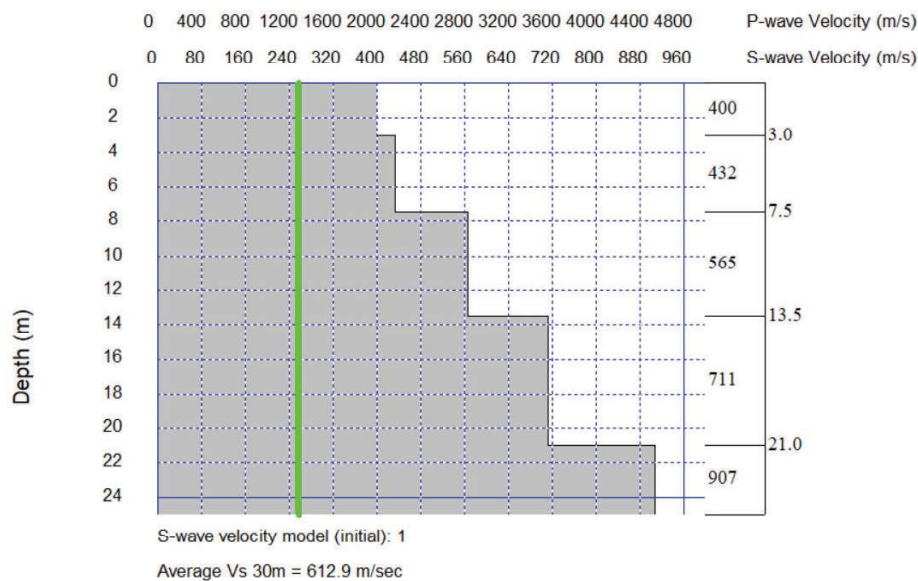


La interpretación de los resultados derivados de la técnica MASW (Multichannel Analysis of Surface Waves) en configuración unidimensional (MASW1D) para la línea sísmica **LS1** permitió caracterizar con un grado de resolución suficiente para la definición de un perfil dinámico del subsuelo hasta una profundidad aproximada de **25m**. A partir del procesamiento espectral de la curva de dispersión y su correspondiente inversión, se obtuvo un modelo de velocidades de onda de corte (Vs) en profundidad, reflejando las variaciones de rigidez dinámica asociadas con los distintos estratos.

Los resultados muestran que el subsuelo presenta un comportamiento mecánico notablemente más rígido a partir de los 13,5 m, donde se registra un incremento en la velocidad de la onda de corte de **711,58 m/s**. Este incremento es sostenido hasta alcanzar un valor de **907,61 m/s** en la parte más profunda del perfil analizado, con un leve aumento hacia materiales más compactos.

El valor promedio de la velocidad V_s estimado en todo el perfil sísmico fue de **612.9 m/s**. En el marco normativo colombiano, específicamente según la tabla A.2.4-1 de la **Norma Sismo Resistente Colombiana NSR-10**, este valor ubica el sitio de estudio dentro de la clasificación de **perfil tipo C**, correspondiente a **suelos muy densos o roca blanda**, bajo el criterio de velocidad de onda de corte media principalmente para los primeros **25 metros** de profundidad.

Figura 4. Modelo de velocidad de onda S MASW1D



Desde el punto de vista geotécnico, el perfil obtenido mediante MASW permite establecer una zonificación vertical del subsuelo basada en la variabilidad de rigidez dinámica, igualmente se realiza la estimación de parámetros ingenieriles adicionales como el módulo de corte (G), el módulo de elasticidad (E) y el módulo volumétrico (K), mediante relaciones elásticas convencionales, integrando así la caracterización sísmica con modelos mecánicos de comportamiento del suelo.

Manteniendo la distribución de la actual Línea Sísmica, se realiza el procesamiento de los datos recolectados en la etapa de adquisición de datos, con además el cálculo de parámetros geomecánicos asociados según las finitas variaciones de las respuestas pico en la estratigrafía del sitio, por lo que a continuación se adjunta la tabla resumen de parámetros geomecánicos asociados al medio físico evaluado.

Tabla 15. Parámetros obtenidos en los ensayos de Ondas Superficiales MASW1D.

Depth (m)	S-wave velocity (m/s)	P-wave velocity (m/s)	Density (Kg/m ³)	N	Poisson's ratio	Shear modulus G (MPa)	Young's modulus (MPa)	Bulk modulus (MPa)
0,0	400,80	1734,89	1861,81	91,684	0,472	299089221,004	880,404	5204,997
3,0	432,92	1770,54	1872,80	117,196	0,468	351002938,601	1030,689	5402,885
7,5	565,52	1917,73	1917,44	274,454	0,452	613231210,556	1781,287	6234,116
13,5	711,58	2079,86	1965,31	570,454	0,434	995132307,587	2853,471	7174,689
21,0	907,61	2297,45	2027,41	1.238,127	0,408	1670093379,343	4701,435	8474,408
48,0	1.041,87	2446,48	2068,52	1.921,213	0,389	2245370165,509	6238,669	9386,775

5.4.2 Resultados sísmica LRS02

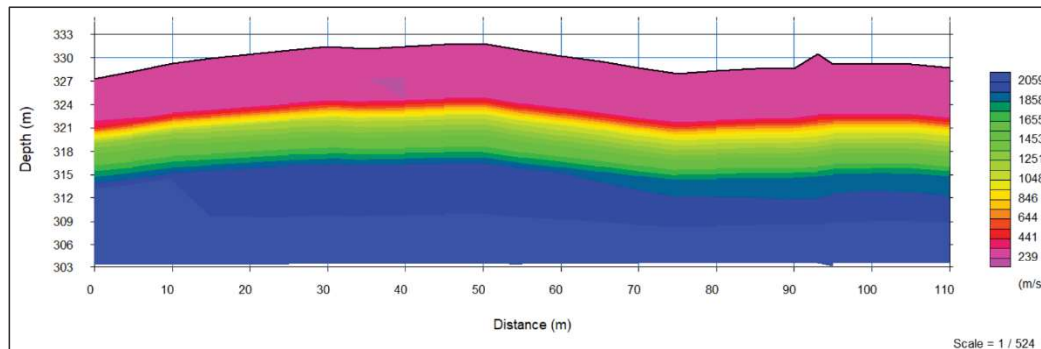
Fotografía 2. Localización consola y punto de impacto en la LRS02.



Realizando la aplicación del método de tomografía de refracción sísmica considerando el modelo inicial y manteniendo firmas sísmicas coherentes en el aumento de velocidad a profundidad, el modelo final permite la mejora en la visualización de los materiales en profundidad con una estimación de velocidades de onda P para las capas identificadas, existiendo la redefinición del modelo con la identificación de nuevos contrastes de onda siendo una secuencia que consta de: C1: velocidades menores a los 239 m/s, C2: abarca un rango de velocidades entre los 239 - 1655 m/s y C3 con velocidades en el rango de 1655 – 2059 m/s. El procesamiento de los datos permite estimar los espesores de las capas definidas siendo en el orden de más joven a antiguo: C1 = 6 m, C2 = 6.5 m y C3: 12 - 10 m,

identificando una geometría de capas con contactos concordantes y de leve sinuosidad. La distribución de las capas en la sección se visualiza homogénea horizontalmente, con geometrías tipo de ambientes sedimentarios con la identificación de un posible contacto entre litologías de baja competencia como depósito coluvial o suelo residual hacia rocas con alto grado de meteorización en transición según modelos típicos de evolución del perfil de suelo, dada la geología regional del sitio se esperan rocas de la Formación La Luna del tipo lutitas, atribuidas a las velocidades más altas en la LRS actual. Las capas más antiguas de la secuencia estratigráfica presentan un gradiente de aumento de velocidad en un tramo muy cercano, relacionándose a procesos de meteorización de menor grado en una variación de condiciones de conservación de la unidad geológica del sitio.

Figura 5. Modelo final del subsuelo aplicando método de Tomografía sísmica de refracción mediante inversión por mínimos cuadrados.



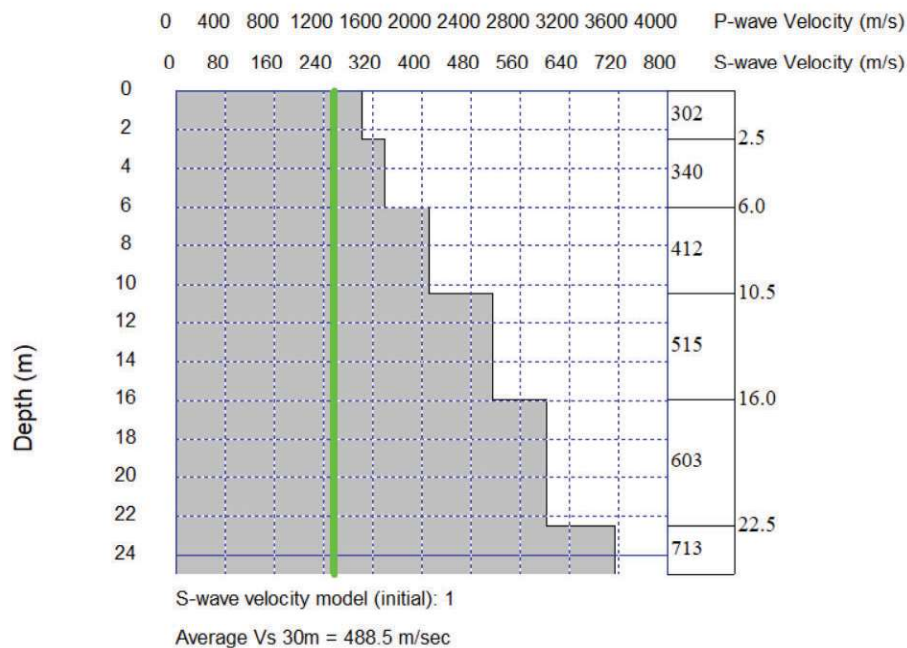
La interpretación de los resultados derivados de la técnica MASW (Multichannel Analysis of Surface Waves) en configuración unidimensional (MASW1D) para la línea sísmica **LS2** permitió caracterizar con un grado de resolución suficiente para la definición de un perfil dinámico del subsuelo hasta una profundidad aproximada de **25m**. A partir del procesamiento espectral de la curva de dispersión y su correspondiente inversión, se obtuvo un modelo de velocidades de onda de corte (V_s) en profundidad, reflejando las variaciones de rigidez dinámica asociadas con los distintos estratos.

Los resultados muestran que el subsuelo presenta un comportamiento mecánico notablemente más rígido a partir de los **16 m**, donde se registra un incremento en la velocidad de la onda de corte hasta **603,35 m/s**. Este incremento es sostenido hasta alcanzar un valor de **713,70 m/s** en la parte más profunda del perfil analizado, con un leve aumento hacia materiales más compactos.

El valor promedio de la velocidad V_s estimado en todo el perfil sísmico fue de **488.5 m/s**. En el marco normativo colombiano, específicamente según la tabla A.2.4-1 de la **Norma Sismo Resistente Colombiana NSR-10**, este valor ubica el sitio de estudio dentro de la clasificación de **perfil tipo C**, correspondiente a **suelos muy**

densos o roca blanda, bajo el criterio de velocidad de onda de corte media principalmente para los primeros **25 metros** de profundidad.

Figura 6. Modelo de velocidad de onda S MASW1D



Desde el punto de vista geotécnico, el perfil obtenido mediante MASW permite establecer una zonificación vertical del subsuelo basada en la variabilidad de rigidez dinámica, igualmente se realiza la estimación de parámetros ingenieriles adicionales como el módulo de corte (G), el módulo de elasticidad (E) y el módulo volumétrico (K), mediante relaciones elásticas convencionales, integrando así la caracterización sísmica con modelos mecánicos de comportamiento del suelo.

Manteniendo la distribución de la actual Línea Sísmica, se realiza el procesamiento de los datos recolectados en la etapa de adquisición de datos, con además el cálculo de parámetros geomecánicos asociados según las finitas variaciones de las respuestas pico en la estratigrafía del sitio, por lo que a continuación se adjunta la tabla resumen de parámetros geomecánicos asociados al medio físico evaluado.

Tabla 16. Parámetros obtenidos en los ensayos de Ondas Superficiales MASW1D.

Depth (m)	S-wave velocity (m/s)	P-wave velocity (m/s)	Density (Kg/m ³)	N	Poisson's ratio	Shear modulus G (MPa)	Young's modulus (MPa)	Bulk modulus (MPa)
0,0	302,70	1625,99	1827,86	37,497	0,482	167476394,903	496,417	4609,274
2,5	340,54	1668,00	1841,03	54,567	0,478	213498599,790	631,210	4837,477

Depth (m)	S-wave velocity (m/s)	P-wave velocity (m/s)	Density (Kg/m ³)	N	Poisson's ratio	Shear modulus G (MPa)	Young's modulus (MPa)	Bulk modulus (MPa)
6,0	412,01	1747,33	1865,65	100,102	0,471	316703975,289	931,467	5273,901
10,5	515,32	1862,00	1900,67	204,117	0,459	504723742,210	1472,307	5916,740
16,0	603,35	1959,72	1929,97	337,302	0,448	702569874,291	2034,141	6475,278
22,5	713,70	2082,21	1965,99	575,884	0,433	1001418814,610	2870,941	7188,522
45,0	867,95	2253,42	2015,04	1.073,887	0,413	1517990496,491	4289,541	8208,189

5.4.3 Resultados sísmica LRS03

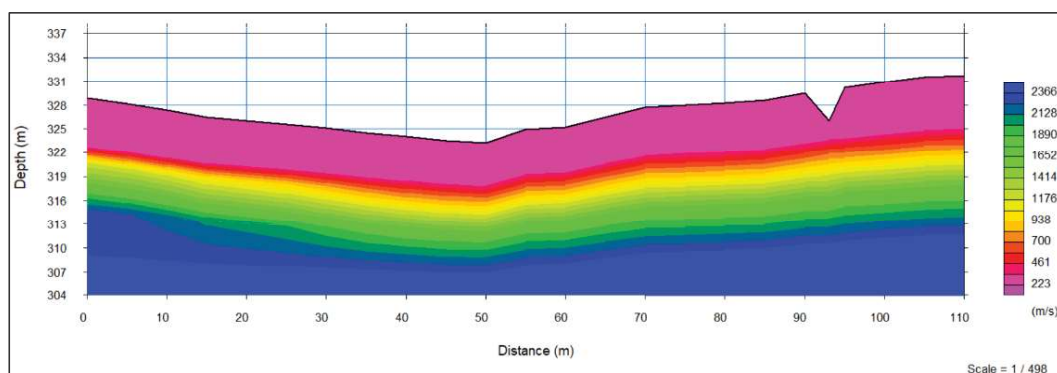
Fotografía 3. Localización consola y punto de impacto en la LRS03.



Realizando la aplicación del método de tomografía de refracción sísmica considerando el modelo inicial y manteniendo firmas sísmicas coherentes en el aumento de velocidad a profundidad, el modelo final permite la mejora en la visualización de los materiales en profundidad con una estimación de velocidades de onda P para las capas identificadas, existiendo la redefinición del modelo con la identificación de nuevos contrastes de onda siendo una secuencia que consta de: C1: velocidades menores a los 223 m/s, C2: abarca un rango de velocidades entre los 223 - 1890 m/s y C3 con velocidades en el rango de 1890 – 2367 m/s. El procesamiento de los datos permite estimar los espesores de las capas definidas siendo en el orden de más joven a antiguo: C1 = 6.5 m, C2 = 6 - 10 m y C3: 6 - 12 m, identificando una geometría de capas con contactos concordantes y de baja sinuosidad con leve concavidad hacia el centro. La distribución de las capas en la sección se visualiza homogénea horizontalmente, con geometrías tipo de ambientes sedimentarios con la identificación de un posible contacto entre litologías de baja

competencia como depósito coluvial o suelo residual hacia rocas con alto grado de meteorización en transición según modelos típicos de evolución del perfil de suelo, dada la geología regional del sitio se esperan rocas de la Formación La Luna del tipo lutitas, atribuidas a las velocidades más altas en la LRS actual. Las capas más antiguas de la secuencia estratigráfica presentan un gradiente de aumento de velocidad en un tramo muy cercano, relacionándose a procesos de meteorización de menor grado en una variación de condiciones de conservación de la unidad geológica del sitio.

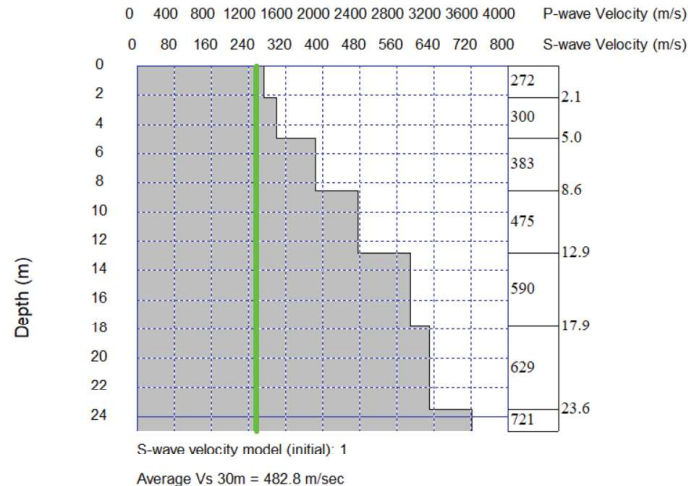
Figura 7. Modelo final del subsuelo aplicando método de Tomografía sísmica de refracción mediante inversión por mínimos cuadrados.



La interpretación de los resultados derivados de la técnica MASW (Multichannel Analysis of Surface Waves) en configuración unidimensional (MASW1D) para la línea sísmica **LS3** permitió caracterizar con un grado de resolución suficiente para la definición de un perfil dinámico del subsuelo hasta una profundidad aproximada de **25m**. A partir del procesamiento espectral de la curva de dispersión y su correspondiente inversión, se obtuvo un modelo de velocidades de onda de corte (V_s) en profundidad, reflejando las variaciones de rigidez dinámica asociadas con los distintos estratos.

Los resultados muestran que el subsuelo presenta un comportamiento mecánico notablemente más rígido a partir de los 12,9 m, donde se registra un incremento en la velocidad de la onda de corte hasta **590,05 m/s**. Este incremento es sostenido hasta alcanzar un valor de **721,61 m/s** en la parte más profunda del perfil analizado, con un leve aumento hacia materiales más compactos.

El valor promedio de la velocidad V_s estimado en todo el perfil sísmico fue de **482,8 m/s**. En el marco normativo colombiano, específicamente según la tabla A.2.4-1 de la **Norma Sismo Resistente Colombiana NSR-10**, este valor ubica el sitio de estudio dentro de la clasificación de **perfil tipo C**, correspondiente a **suelos muy densos o roca blanda**, bajo el criterio de velocidad de onda de corte media principalmente para los primeros **25 metros** de profundidad.

Figura 8. Modelo de velocidad de onda S MASW1D


Desde el punto de vista geotécnico, el perfil obtenido mediante MASW permite establecer una zonificación vertical del subsuelo basada en la variabilidad de rigidez dinámica, igualmente se realiza la estimación de parámetros ingenieriles adicionales como el **módulo de corte (G)**, el **módulo de elasticidad (E)** y el **módulo volumétrico (K)**, mediante relaciones elásticas convencionales, integrando así la caracterización sísmica con modelos mecánicos de comportamiento del suelo

Manteniendo la distribución de la actual Línea Sísmica, se realiza el procesamiento de los datos recolectados en la etapa de adquisición de datos, con además el cálculo de parámetros geomecánicos asociados según las finitas variaciones de las respuestas pico en la estratigrafía del sitio, por lo que a continuación se adjunta la tabla resumen de parámetros geomecánicos asociados al medio físico evaluado.

Tabla 17. Parámetros obtenidos en los ensayos de Ondas Superficiales MASW1D.

Depth (m)	S-wave velocity (m/s)	P-wave velocity (m/s)	Density (Kg/m ³)	N	Poisson's ratio	Shear modulus G (MPa)	Young's modulus (MPa)	Bulk modulus (MPa)
0,0	272,78	1592,78	1817,38	26,918	0,485	135225220,236	401,590	4430,302
2,1	300,73	1623,81	1827,17	36,728	0,482	165250067,802	489,881	4597,496
5,0	383,57	1715,76	1855,89	79,708	0,474	273047849,560	804,779	5099,378
8,6	475,35	1817,64	1887,20	157,839	0,463	426423426,844	1247,965	5666,371
12,9	590,05	1944,96	1925,57	314,193	0,449	670413389,620	1943,283	6390,301
17,9	629,98	1989,28	1938,73	387,040	0,444	769434962,542	2222,535	6646,092
23,6	721,61	2090,99	1968,54	596,449	0,432	1025058656,101	2936,589	7240,166
42,9	796,46	2174,07	1992,50	816,728	0,422	1263938282,080	3595,888	7732,456

6 ANÁLISIS GEOTÉCNICO

Con base en los resultados de la etapa de exploración del subsuelo, en los ensayos de laboratorio y de la definición de cada uno de los perfiles estratigráficos, fue posible establecer el análisis geotécnico que permite evaluar las alternativas de cimentación de las estructuras proyectadas.

Para este análisis se realizó primero la corrección del ensayo SPT, seguido de la definición de los parámetros geomecánicos de cada uno de los estratos identificados, de la caracterización sísmica del área en estudio y por último de la definición del tipo de cimentación y capacidad portante analizada.

6.1 CORRECCIÓN DEL ENSAYO DE PENETRACIÓN ESTÁNDAR (SPT)

La obtención de los parámetros geotécnicos se hará con base en los ensayos de laboratorio realizados, correlaciones con base en el ensayo SPT y/o retro cálculo. En N45 de campo será corregido por energía y confinamiento y con base en este se podrá hacer una aproximación del ángulo de fricción, módulo de elasticidad, velocidades de onda y otros parámetros. Para el caso del ángulo de fricción se realizarán algunas pruebas de corte directo donde los materiales lo permitan, para corroborar valores.

La forma para corregir y normalizar el N45 es la siguiente y para esto se incluirán memorias de cálculo en el informe final.

Bowles (1986) propone:

$$N_{corr} = N_{campo} * C_n * C_e * C_r * C_s * C_B$$

C_e (n1) = Factor por pérdida de energía del martillo.

C_r (n2) = Factor por longitud de la varilla

C_s (n3) = Factor por revestimiento interno del toma muestras

C_B (n4) = Factor por diámetro de perforación

C_n (n5) = Factor de corrección por confinamiento efectivo.

Tabla 18. Factores de corrección Ncorr.

FACTOR	EQUIPO VARIABLE	TÉRMINO	CORRECCIÓN
Relación de energía.	Martillo donut Martillo de seguridad Martillo automático	$C_E = E_R / 60$	0,5 a 1,0 0,7 a 1,2 0,8 a 1,5
Diámetro del sondeo.	65 a 115 mm 150 mm 200 mm	C_D	1,00 1,05 1,15
Método de muestreo	Muestreo estándar Muestreo no estándar.	C_S	1,00 1,1 a 1,3
Longitud de varillas	3 a 4 m 4 a 6 m 6 a 10 m 10 a >30 m	C_R	0,75 0,85 0,95 1,00

6.2 PROPIEDADES DE LOS SUELOS

A partir de la identificación de los estratos con características geotécnicas similares se procede a la evaluación de los parámetros geotécnicos mínimos para la evaluación de la capacidad de soporte de la cimentación de las estructuras proyectadas. A continuación, se describe la metodología empleada para definir los parámetros geotécnicos:

6.2.1 Metodología para estimación de parámetros

Inicialmente para la determinación de los parámetros de resistencia se tendrán en cuenta los ensayos de laboratorio realizados a cada estrato, así como el uso de la información obtenida de los ensayos de campo como el SPT y los métodos geofísicos con el fin de obtener algunos de los parámetros importantes de resistencia y deformabilidad de los materiales encontrados. Para esto, se recurrirá a correlaciones e interpretaciones ampliamente usadas, partiendo de los resultados y parámetros obtenidos en trabajos realizados en la zona de interés. Esto con el fin de seguir el principio de redundancia en geotecnia a fin de obtener resultados con un mayor grado de confiabilidad.

Para el caso del SPT, se presentarán los registros del ensayo, en donde se aprecia la variación del valor de N de campo con la profundidad, importante para mejorar la definición del perfil estratigráfico.

La obtención de los parámetros de resistencia al corte teniendo en cuenta el ensayo mencionado anteriormente se realizará mediante la normalización o no, de los

valores de N de campo, dependiendo de las correlaciones seleccionadas. Lo anterior con el fin de obtener la envolvente de falla para la determinación de la cohesión (c) y el ángulo de fricción interna equivalente (ϕ_{eq}) para los distintos materiales identificados.

Parámetros asociados a deformabilidad se obtienen mediante correlaciones locales y ampliamente usadas teniendo en cuenta las características particulares de los suelos de la zona a partir de los N de campo y los resultados de la exploración geofísica.

Se resalta que los resultados son validados teniendo en cuenta los ensayos de laboratorio y la experiencia tanto de los profesionales como lo obtenido de proyectos anteriores en la zona de interés. Algunas de las correlaciones empleadas se presentan a continuación.

- a. Correlación entre número de golpes por pie del ensayo de penetración estándar (N1) y ϕ_{eq}

Tabla 19. Correlaciones entre N1 obtenido de SPT y ϕ_{eq}

Autor	ϕ'_{eq}
Kishida	$15 + (20 N_{172})^{0,5}$

- b. Correlación entre número de golpes por pie del ensayo de penetración estándar para el caso de Colombia (N45) y ϕ_{eq}

Tabla 20. Correlaciones entre N45 (caso Colombia) obtenido de SPT y ϕ_{eq}

Autor	ϕ'_{eq}
Kishida	$15 + (12,5 N_{145})^{0,5}$

- c. Consistencia del suelo:

En el caso de suelo finogranulares, el valor promedio del número de golpes obtenido en cada perforación permite caracterizar la resistencia genérica del suelo encontrado en los niveles definidos a través del parámetro de la consistencia del suelo:

Tabla 21. Relación entre el valor de N del ensayo de penetración estándar (SPT) y la consistencia del suelo

Valor de N del ensayo SPT	Consistencia del suelo
$N < 2$	Muy blanda
$2 \leq N \leq 4$	Blanda

Valor de N del ensayo SPT	Consistencia del suelo
$4 \leq N \leq 8$	Medianamente firme
$8 \leq N \leq 15$	Firme
$15 \leq N \leq 30$	Muy firme
$N > 30$	Dura

Fuente: Tomado de Terzaghi y Peck (1948)

Tabla 22. Correlación entre valoración de la compactación relativa y el número de golpes del ensayo de penetración estándar

Arenas (Bastante Segura)	
Numero de golpes por 30 cm, N	Compacidad relativa
0 – 4	Muy suelta
4 – 10	Suelta
10 – 30	Media
30 – 50	Compacta
Más de 50	Muy compacta

Fuente: Tomado de Ingeniería de Cimentaciones –Ralph B. Peck, 2008

d. Poisson (ν) y Modulo de elasticidad (E)

Métodos geofísicos se emplearán tanto para mejorar la estimación de la distribución del perfil estratigráfico como para obtener parámetros asociados a la deformabilidad de los materiales mediante el análisis de ondas superficiales y de cuerpo. Se tiene en cuenta que el ensayo se realiza a bajas deformaciones por lo tanto los resultados serán correlacionados mediante expresiones y criterios ampliamente usados y verificados en la literatura, también se tienen en cuenta experiencias anteriores, dependiendo de las características de cada uno de los materiales.

La expresión utilizada para determinar la relación entre las velocidades de onda de compresión y de corte con la relación de Poisson (ν) se presenta a continuación.

$$\nu = \frac{V_p^2 - 2 * V_s^2}{2 * (V_p^2 - V_s^2)}$$

Una vez determinado ν , se procede a estimar el módulo de cortante máximo (G_{max}) para determinar el módulo de elasticidad a bajas deformaciones (dinámico) y posteriormente de acuerdo con recomendaciones de expertos y de acuerdo con la experiencia tomar el 11% de este para hallar el módulo de elasticidad en condición estática.

$$G_{max} = \rho * V_s^2,$$

$$E_{din} = 2 * G_{max} * (1 + \nu),$$

Donde:

Edin= Modulo de elasticidad dinámico

Gmax= Modulo de cortante

ρ= Densidad del material

V_s= Velocidad de onda de corte

ν= relación de Poisson

y

$$E_{est} = 0.11 * E_{din}$$

E_{est}= Modulo de elasticidad estático

Adicionalmente, siguiendo el principio de redundancia en geotecnia, se estima el módulo de elasticidad a partir de las correlaciones presentadas en el CCP-14, las cuales relacionan el número de golpes del SPT con este parámetro.

Tabla 23. Módulo de elasticidad a partir de correlaciones con el número de golpes (N) del SPT.

Tipo de suelo	Rango típico de los valores del módulo de Young, E_s (MPa)	Relación de Poisson, ν (adim)
Arcilla:		
Banda sensible	2.4 -15	0.4-0.5 (sin drenaje)
Medio rígida a rígida	15-50	
Muy rígida	50-100	
Loess	15-60	0.1-0.3
Limo	2-20	0.3-0.35
Arena fina:		0.25
Suelta	7.5-10	
Medio densa	10-20	
Densa	20-25	
Arena:		0.20-0.36
Suelta	10-25	
Medio densa	25-50	
Densa	50-75	0.30-0.40
Grava:		0.20-0.35
Suelta	25-75	
Medio densa	75-100	
Densa	100-200	0.30-0.40
<i>E_s estimado a partir del número de golpes del SPT</i>		
Tipo de suelo		E _s (MPa)
Limos, limos arenosos, mezclas ligeramente cohesivas		0.4N ₆₀
Arenas limpias, finas a medias y arenas ligeramente limosas		0.7N ₆₀
Arenas gruesas y arenas con poca grava		1.0N ₆₀
Gravas arenosas y gravas		1.1N ₆₀
<i>E_s estimado a partir de q_c (resistencia a la penetración estática de la punta del cono)</i>		
Suelos arenosos		4q _c

Fuente: Tomado de la tabla C10.4.6.3-1 del Código Colombiano de Construcción de Puentes (CCP14).

e. Relación N y Vs

El procedimiento llevado a cabo para determinar la velocidad de onda de corte Vs a partir de los ensayos de exploración indirecta se basa en las correlaciones presentadas en el trabajo de Kirar, Maheshwari y Muley (2016), en el cual expone las correlaciones propuestas por distintos autores para tres tipos de materiales (arenas, arcillas y todos los suelos).

A continuación, se presentan las correlaciones entre la velocidad de onda de corte Vs con el número de golpes N del SPT. Los valores utilizados de número de golpes N para determinar la velocidad de onda de corte Vs, son valores sin corrección.

Tabla 24. Correlaciones entre Vs y N

Author(s)	Vs (m/s)		
	All soils	Sands	Clays
Hanumantharao and Ramana [5]	$V_s = 82.6N^{0.430}$	$V_s = 79.0N^{0.434}$	–
Maheshwari et al. [6]	–	$V_s = 95N^{0.300}$	–
Ohba and Toriumi [7]	$V_s = 84N^{0.310}$	–	–
Imai [8]	$V_s = 91N^{0.340}$	$V_s = 80.6N^{0.331}$	$V_s = 80.2N^{0.292}$
Ohta and Goto [9]	$V_s = 85.35N^{0.348}$	$V_s = 88.0N^{0.340}$	–
Jafari et al. [10]	$V_s = 121.0N^{0.270}$	$V_s = 80.0N^{0.330}$	$V_s = 100.0N^{0.330}$
Seed and Idriss [11]	$V_s = 61N^{0.500}$	–	–
Lee [12]	–	$V_s = 57.4N^{0.490}$	$V_s = 114.4N^{0.310}$
Sykora and Stokoe [22]	–	$V_s = 100.5N^{0.290}$	–
Okamoto et al. [23]	–	$V_s = 125.0N^{0.300}$	–
Pitilakis et al. [24]	–	$V_s = 162.0N^{0.170}$	$V_s = 165.7N^{0.190}$
Athanasopoulos [25]	$V_s = 107.6N^{0.360}$	–	–
Raptakis et al. [26]	–	$V_s = 123.4N^{0.290}$	$V_s = 184.2N^{0.170}$
Hasancebi and Ulusay [27]	$V_s = 90N^{0.309}$	$V_s = 90.8N^{0.319}$	$V_s = 97.9N^{0.269}$
Uma Maheshwari et al. [28]	$V_s = 95.64N^{0.301}$	$V_s = 100.53N^{0.265}$	$V_s = 89.31N^{0.358}$
Esfahanizadeh et al. [29]	–	$V_s = 107.2N^{0.34}$	–
Fatehnia et al. [30]	–	$V_s = 77.1N^{0.355}$	$V_s = 77.1N^{0.355}$

Fuente: Correlation Between Shear Wave Velocity (Vs) and SPT Resistance (N) for Roorkee Region (2016).

Para la determinación de los parámetros de resistencia se tendrán en cuenta los ensayos de laboratorio realizados a cada estrato, así como al uso de correlaciones de la información obtenida de los ensayos de campo como el SPT y los métodos geofísicos.

Con los resultados del SPT, se hizo uso de correlaciones ampliamente usadas para determinar los parámetros de resistencia al corte, trazando la envolvente de falla descrita en el trabajo de González (1999). Con los ángulos de fricción equivalentes, determinados mediante la correlación de Kishida, la cual, se ajusta bastante bien al promedio de las correlaciones evaluadas y ha mostrado arrojar datos confiables.

Con los ángulos de fricción equivalente y el esfuerzo vertical efectivo (σ') en cada profundidad donde se realizó el ensayo SPT, se calcula el esfuerzo cortante (τ) y mediante la regresión τ vs σ' para cada tipo de material y se obtienen c' y $\tan\phi'$.

Adicionalmente con los resultados de los ensayos de geofísica se realiza las correlaciones presentadas en el trabajo de Kirar, Maheshwari y Murley (2016) descrito en el subcapítulo anterior, las cuales relacionan la velocidad de onda de corte V_s con el número de golpes N del SPT y a partir de esto realizar el procedimiento de González (1999) para determinar el ángulo de fricción y cohesión.

6.2.2 Selección de parámetros de diseño

Los parámetros geomecánicos son de gran importancia para el análisis y evaluación del comportamiento esfuerzo deformación de las distintas estructuras proyectadas. Estos se determinan mediante ensayos de campo y laboratorio destinados específicamente a determinar cada una de estas propiedades o haciendo uso de correlaciones con ensayos de campo (provenientes de exploración directa e indirecta) ampliamente usadas en Colombia y alrededor del mundo, sustentadas con investigaciones desarrolladas por numerosos autores sobre distintos tipos de suelos.

En la siguiente tabla se presentan algunos de los parámetros o propiedades del suelo que se requieren para el análisis, así como aquellas necesarias en las correlaciones que se usan para determinar las anteriores y que pueden relacionarse con la evaluación de condiciones especiales como es el caso de la ocurrencia de fenómenos de expansión, colapso y licuación.

Tabla 25. Propiedades geotécnicas tenida en cuenta.

Parámetro	Símbolo	Unidad de medida	Observación
Profundidad	Z	m	Determinado de exploración directa e indirecta, así como de interpretación geológica y de ensayos de campo.
Nivel freático	NF	m	Determinado de exploración directa e indirecta.
Espesor	Hi	m	Determinado en la exploración de campo
Peso unitario	γ	kN/m ³	Determinado mediante ensayos de laboratorio, contrastado con literatura e información existente.
Peso unitario del agua	γ_w	kN/m ³	Se asume un valor de 9,81.
Humedad natural	w	%	Determinado mediante ensayos de laboratorio.
Límite líquido	LL	(%)	Determinado mediante ensayos de laboratorio.

Parámetro	Símbolo	Unidad de medida	Observación
Límite plástico	LP	(%)	Determinado mediante ensayos de laboratorio.
Índice de plasticidad	IP	(%)	Determinado mediante ensayos de laboratorio.
Gravedad específica	Gs		Determinada mediante ensayos de laboratorio.
Número de golpes del ensayo de campo	N		Tomado de SPT ejecutados en la exploración.
Velocidad de onda de corte	Vs	m/s	Determinado mediante la exploración indirecta mediante el método MASW.
Velocidad de onda de compresión	Vp	m/s	Determinado mediante la exploración indirecta mediante el método refracción sísmica.
Cohesión en condición drenada	c'	kPa	Determinada mediante ensayos de corte directo u otro, o mediante correlaciones con parámetros obtenidos mediante ensayos de campo.
Ángulo de fricción interna en condición drenada	ϕ'	°	Determinada mediante ensayos de corte directo u otro, o mediante correlaciones con parámetros obtenidos mediante ensayos de campo.
Cohesión en condición no drenada	Su	kPa	Determinada mediante ensayos de compresión confinada, o mediante correlaciones con parámetros obtenidos mediante ensayos de campo.
Módulo de elasticidad	E	kPa o MPa	Determinado mediante correlaciones con ensayos de exploración directa e indirecta.
Relación de Poisson	v		Determinado mediante correlaciones con ensayos de exploración directa e indirecta.

Para determinar los parámetros de resistencia se realizó estadística de los datos obtenidos para todos los resultados de los ensayos de campo y de laboratorio de los diferentes sondeos y línea sísmica. Adicionalmente, se verificó con la metodología que considera los valores de resistencia del suelo en los diferentes estratos para máximos y mínimos de cohesión y ángulo de fricción usando la regla de las 3 sigmas.

Este criterio propuesto por Dai y Wang (1992) proporciona una herramienta para estimar la variabilidad de los parámetros de diseño mediante el criterio de las tres desviaciones estándar 3σ este criterio considera que el 99.73 % de todos los valores de un parámetro que tiene distribución normal cae en un rango de tres desviaciones estándar promedio o media, por lo tanto si HCV= Valor más alto concebible del parámetro y LCV= Valor más bajo concebible del parámetro siendo estos valores aproximadamente tres desviaciones por encima o por debajo del valor promedio. La regla de las 3σ se usa para determinar los valores de la desviación estándar, pero primero se debe calcular el valor de HCV y LCV Según la siguiente ecuación:

$$\sigma = \frac{HCV - LCV}{6}$$

En esta regla se usa una distribución normal simple como base para estimar que el rango de las tres desviaciones estándar cubre virtualmente la población de datos entera, sin embargo, es lo mismo para otras distribuciones (Harr 1987), se deduce que la regla no está restringida a una sola distribución de la variable.

Basados en análisis estadísticos, Christian and Baecher (2001), modifican la regla 3σ , y recomiendan que para una mejor estimación de la desviación estándar la diferencia entre HCV y LCV debería dividirse en 4 y no en 6, de esta manera se tiene la ecuación.

$$\sigma = \frac{HCV - LCV}{4}$$

Para determinar los parámetros geotécnicos se revisan los valores obtenidos por los análisis estadísticos, así como los resultados de realizar el método basado en la regla 3σ , de tal forma que los valores de diseño de acuerdo con el criterio de esta consultoría se eligen los menores entre las dos metodologías.

De acuerdo con lo mencionado anteriormente se obtienen los siguientes parámetros para cada uno de los estratos identificados a partir de las correlaciones realizadas a los resultados obtenidos en la exploración de campo.

Tabla 26. Parámetros a partir de las correlaciones.

Material	Peso Unitario (Ton/m3)	Angulo de Fricción (°)	Cohesión Drenada (kPa)	Módulo de Elasticidad (kPa)
Coluvión	1.80	22.0	3.0	21274.0
Residual	1.80	32.0	23.0	29050.0
Roca	2.20	29.0	56.0	396404

Para determinar los parámetros de diseño también se tienen en cuenta los resultados de los ensayos de corte directo y ensayos de compresión simple realizados. Para el presente estudio se realizaron siete (7) ensayos de corte directo y siete (7) ensayos de compresión simple en el depósito coluvial y tres (3) ensayos de compresión simple en el suelo residual.

Tabla 27. Ensayos de laboratorio.

Sondeo o Apique	Tipo de suelo	Angulo de Fricción (°)	Cohesión Drenada (kPa)	Cohesión No Drenada (kPa)	Módulo de Elasticidad (kPa)
Apique 1	Coluvión	24.00	14.34		
Apique 2	Coluvión	23.20	16.62		
Apique 3	Coluvión	25.40	17.71		
Apique 4	Coluvión	26.00	13.77		
Apique 5	Coluvión	26.30	14.90		
Apique 6	Coluvión	22.60	12.53		
Apique 7	Coluvión	29.80	16.99		
Sondeo 1	Coluvión			68.75	4837.13
Sondeo 1	Coluvión			28.15	1045.87
Sondeo 2	Residual			28.40	5981.05
Sondeo 3	Coluvión			55.87	5515.31
Sondeo 3	Residual			58.05	3641.86
Sondeo 5	Coluvión			75.29	3309.19
Sondeo 5	Coluvión			72.61	7966.56
Sondeo 6	Coluvión			45.87	1348.19
Sondeo 7	Coluvión			87.77	6005.56
Sondeo 8	Residual			32.02	1540.79

De los anteriores resultados de laboratorio se obtiene un dato promedio por estrato. Después de obtener el resultado por correlación y el resultado por ensayos de laboratorio se promedian esos datos y se tienen los parámetros de diseño que se muestran a continuación:

$$\text{Parámetros de diseño} = \frac{\text{Parámetros por correlación} + \text{Parámetros por laboratorio}}{2}$$

Tabla 28. Parámetros geotécnicos de diseño.

Material	Peso Unitario (Ton/m3)	Angulo de Fricción (°)	Cohesión Drenada (kPa)	Módulo de Elasticidad (kPa)
Coluvión	1.80	23.0	9.0	6413
Residual	1.80	32.0	23.0	10054
Roca	2.20	29.0	56.0	396404

De acuerdo con lo mencionado anteriormente se escogen los siguientes parámetros para cada uno de los estratos identificados en la exploración de campo, los valores

y análisis utilizados, se pueden encontrar en el Anexo 3. Caracterización Geotécnica Club Náutico Topocoro.

6.3 PROPIEDADES DEL RELLENO SELECCIONADO

Teniendo en cuenta que para la construcción se requiere de la implementación de rellenos, se recomienda utilizar los materiales de la especificación INVIAS 220 – 22.

En la especificación se establece que los terraplenes se constituyen en cuatro partes:

- Corona (capa subrasante): parte superior del terraplén en la cual se apoya la estructura de pavimento. Debe tener un espesor de cincuenta centímetros (50 cm), salvo cuando los documentos del proyecto indiquen un espesor diferente.
- Cimiento: parte inferior del terraplén en contacto con la superficie de apoyo. Debe tener un espesor mínimo de un metro (1 m) salvo cuando los documentos del proyecto indiquen un espesor diferente.
- Núcleo: parte del relleno tipo terraplén comprendida entre el cimiento y la corona.
- Espaldón: parte exterior del relleno tipo terraplén que, ocasionalmente constituye o forma parte de los taludes de este. El material del espaldón debe envolver lateralmente el núcleo protegiéndolo de los agentes externos. No forman parte del espaldón los revestimientos sin misión estructural entre los cuales se consideran plantaciones, cubierta de tierra vegetal, protecciones antierosión, etc

En la corona se deben utilizar suelos adecuados o seleccionados siempre que su capacidad de soporte cumpla los requisitos técnicos del proyecto y su índice CBR, correspondiente a las condiciones de compactación de puesta en obra, sea como mínimo de cinco ($CBR \geq 5$), según la norma INV E-148.

En el cimiento se deben utilizar suelos tolerables, adecuados o seleccionados siempre que las condiciones de drenaje o estanqueidad lo permitan, que las características del terreno de apoyo sean adecuadas para su puesta en obra y siempre que el índice CBR, correspondiente a las condiciones de compactación de puesta en obra, sea igual o superior a tres ($CBR \geq 3$), según la norma INV E-148.

En el núcleo se deben utilizar suelos tolerables, adecuados o seleccionados, siempre que su índice CBR, correspondiente a las condiciones de compactación de puesta en obra, sea igual o superior a tres ($CBR \geq 3$), según la norma INV E-148.

En los espaldones se deben utilizar materiales que satisfagan las condiciones que defina el proyecto, en cuanto a impermeabilidad, resistencia, peso estabilizador y protección frente a la erosión. No se deben usar en estas zonas suelos marginales expansivos o colapsables, según lo definido en el numeral 220.2.4 de este artículo.

Cuando en el núcleo exista material expansivo o colapsable o con contenido de sulfatos solubles, según la norma INV E-158, mayor del dos por ciento (2 %), los espaldones deben evitar la infiltración de agua hacia el núcleo bien por la naturaleza y la compactación del material o mediante la adopción de medidas complementarias.

De acuerdo con lo anterior el material recomendado para el relleno son los suelos adecuados con un CBR mínimo entre 3% y 5% y un porcentaje de contenido de finos no mayor a 35%.

A partir de lo anterior y teniendo en cuenta la relación entre el índice CBR y el valor N del ensayo SPT propuesta por el doctor Hernández del pozo de la Universidad de Granada, España, se presenta a continuación el valor de N SPT dependiendo del índice de CBR mínimo para el material seleccionado.

$$Ind.C.B.R. = 0.0739 N_{(S.P.T.)} + 2.386$$

CBR= 3 entonces N=9

CBR= 5 entonces N=35

El valor de ángulo de fricción para el suelo recomendado se obtiene a partir de la siguiente correlación con el valor N del ensayo SPT.

$$\text{Peck } \phi_{Equ} = 28,5 + 0,25 * N_{160}$$

Con base en la anterior correlación se presenta el valor de ángulo de fricción para el relleno recomendado varía entre 31 ° y 37°.

Adicionalmente a partir del valor N SPT calculado se estima el módulo de elasticidad recomendado por la AASHTO en 1996.

Tabla 29. Módulo elástico equivalente E_s de varios suelos basados en el valor N(SPT).

Tipo de suelo	Módulo elástico equivalente E_s (kPa)
Limos, arenas limosas, mezclas ligeramente cohesivas	400 $(N_1)_{60}$
Arena limpia fina a mediana y mezcla de limo y arena	700 $(N_1)_{60}$
Arena cuarzosa y arena con gravas pequeñas	1,000 $(N_1)_{60}$
Arena gravosa	1,200 $(N_1)_{60}$

Fuente: (AASHTO, 1996).

Para el relleno se propone la correlación 700 (N1)60 por lo que el módulo de elasticidad varía entre 6300 Kpa a 24500 Kpa.

A continuación, se presenta el resumen de las propiedades del relleno proyectado, de acuerdo con la especificación INVIAS 220-22.

Tabla 30. Propiedades los suelos para rellenos de los terraplenes.

Peso unitario (KN/m³)	Angulo de fricción (°)	Cohesión (KPa)	Módulo de Elasticidad (KPa)
18.0 – 20.0	30° - 37°	5.0	6300 - 24500

Fuente: Propia

6.4 PARÁMETROS GEOTÉCNICOS DE LOS MATERIALES IDENTIFICADOS

A partir de la exploración de campo, ensayos de laboratorio y las metodologías descritas en los capítulos anteriores se definieron los parámetros geotécnicos de cada uno de los tipos de materiales identificados.

Tabla 31. Parámetros geotécnicos de diseño.

Material	Peso Unitario (Ton/m³)	Angulo de Fricción (°)	Cohesión Drenada (kPa)	Módulo de Elasticidad (MPa)
Coluvión	18.0	23.0	9.0	6.41
Residual	18.0	32.0	23.0	10.05
Roca	22.0	29.0	56.0	396.40
Relleno Seleccionado	20.0	32.0	5.0	15.40

Fuente: Propia.

7 PARÁMETROS SÍSMICOS

Con base en el Título A, del Código de Construcción Sismo Resistente (NSR-10), se puede establecer que el municipio de Betulia se encuentra en una zona de amenaza sísmica Intermedia. A continuación, se presentan los parámetros básicos necesarios para el diseño sísmico de las estructuras:

- Coeficiente de aceleración horizontal pico efectiva: $A_a = 0.20$
- Coeficiente de velocidad horizontal pico efectiva vertical: $A_v = 0.20$

7.1 DEFINICIÓN DEL TIPO DE PERFIL DEL SUELO

Según el artículo A.2.4.4 — DEFINICIÓN DEL TIPO DE PERFIL DE SUELO es C, debido a que en los sondeos realizados se encontró que el estrato tiene un valor promedio velocidad de onda cortante V_s , esta entre 360 m/s y 760 m/s.

Tabla 32. Clasificación de los perfiles de suelo.

Tipo de perfil	Descripción	Definición
A	Perfil de roca competente	$\bar{V}_s \geq 1500$ m/s
B	Perfil de roca de rigidez media	1500 m/s $> \bar{V}_s \geq 760$ m/s
C	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	760 m/s $> \bar{V}_s \geq 360$ m/s
	perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con cualquiera de los dos criterios	$\bar{N} \geq 50$, o $\bar{s}_u \geq 100$ kPa (≈ 1 kgf/cm ²)
D	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	360 m/s $> \bar{V}_s \geq 180$ m/s
	perfiles de suelos rígidos que cumplan cualquiera de las dos condiciones	$50 > \bar{N} \geq 15$, o 100 kPa (≈ 1 kgf/cm ²) $> \bar{s}_u \geq 50$ kPa (≈ 0.5 kgf/cm ²)
E	Perfil que cumpla el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	180 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 kPa (≈ 0.50 kgf/cm ²) $> \bar{s}_u$
F	Los perfiles de suelo tipo F requieren una evaluación realizada explícitamente en el sitio por un ingeniero geotecnista de acuerdo con el procedimiento de A.2.10. Se contemplan las siguientes subclases: F₁ — Suelos susceptibles a la falla o colapso causado por la excitación sísmica, tales como: suelos licuables, arcillas sensitivas, suelos dispersivos o débilmente cementados, etc. F₂ — Turba y arcillas orgánicas y muy orgánicas (H > 3 m para turba o arcillas orgánicas y muy orgánicas). F₃ — Arcillas de muy alta plasticidad (H > 7.5 m con Índice de Plasticidad IP > 75) F₄ — Perfiles de gran espesor de arcillas de rigidez mediana a blanda (H > 36 m)	

Fuente: Reglamento Colombiano de Construcción Sismorresistente NSR-10.

7.2 EFECTOS LOCALES

Teniendo en cuenta el coeficiente de aceleración horizontal pico efectiva A_a y del tipo de perfil de suelo, se definen los coeficientes de aceleración para periodos

cortos e intermedios, de acuerdo con las tablas A.2.4-3 y A.2.4-4 (Valores del coeficiente F_a , para la zona de periodos cortos del espectro y valores del coeficiente F_v , para la zona de periodos intermedios del espectro) de la NSR-10.

Tabla 33. 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.

Fuente: Reglamento Colombiano de Construcción Sismorresistente NSR-10.

Tabla 34. 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.

Fuente: Reglamento Colombiano de Construcción Sismorresistente NSR-10.

Teniendo en cuenta las anteriores tablas, el tipo de perfil del suelo y el coeficiente de aceleración horizontal pico efectiva se presenta a continuación los valores de del coeficiente F_a , para la zona de periodos cortos del espectro y valores del coeficiente F_v , para la zona de periodos intermedios del espectro:

- Coeficiente de aceleración – periodos cortos: $F_a = 1.2$
- Coeficiente de aceleración – periodos intermedios: $F_v = 1.6$

7.3 PARAMETROS PARA ANÁLISIS SEUDO ESTÁTICO DE TALUDES

Para la realización de análisis seudo estático de taludes se evaluará la aceleración horizontal de acuerdo con criterio de la norma NSR 2010.

H.5.2.5 — SISMO DE DISEÑO — Para efectos del análisis y diseño de taludes, se debe emplear la aceleración máxima del terreno, a_{max} obtenida bien sea de un espectro (aceleración del espectro de diseño para periodo cero) o por medio de análisis de amplificación de onda unidimensionales o bidimensionales, correspondiente a los movimientos sísmicos definidos en el Capítulo A.2, particularmente en los numerales A.2.1, A.2.2, A.2.3, A.2.4 Y A.2.5. En caso de que el sitio objeto de análisis haga parte de un estudio de microzonificación sísmica aprobado, se utilizará la aceleración máxima superficial del terreno establecida en el espectro de diseño respectivo en lugar de lo estipulado en la sección A.2. El coeficiente sísmico de diseño para análisis seudoestático de taludes KST tiene valor inferior o igual al de a_{max} y se admiten los siguientes valores mínimos de K_{ST}/a_{max} , dependiendo del tipo de material térreo (reforzado o no) y del tipo de análisis.

La aceleración máxima del terreno a_{max} , está dada por la aceleración del espectro de diseño para periodo cero así,

$$a_{max} = A_a * F_a * I$$

A_a = coeficiente que representa la aceleración horizontal pico efectiva, para diseño.
 F_a =coeficiente de amplificación que afecta la aceleración en la zona de períodos cortos, debida a los efectos de sitio, adimensional.

I = Coeficiente de importancia.

Para el municipio de Betulia, el valor de A_a corresponde a 0.20. De acuerdo con el tipo de perfil de suelo, basados en la clasificación de los perfiles de suelo NSR – 10, el tipo de perfil corresponde al C y se asumió un coeficiente de importancia de 1.10 (Grupo II, Estructuras de ocupación especial).

$$a_{max} = 0,20 * 1,20 * 1,10; a_{max} = 0,264$$

Para el análisis de estabilidad de taludes se toma como valor de carga sísmica obtenido con el criterio de la NSR – 10 que corresponde a 0.21g.

8 DISEÑO GEOTÉCNICO DE MUROS DE CONTENCIÓN ANCLADOS

De acuerdo con la implantación se requieren de tres muros de contención con anclajes pretensionados, debido a que para construirlos se requiere ir cortando y estabilizando.

8.1 PRESIÓN DE TIERRAS PARA DISEÑO DE ANCLAJES PRETENSIONADOS

Los diagramas de presiones de tierra se determinaron según las recomendaciones de NSR-10, para muros atirantados o apuntalados (H.6.4.6), en donde menciona que para estos casos en particular la presión de tierras aparente adopta una distribución de tipo trapezoidal. Se ha propuesto entonces el uso de diagramas aparentes de presión de tierras que equivalen a una envolvente de las diferentes presiones observadas en los muros o a las cargas individuales de los elementos de soporte. Para hacer un prediseño de estas estructuras se pueden evaluar las presiones con las siguientes expresiones:

(a) Suelos Granulares

$$p_h = 0.65 K_A \gamma_t H \quad (\text{H.6.4-6})$$

(b) Suelos Cohesivos

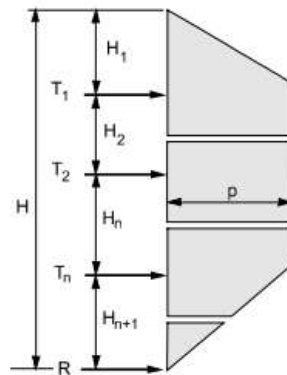
$$p_h = 0.2 \gamma_t H \quad \text{para } s_u \geq 100 \text{ kPa (10.0 tonf/m}^2\text{)} \quad (\text{H.6.4-7})$$

$$p_h = 0.3 \gamma_t H \quad \text{para } 25 \text{ kPa (2.5 tonf/m}^2\text{)} < s_u < 100 \text{ kPa (10.0 tonf/m}^2\text{)} \quad (\text{H.6.4-8})$$

$$p_h = 0.4 \gamma_t H \quad \text{para } s_u \leq 25 \text{ kPa (2.5 tonf/m}^2\text{)} \quad (\text{H.6.4-9})$$

Los valores de sobrecarga contemplados en las tablas de tensionamiento requerido para pantalla anclada corresponden a la sobrecarga mínima establecida en el título H.5.1.2 – Estados Limite de Falla de la NSR – 10, donde se indica: “La sobrecarga uniforme mínima a considerar en la vía pública y zonas libres próximas a excavaciones temporales será de 15 kPa (1.5 t/m²).”

A continuación, se presentan los diagramas de presiones de tierra para la condición de construcción para los tres tipos de excavaciones y el chequeo de las fuerzas requeridas en los anclajes para garantizar la estabilidad mediante el análisis de acuerdo con el área aferente por cada fila de anclaje.



Tributary area method

T_1 = Load over length $H_1 + H_2 / 2$

T_2 = Load over length $H_2/2 + H_n / 2$

T_n = Load over length $H_n/2 + H_{n+1}/2$

R = Load over length $H_{n+1} / 2$

Figura 9. Presiones sobre pantalla anclada de muro vía principal.

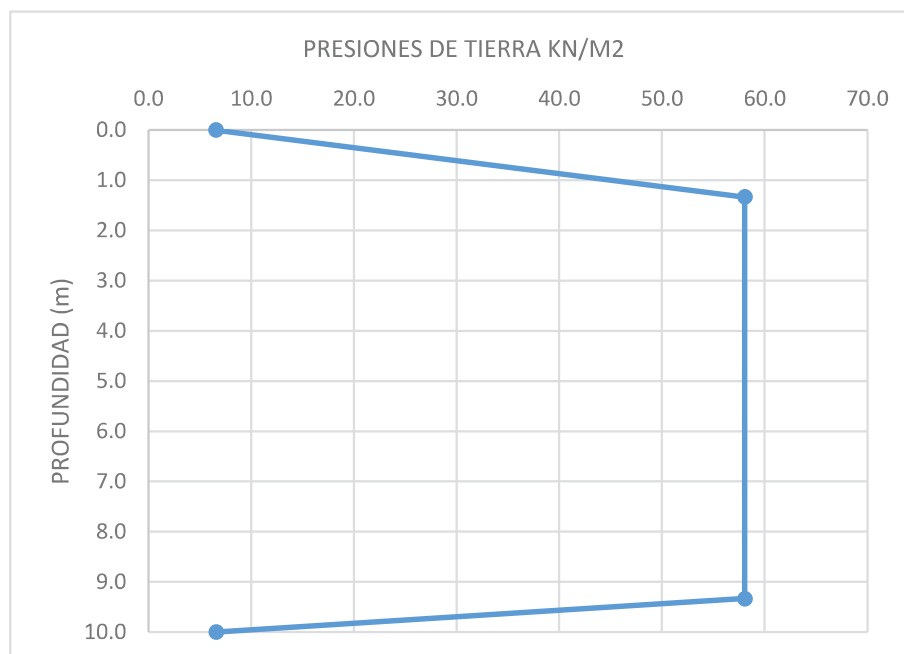
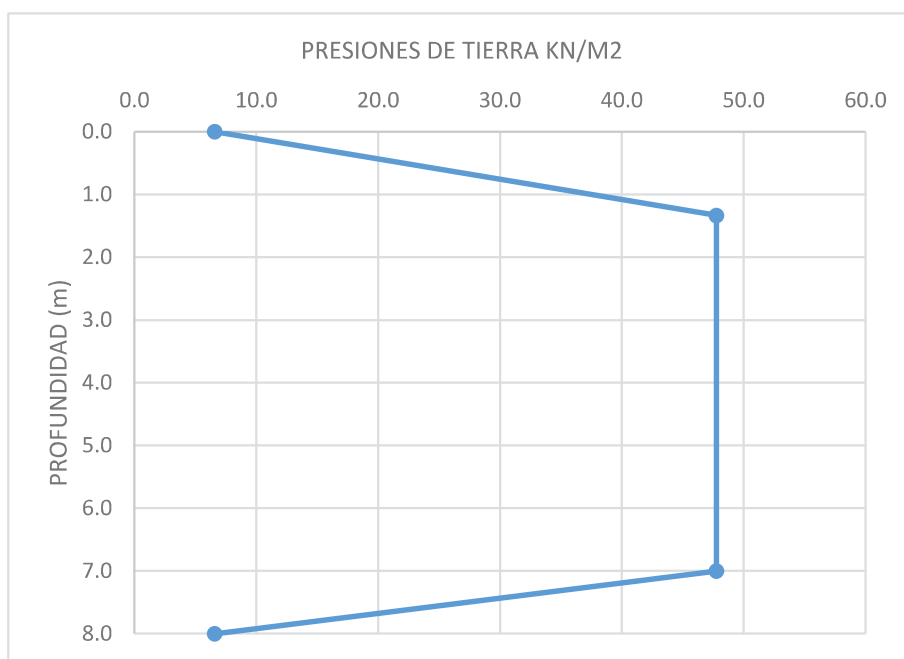


Tabla 35. Tensionamiento requerido para pantalla anclada de muro vía principal.

H (m)	Nivel (m)	Fuerzas Horizontal Actante		Fuerza Inclínada F(KN)/m	Anclaje Solicitado F (Ton)	Fila de Anclaje NIVEL
		Tierra	Sobre carga			
2	2	133.0	21.5	154.44	32.00	1
2.5	4.5	128.7	16.5	145.20	30.00	2
2.5	7	115.8	14.9	130.68	27.00	3
2	9	85.8	13.2	99.00	20.00	4

Angulo Anclajes	15.00	°
Separacion horizontal	2.00	m

Figura 10. Presiones sobre pantalla anclada de muro plataforma marina.

Tabla 36. Tensionamiento requerido para pantalla anclada de muro plataforma marina.

H (m)	Nivel (m)	Fuerzas Horizontal Actante		Fuerza Inclínada F(KN)/m	Anclaje Solicitado F (Ton)	Fila de Anclaje NIVEL
		Tierra	Sobre carga			
2	2	106.4	21.5	127.84	33.00	1
2.5	4.5	92.7	14.9	107.51	28.00	2
2	6.5	82.4	16.5	98.87	26.00	3

Angulo Anclajes	15.00	°
Separacion horizontal	2.50	m

Figura 11. Presiones sobre pantalla anclada de muro PTAR.

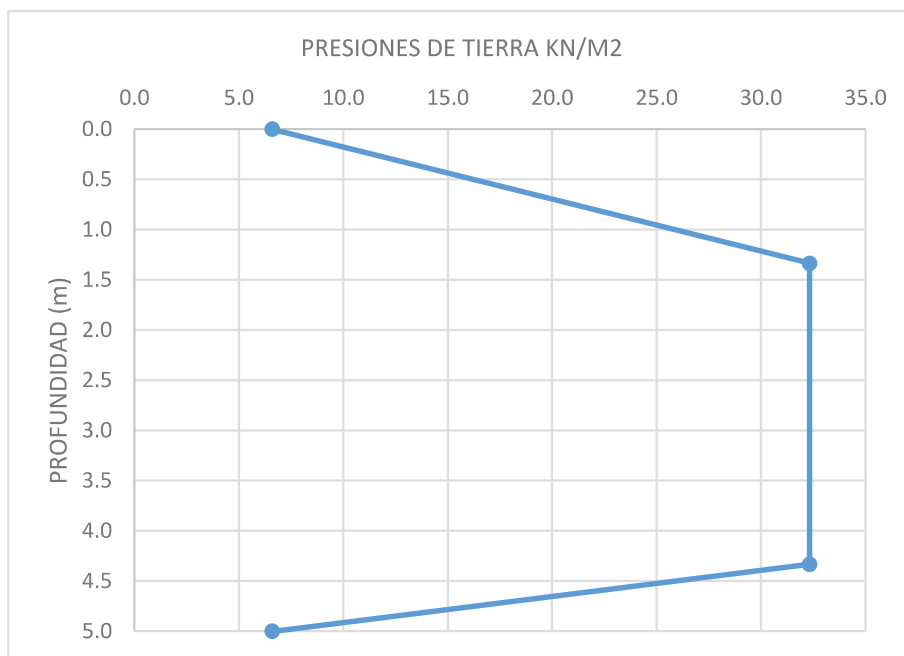


Tabla 37. Tensionamiento requerido para pantalla anclada de muro PTAR.

H (m)	Nivel (m)	Fuerzas Horizontal Actante			Fuerza Inclínada	Anclaje Solicitado	Fila de Anclaje
		Tierra	Sobre carga	Fh(KN)/m	F(KN)/m	F (Ton)	NIVEL
2	2	60.1	19.8	79.86	83.00	25.00	1
2	4	42.9	13.2	56.10	58.00	17.00	2
Angulo Anclajes					15.00	°	
Separacion horizontal					3.00	m	

Para los tres muros predimensionados se requiere de anclajes de 30 toneladas en promedio con diferentes separaciones verticales y horizontales.

8.2 DISEÑO DE LOS ANCLAJES PRETENSIONADOS

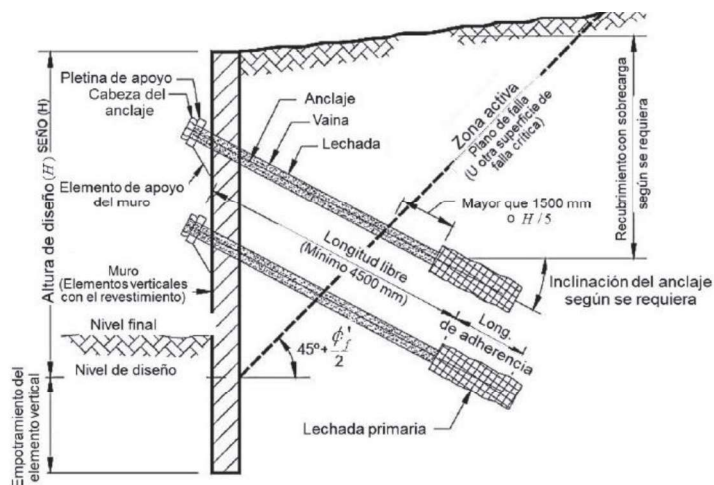
Para el diseño de los anclajes pretensionados se tendrán en cuenta la Norma Colombiana de Diseño de Puentes –LRFD-CCP14 y a la Guía para el diseño y la ejecución de anclajes al terreno en obras de carretera de España.

8.2.1 Longitud libre

La longitud libre mínima requerida entre la zona de adherencia y la zona activa detrás del muro se determina a partir de la siguiente figura en donde se muestra que la distancia entre la línea de falla y el bulbo debe ser la mayor o igual 1500mm

o $H/5$, la cual asegura que ninguna carga de la zona adherente se transfiera hacia la zona libre de carga por transferencia a través de la columna de mortero en la zona libre de carga.

Figura 12. Nomenclatura de los muros anclados y lineamientos para longitud empotrada de los anclajes. CCP14.



8.2.2 Mayoración de las cargas actuantes

De acuerdo con la Guía para el diseño y la ejecución de anclajes al terreno en obras de carretera de España, las fuerzas por anclajes necesarias para estabilizar se deben mayorar para el dimensionamiento de los elementos teniendo en cuenta si son de tipo permanente o provisional.

TIPO DE ANCLAJE	F_1
Permanente	1,50
Provisional	1,20

8.2.3 Comprobación de la tensión admisible del acero del tirante (rotura del tirante a tracción).

De acuerdo con la Guía para el diseño y la ejecución de anclajes al terreno en obras de carretera de España, las fuerzas por anclajes necesarias para estabilizar se deben mayorar para el dimensionamiento de los elementos teniendo en cuenta si son de tipo permanente o provisional.

Para la comprobación de la tensión admisible del acero del torón se minorará la tensión admisible en el torón de forma que se cumplan simultáneamente las siguientes condiciones:

$$\begin{aligned} P_{Nd} / A_T &\leq f_{pk} / 1,30 \\ P_{Nd} / A_T &\leq f_{yk} / 1,15 \end{aligned}$$

Siendo:

P_{Nd} = carga nominal mayorada de cada anclaje.

A_T = sección del tirante.

f_{pk} = límite de rotura del acero del torón.

f_{yk} = límite elástico del acero del torón.

8.2.4 Comprobación del deslizamiento del tirante dentro del bulbo.

Para la comprobación de la seguridad frente al deslizamiento del tirante en la lechada, dentro del bulbo se minorará la adherencia límite entre el tirante y la lechada que lo rodea en el bulbo, por el coeficiente 1,2.

Se deberá verificar:

$$P_{Nd} / (L_b \cdot p_T) \leq \tau_{lim} / 1,2$$

Con:

$$\tau_{lim} = 6,9 (f_{ck}/22,5)^{2/3}$$

Siendo:

P_{Nd} = carga nominal mayorada de cada anclaje.

p_T = perímetro nominal del tirante = $2\sqrt{\pi} \cdot A_T$

A_T = sección del tirante. L_b = longitud de cálculo del bulbo.

τ_{lim} = adherencia límite entre el tirante y la lechada expresada en MPa.

f_{ck} = resistencia característica (rotura a compresión a 28 días) de la lechada expresada en MPa.

De acuerdo con la especificación INVIAS 631-22 LECHADA PARA DUCTOS DE CONCRETO PREESFORZADO La resistencia a compresión de la pasta no será inferior a treinta megapascuales (30 MPa) o trescientos kilogramos por centímetro cuadrado (300 kg/cm²), a los veintiocho (28) días.

8.2.5 Comprobación de la seguridad frente al arrancamiento del bulbo (deslizamiento bulbo-terreno).

Para la comprobación de la seguridad frente al arrancamiento del bulbo se minorará la adherencia límite del terreno que rodea al bulbo del anclaje para obtener la adherencia admisible a_{adm}. Se comprobará:

$$Q_R = \phi Q_n = \phi \pi d \tau_a L_b \quad (11.9.4.2-1)$$

donde:

- ϕ = factor de resistencia para el arrancamiento de los anclajes (adim)
 Q_n = resistencia nominal de los anclajes al arrancamiento (N)
 d = diámetro del orificio para el anclaje (mm)
 τ_n = esfuerzo nominal de adherencia del anclaje (MPa)
 L_b = longitud de adherencia del anclaje (mm)

Los valores de la adherencia admisible aadm del bulbo se pueden deducir tanto de los ensayos de investigación como fundamentalmente de los ensayos de adecuación.

Tabla 38. Esfuerzos de adherencia unitario ultimo asumido para anclajes en suelos no cohesivos. Tabla 11.9.4.2-2 del CCP14.

Tipo de anclaje/suelo (presión de inyección de mortero)	Compacidad del suelo o resistencia ensayo SPT ⁽¹⁾	τ_n (MPa)
Anclajes inyectados a gravedad (< 0,35 MPa)		
Arena o mezclas de arena y grava	Medianamente densas a densas: 11-50	0,07 a 0,14
Anclajes inyectados a presión (0,35 MPa-2,8 MPa)		
Arena fina a media	Medianamente densa a densa: 11-50	0,08 a 0,38
Arena media a gruesa con grava	Medianamente densa: 11-30 Densa a muy densa: 30-50+	0,11 a 0,67 0,25 a 0,95
Arenas limosas	-	0,17 a 0,40
Grava arenosa	Medianamente densa a densa: 11-40 Densa a muy densa: 40-50+	0,21 a 1,4 0,28 a 1,4
Till glacial	Denso: 31-50	0,30 a 0,52

Tabla 39. Factores de resistencia para muros de contención permanentes. Tabla 11.5.7-1 del CCP14.

TIPO DE MURO Y CONDICIÓN		FACTOR DE RESISTENCIA
Muros en voladizo y muros anclados		
Resistencia axial a compresión de los elementos verticales		Aplica el Artículo 10.5
Resistencia de los elementos verticales a la compresión axial		0.75
Resistencia al arrancamiento de los anclajes (1)	• Suelos no cohesivos (granulares)	0.65 ⁽¹⁾
	• Suelos cohesivos	0.70 ⁽¹⁾
	• Roca	0.50 ⁽¹⁾
Resistencia al arrancamiento de los anclajes (2)	• Cuando se realizan pruebas de verificación	1.0 ⁽²⁾
Resistencia a la tensión de los tendones de anclaje	• Acero dulce (por ejemplo barras ASTM A615)	0.90 ⁽³⁾
	• Acero de alta resistencia (por ejemplo barras ASTM A722)	0.80 ⁽³⁾
Capacidad a flexión de los elementos verticales		0.90

El dimensionamiento se puede observar en el ver Anexo. Memoria de Diseño Anclajes.

Se recomienda anclajes compuestos por tres (3) torones de 0,5 Pulgadas de diámetro tensados a una carga de 30 toneladas/anclaje y ángulo de inclinación de 15°.

8.3 ANÁLISIS DE ESTABILIDAD

Para el análisis estabilidad se utilizó el software para computador Slide V. 6.0 el cual utiliza la teoría de equilibrio límite para obtener los factores de seguridad al deslizamiento de los taludes.

Para evaluar las condiciones de estabilidad, se tuvieron en cuenta los siguientes escenarios:

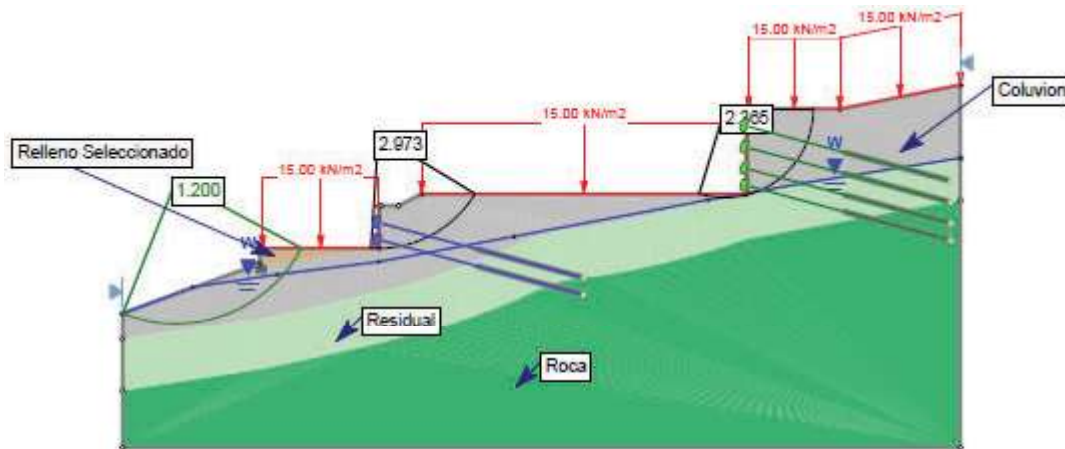
- Análisis de estabilidad, condición estática.
- Análisis de estabilidad, condición dinámica.

Así mismo es pertinente tener en cuenta los factores mínimos admisibles en condición estática y pseudo-estática para un talud permanente:

Tabla H.6.9-1
Factores de seguridad indirectos mínimos

Condición	Construcción	Estático	Sismo	Seudo estático
Deslizamiento	1.60	1.60	Diseño	1.05
Volcamiento: el que resulte más crítico de Momento Resistente/ Momento Actuante Excentricidad en el sentido del momento (e/B)	≥ 3.00 $\leq 1/6$	≥ 3.00 $\leq 1/6$	Diseño Diseño	≥ 2.00 $\leq 1/4$
Capacidad portante	Iguales a los de la Tabla H.4.1			
Estabilidad Intrínseca materiales térreos (reforzados o no)	Iguales a los de la Tabla H.2.1			
Estabilidad Intrínseca materiales manufacturados	Según material (Concreto-Título C; Madera-Título G; etc.)			
Estabilidad general del sistema:				
Permanente o de Larga duración (> 6 meses)	1.20	1.50	Diseño	1.05
Temporal o de Corta duración (< 6 meses)	1.20	1.30	50% de Diseño	1.00
Laderas adyacentes (Zona de influencia > 2.5H)	1.20	1.50	Diseño	1.05

Figura 13. Análisis estático perfil 1 Muro PTAR y Muro Vía Principal.

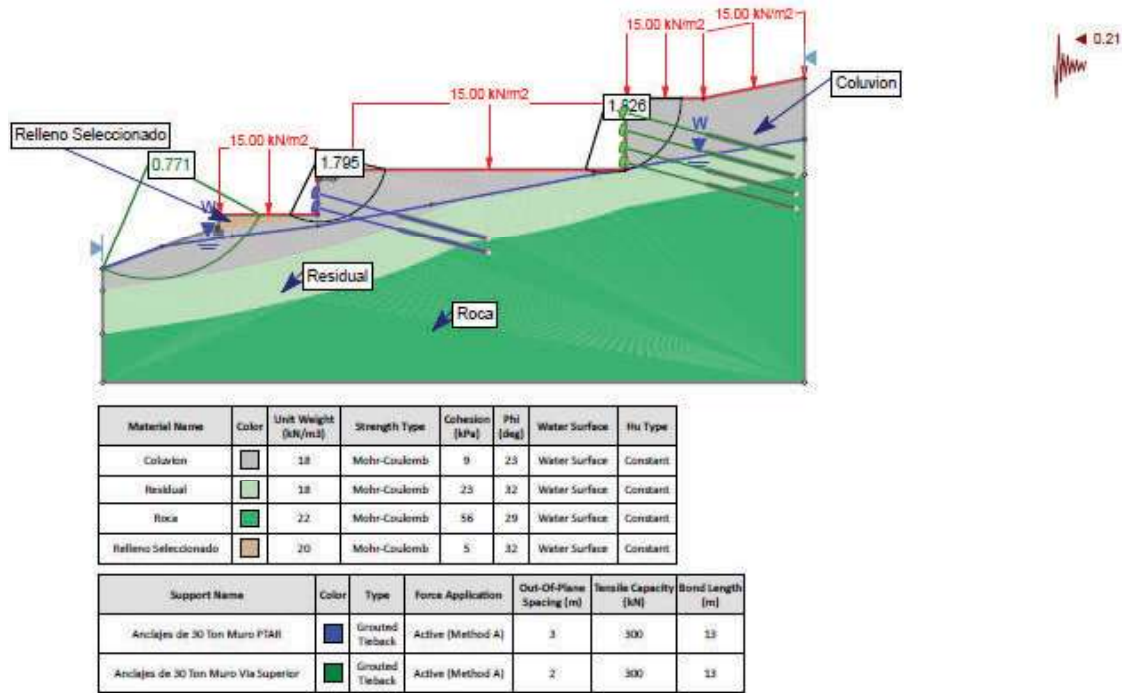


Material Name	Color	Unit Weight (kN/m³)	Strength Type	Cohesion (kPa)	Phi (deg)	Water Surface	Hu Type
Coluvion		18	Mohr-Coulomb	9	23	Water Surface	Constant
Residual		18	Mohr-Coulomb	23	52	Water Surface	Constant
Roca		22	Mohr-Coulomb	56	29	Water Surface	Constant
Relleno Seleccionado		20	Mohr-Coulomb	5	52	Water Surface	Constant

Support Name	Color	Type	Force Application	Out-Of-Plane Spacing (m)	Tensile Capacity (kN)	Bond Length (m)
Anclajes de 30 Ton Muro PTAR		Grouted Tieback	Active (Method A)	3	300	13
Anclajes de 30 Ton Muro Vía Superior		Grouted Tieback	Active (Method A)	2	300	13

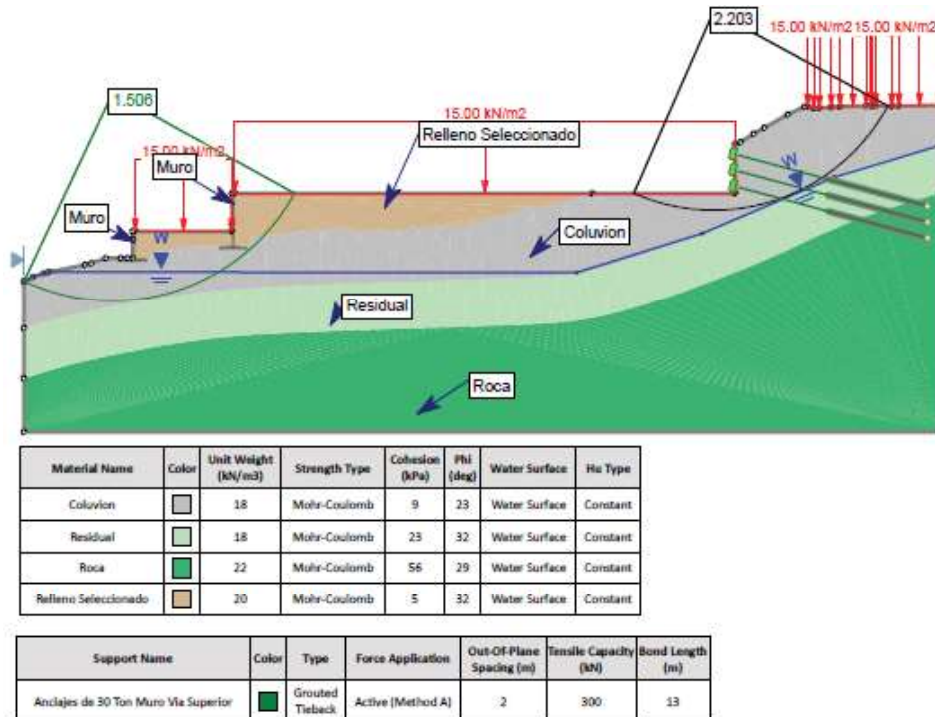
Fuente: Propia.

Figura 14. Análisis dinámico perfil 1 Muro PTAR y Muro Vía Principal.



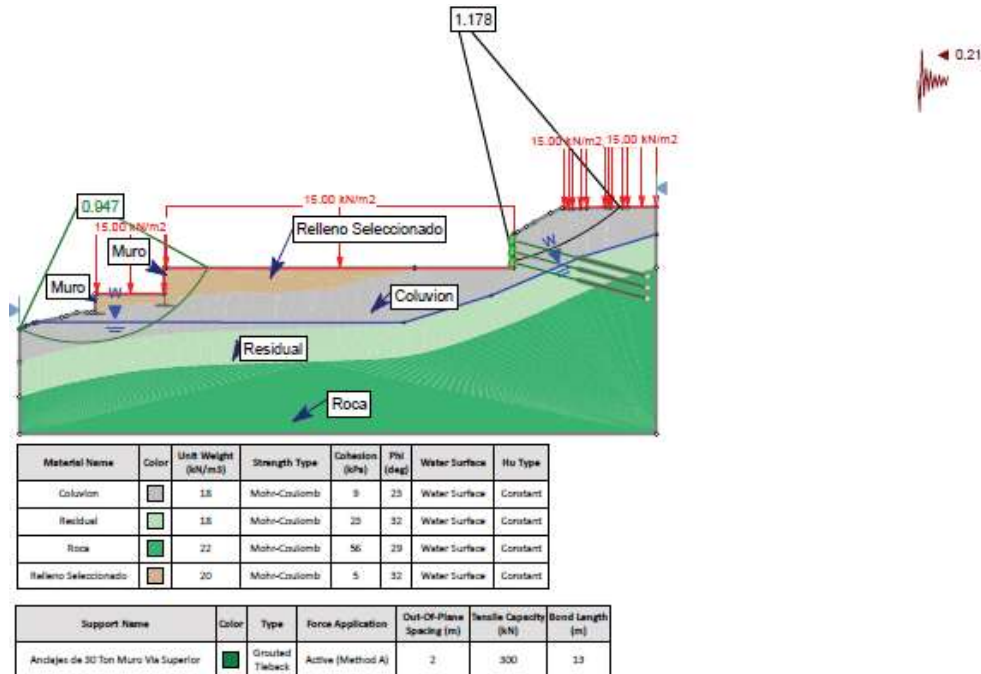
Fuente: Propia.

Figura 15. Análisis estático perfil 2 Muro vía Interna, Plazoleta y Muro Vía Principal.



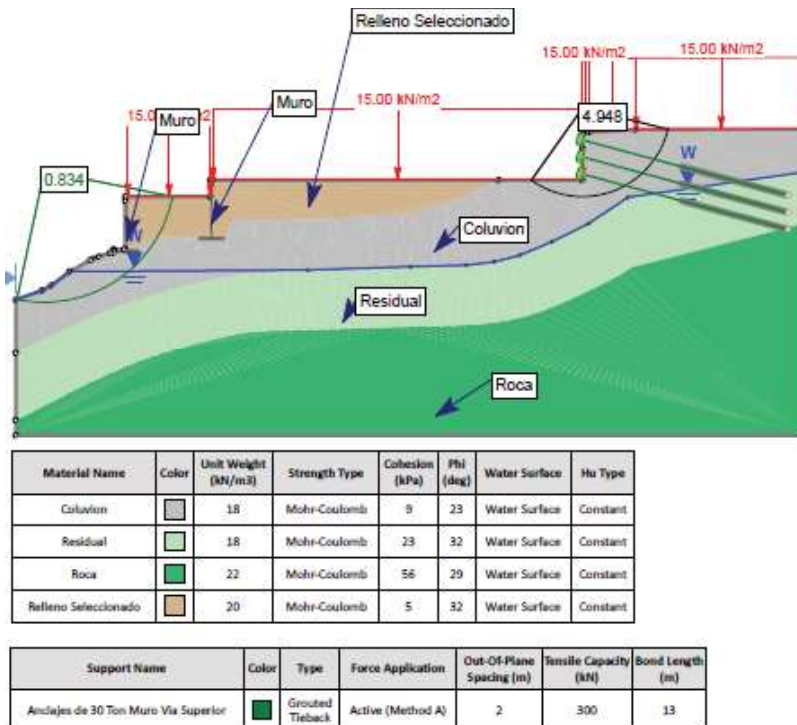
Fuente: Propia.

Figura 16. Análisis dinámico perfil 2 Muro vía Interna, Plazoleta y Muro Vía Principal.



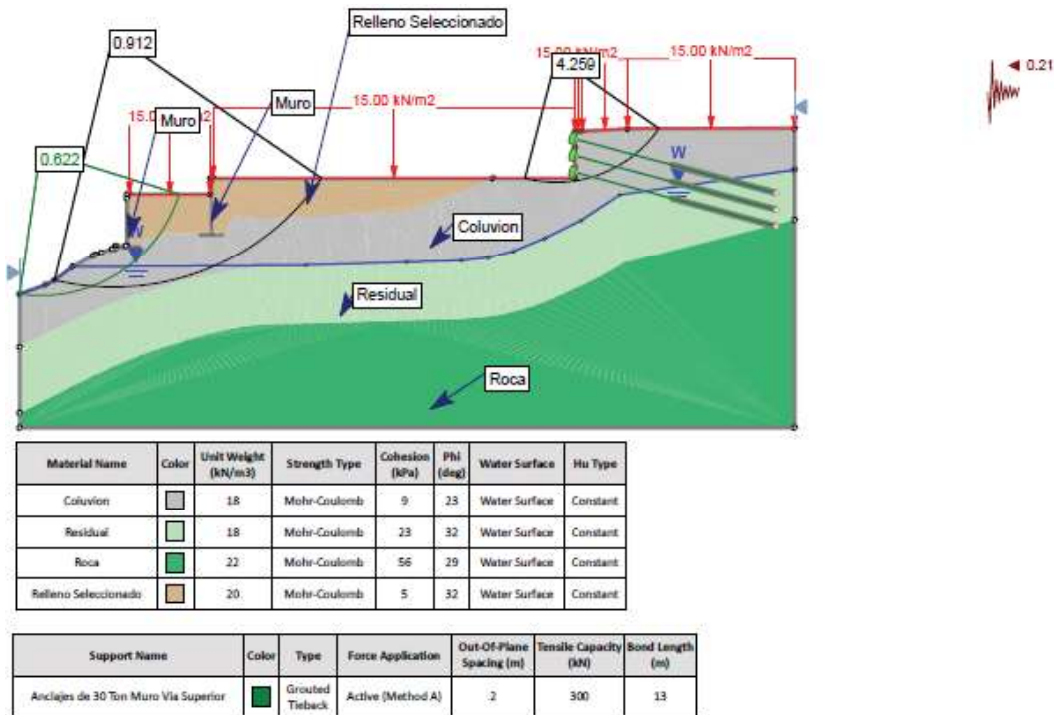
Fuente: Propia.

Figura 17. Análisis estático perfil 3 Muro vía Interna, Plazoleta y Muro Vía Principal.



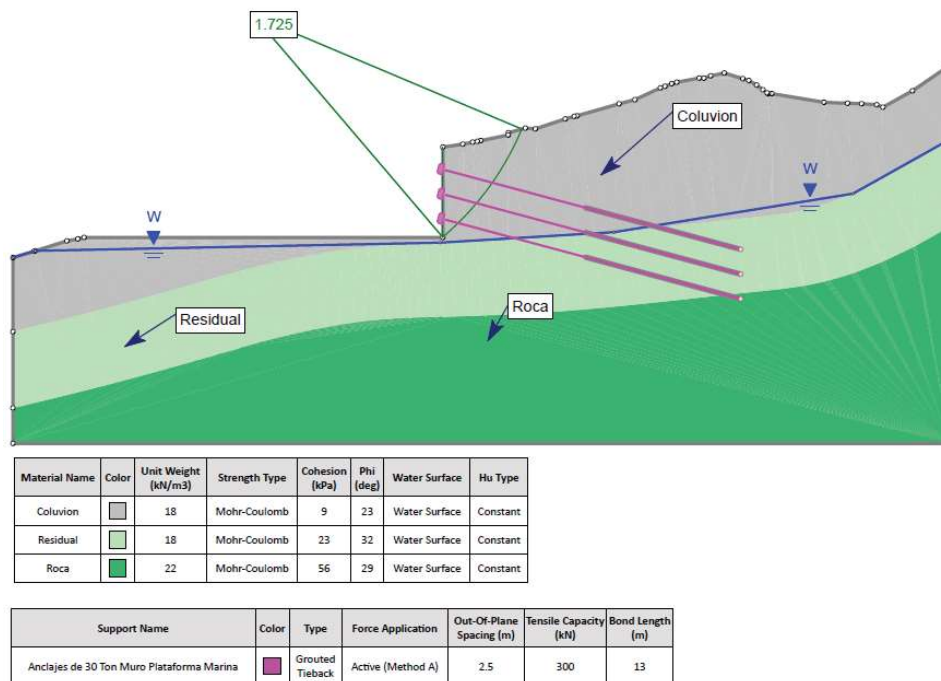
Fuente: Propia.

Figura 18. Análisis dinámico perfil 3 Muro vía Interna, Plazoleta y Muro Vía Principal.



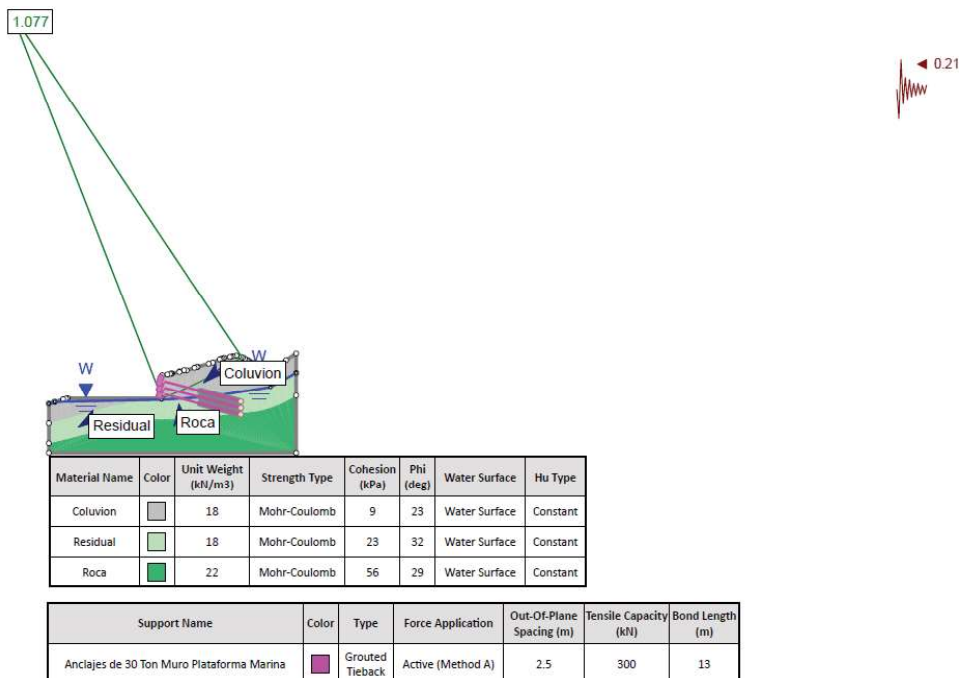
Fuente: Propia.

Figura 19. Análisis estático perfil 4 Muro Plataforma Marina.



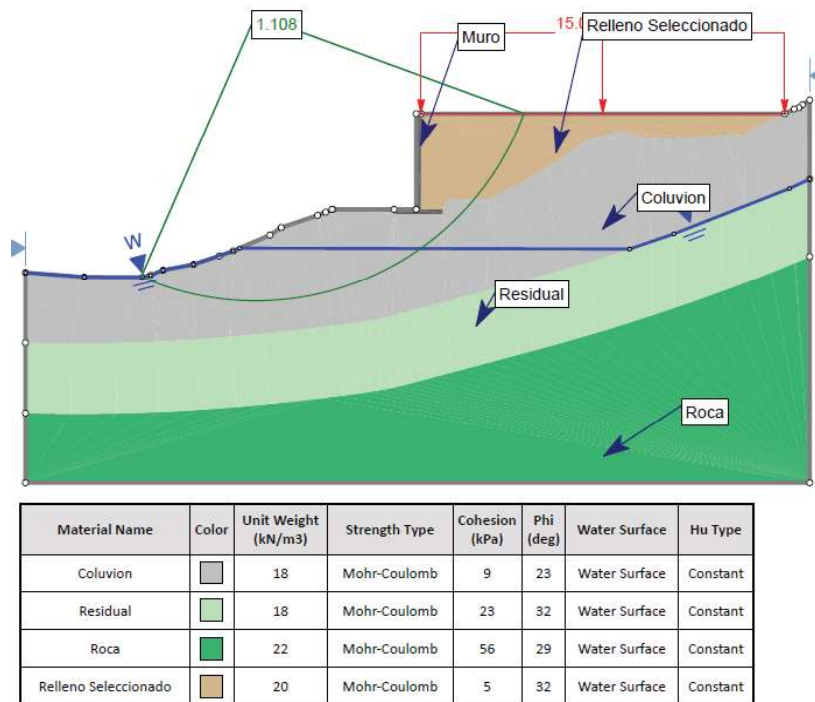
Fuente: Propia.

Figura 20. Análisis dinámico perfil 4 Muro Plataforma Marina.



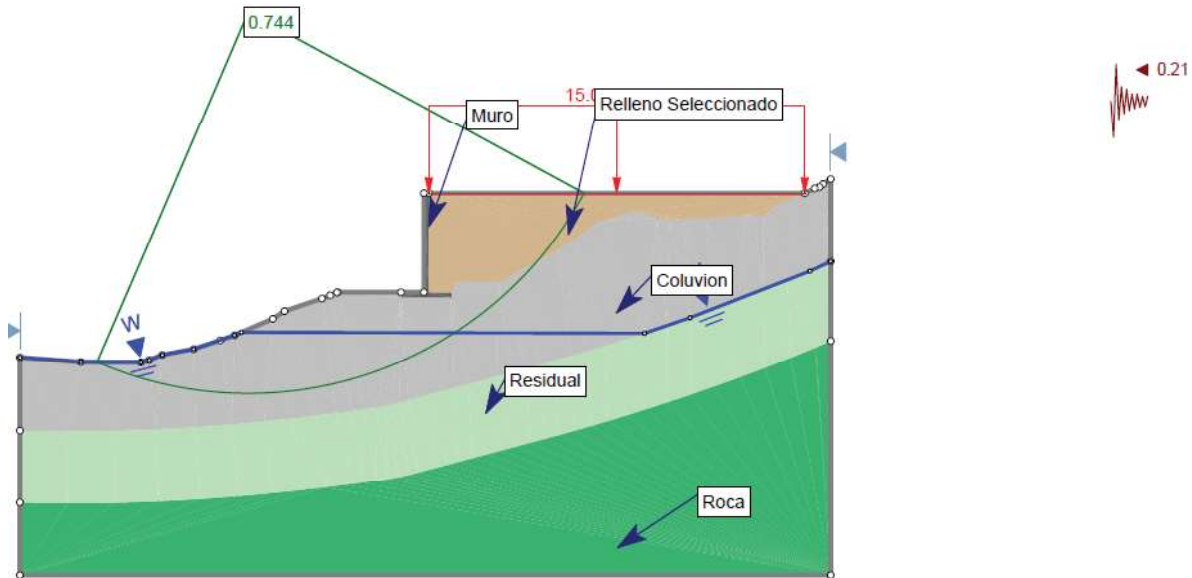
Fuente: Propia.

Figura 21. Análisis estático perfil 5 Muro Parqueadero.



Fuente: Propia.

Figura 22. Análisis dinámico perfil 5 Muro Parquadero.



Material Name	Color	Unit Weight (kN/m3)	Strength Type	Cohesion (kPa)	Phi (deg)	Water Surface	Hu Type
Coluvion		18	Mohr-Coulomb	9	23	Water Surface	Constant
Residual		18	Mohr-Coulomb	23	32	Water Surface	Constant
Roca		22	Mohr-Coulomb	56	29	Water Surface	Constant
Relleno Seleccionado		20	Mohr-Coulomb	5	32	Water Surface	Constant

Fuente: Propia.

8.3.1 Conclusiones de los análisis de estabilidad

Los muros con anclajes pretensados cumplen con los factores de seguridad mínimos exigidos por la normativa vigente; sin embargo, los muros en voladizo con cimentación superficial no alcanzan dichos factores de seguridad. Por lo anterior, se requiere implementar una cimentación profunda que garantice el apoyo estructural por debajo de la superficie potencial de falla del talud que intercepta la zona inferior del muro.

9 DISEÑO GEOTÉCNICO DE LOS MUROS DE CONTENCIÓN SOBRE PILOTES

Con base en la exploración de campo realizada y teniendo en cuenta la implantación de la vía en la topografía se hace necesario la construcción de muros en concreto reforzado cimentado sobre pilotes.

Con el fin de establecer el dimensionamiento del muro se presenta a continuación las consideraciones de diseño contempladas.

9.1 DISEÑO DE LOS PILOTES PARA ESTABILIZACIÓN

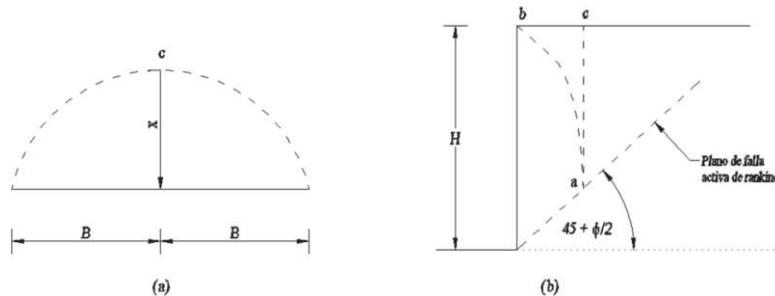
Wang y Cheng (1974) analizaron el efecto arco en pilotes para la estabilización de deslizamientos presentando las siguientes conclusiones:

- La presión máxima promedio del arco es igual a la presión de reposos del suelo.
- El efecto arco es más notorio para valores mayores de cohesión (c) y fricción (ϕ).
- Existe un espaciamiento crítico a partir del cual el efecto arco desaparece al aumentar el espaciamiento.
- El efecto arco se produce tanto en taludes de arenas como de arcillas.

Además, la magnitud de efecto arco depende, entre otros, de los siguientes factores:

- La rugosidad de la superficie del pilote. A mayor rugosidad es mayor el efecto arco.
- La dilatancia del suelo. A mayor Angulo de dilatancia, se generan mayores presiones de efecto arco.
- La resistencia del suelo. A mayores valores de c y ϕ , mayor es el efecto arco.
- Una vez realizado el análisis del efecto arco, debemos identificar la cuña de falla, la cual no está influenciada por el efecto arco, y, por lo tanto, susceptible a desplazarse.

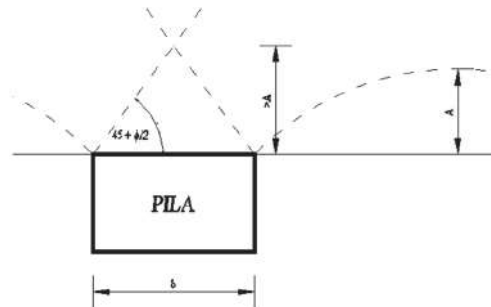
Figura 23. Esquema cuña de falla. (a) vista superior de la falla considerando el efecto arco. (b) vista lateral de la cuña de falla.



Fuente: Análisis teórico de la separación máxima entre pilas de socalzado considerando el efecto arco en suelos granulares” Rocha, Marcelo (2011).

La separación de las pilas de socalzado también depende del ancho o diámetro de las pilas, esto debido a que las tensiones generadas por arcos contiguos pueden interferir entre si dentro de sus respectivas aéreas de influencia.

Figura 24. Interacción entre tensiones de arcos contiguos.



Fuente: Análisis teórico de la separación máxima entre pilas de socalzado considerando el efecto arco en suelos granulares” Rocha, Marcelo (2011).

Como conclusión se tiene que para estabilizar el talud en el área los pilotes no deben estar separados más de cuatro (4.0) veces el diámetro entre ejes, sin embargo, esta separación se debe ajustar dependiendo de las solicitudes de fuerza requeridos.

9.1.1 Longitud mínima de pilotes

Para determinar la longitud mínima que se deben construir los pilotes se realizó un análisis de estabilidad.

Basándose en la teoría de los estados límite, el programa busca de forma iterativa un punto en la pared de pilotes para satisfacer la ecuación de equilibrio de momento en la forma:

$$\text{Momento de Volteo} = \text{Momento Resistente}$$

Una vez que se logra esto, el programa continúa determinando la ubicación del talón de la pared para la cual se cumple el equilibrio de las fuerzas de corte (cálculo de la profundidad del extremo fijo). La longitud total de la estructura analizada se encuentra de esta manera.

Cuando se aplica un enfoque basado en el factor de seguridad, el programa busca, de manera iterativa, un punto para obtener:

$$\frac{\text{Momento Resistente}}{\text{Momento de Volteo}} = FS$$

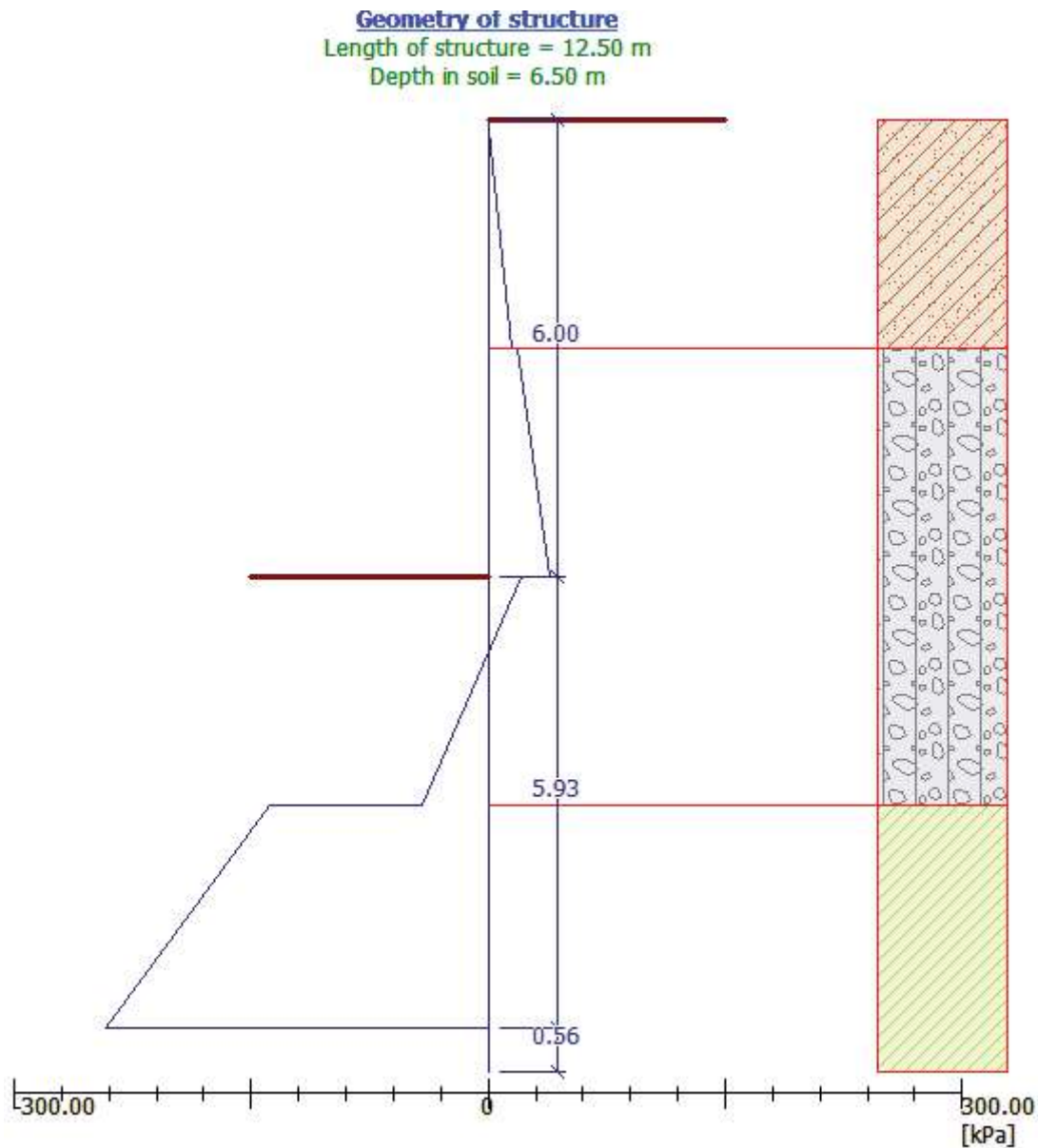
Para determinar las presiones de tierra se utilizó la teoría de Rankine, desarrollada en 1857, es la solución a un campo de tensiones que predice las presiones activas y pasivas del terreno. Esta solución supone que el suelo no está cohesionado, tiene una pared que está friccionando, la superficie suelo-pared es vertical, el plano de rotura en este caso sería planar y la fuerza resultante es paralela a la superficie libre del talud. Las ecuaciones de los coeficientes para presiones activas y pasivas aparecen a continuación. Observe que ϕ' es el ángulo de rozamiento del suelo y la inclinación del talud respecto a la horizontal es el ángulo β .

Para el caso en que β sea 0, las ecuaciones de arriba se simplifican como:

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

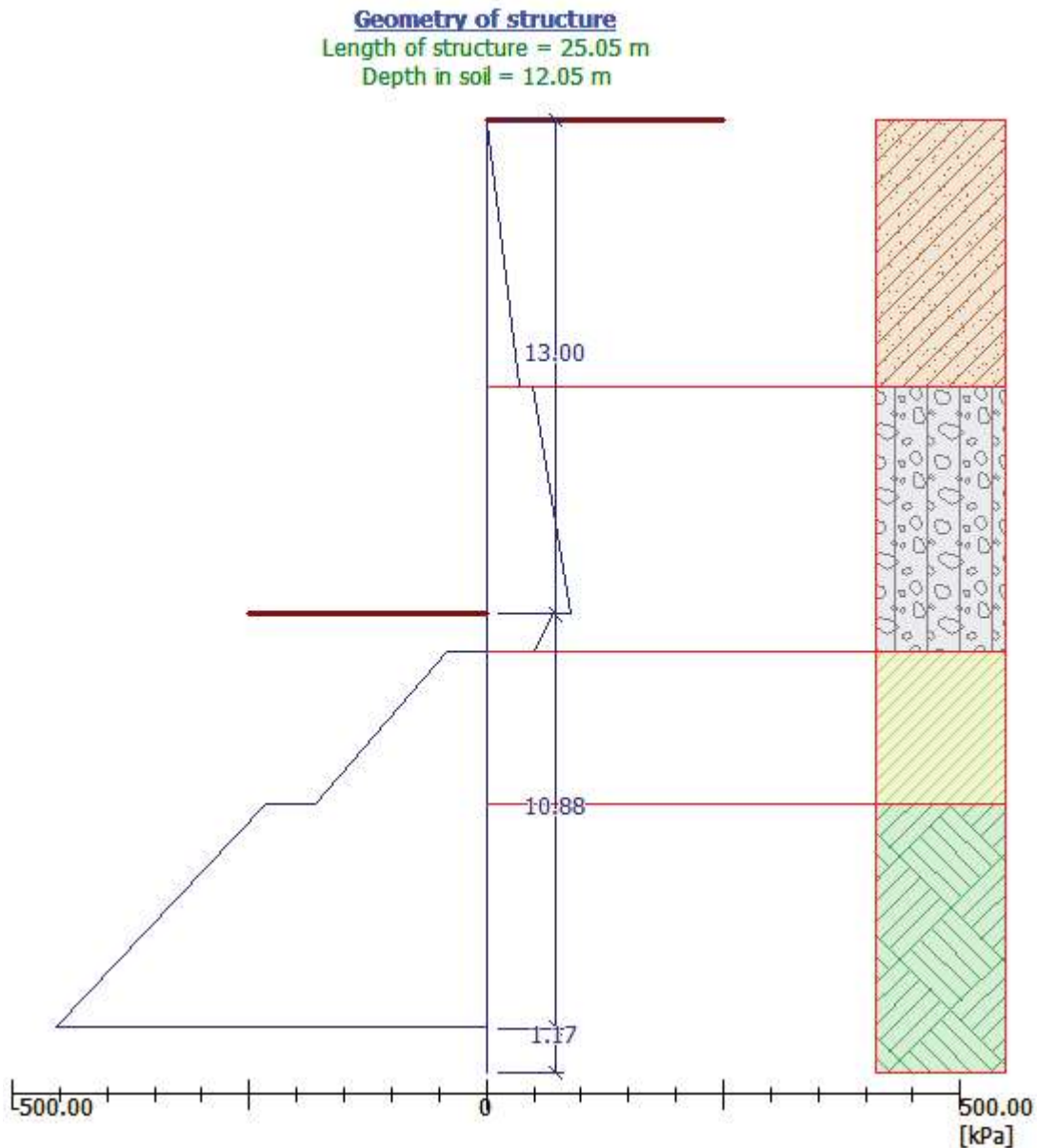
Se analizo teniendo en cuenta la profundidad de la falla de estabilidad de taludes que pasa por debajo del muro sin pilotes.

Figura 25. Presiones totales sector muro PTAR.



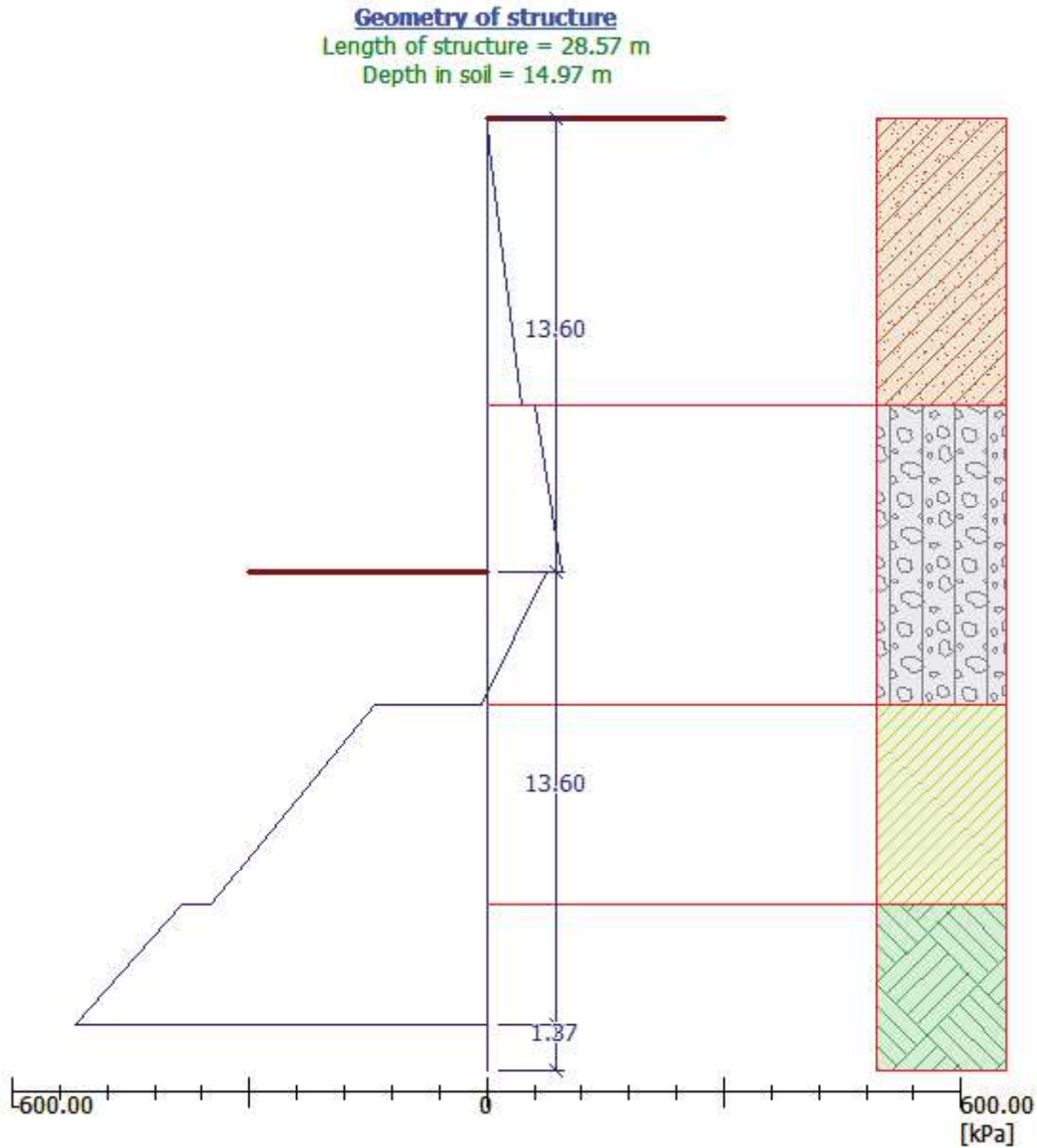
Para un muro de 3.0 metros de altura y una profundidad de falla de 3.0 metros por debajo del muro se requiere pilotes de mínimo 10.0 metros de profundidad.

Figura 26. Presiones totales sector muro Vía Interna y Plazoleta.



Para un muro de 7.0 metros de altura y una profundidad de falla de 6.0 metros por debajo del muro se requiere pilotes de mínimo 18.0 metros de profundidad.

Figura 27. Presiones totales sector muro Parquadero.



Para un muro de 8.60 metros de altura y una profundidad de falla de 5.0 metros por debajo del muro se requiere pilotes de mínimo 20.0 metros de profundidad.

9.1.2 Capacidad de carga lateral de los pilotes

El pilote cargado horizontalmente se analiza utilizando el método propuesto por Winkler. Los parámetros del suelo a lo largo del pilote están representados por el módulo de reacción lateral del subsuelo, teniendo como premisa lo establecido en el apéndice A10.2 de la sección 10 del CCP-14, el cual establece que la resistencia última a carga lateral de un pilote se alcanza a deflexiones de máximo $3d/80$ donde d , es el diámetro del pilote. Adicionalmente se tendrán en cuenta lo mencionado en la sección 11 del CCP-14 (C11.5.2), la cual establece que para que no ocurra daños en las estructuras los desplazamientos horizontales no deben ser mayores a 40 mm.

A partir de lo anterior, para pilotes de 1.20 metros de diámetro se limitará la carga lateral a un desplazamiento de máximo 40 mm.

El cálculo del K_h para un estrato granular se calcula de acuerdo con la expresión de Matlock and Rees.

$$k_h = n_h \cdot \frac{z}{d}$$

Donde=

n_h es el Coeficiente de variación del módulo de balasto.

X es la profundidad del pilote analizado.

Tabla 40. Valores típicos del módulo n_h para suelos granulares

CONSISTENCIA	SUELTA (N 4-10)	MEDIANAMENTE Densa (N 11-30)	Densa (N 31-50)
Arena seca o húmeda (mN/m ³)	2,2	6,6	17,6
Arena sumergida (mN/m ³)	1,3	4,4	10,7

Fuente: Manual de cimentaciones del INVIAS.

A continuación, se presenta el módulo de reacción horizontal para pilotes de 1.20 metros de diámetro para los diferentes muros.

Figura 28. Módulo de reacción horizontal pilotes sector muro PTAR.

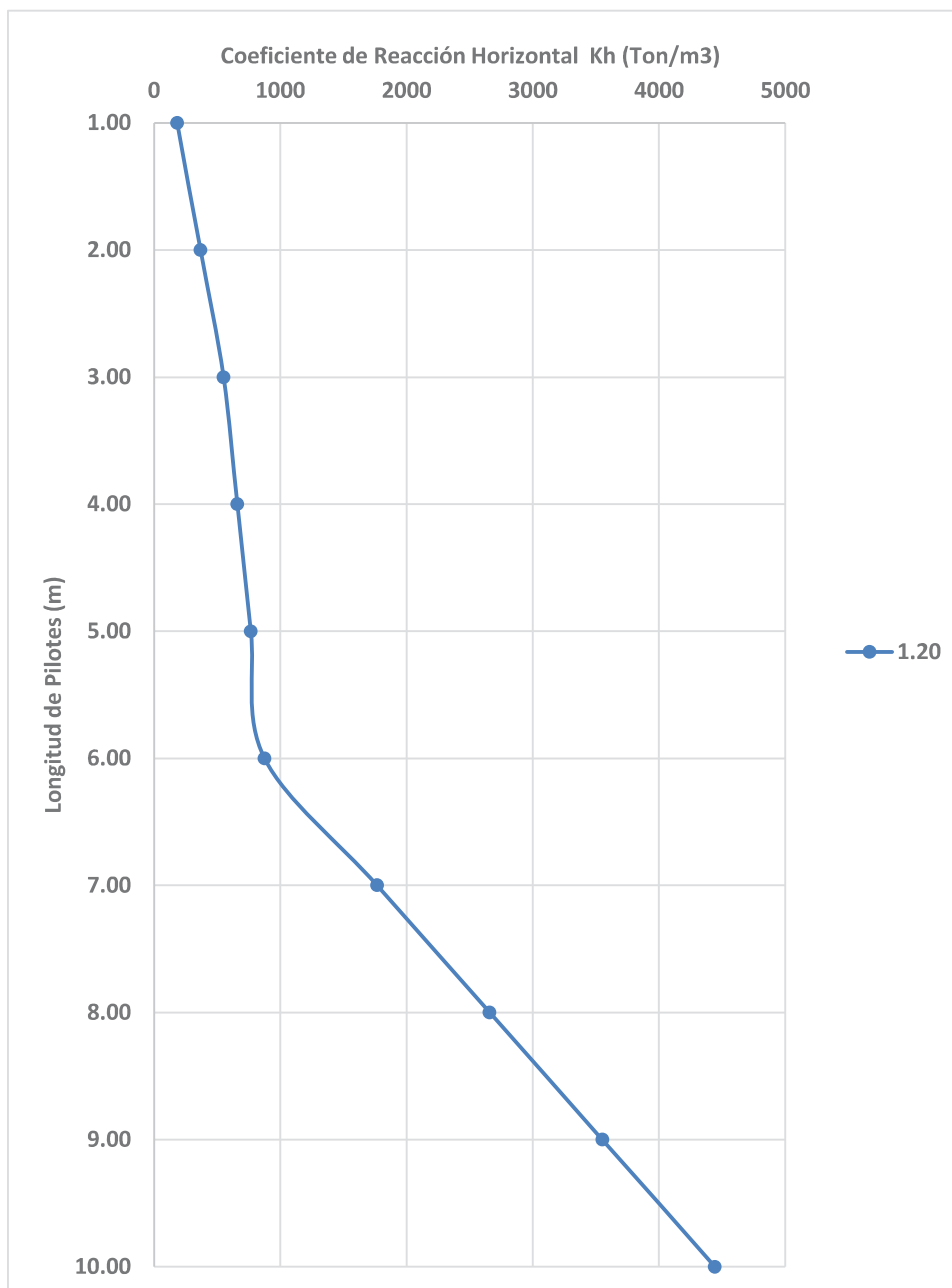


Figura 29. Módulo de reacción horizontal pilotes sector muro Vía Interna y Plazoleta.

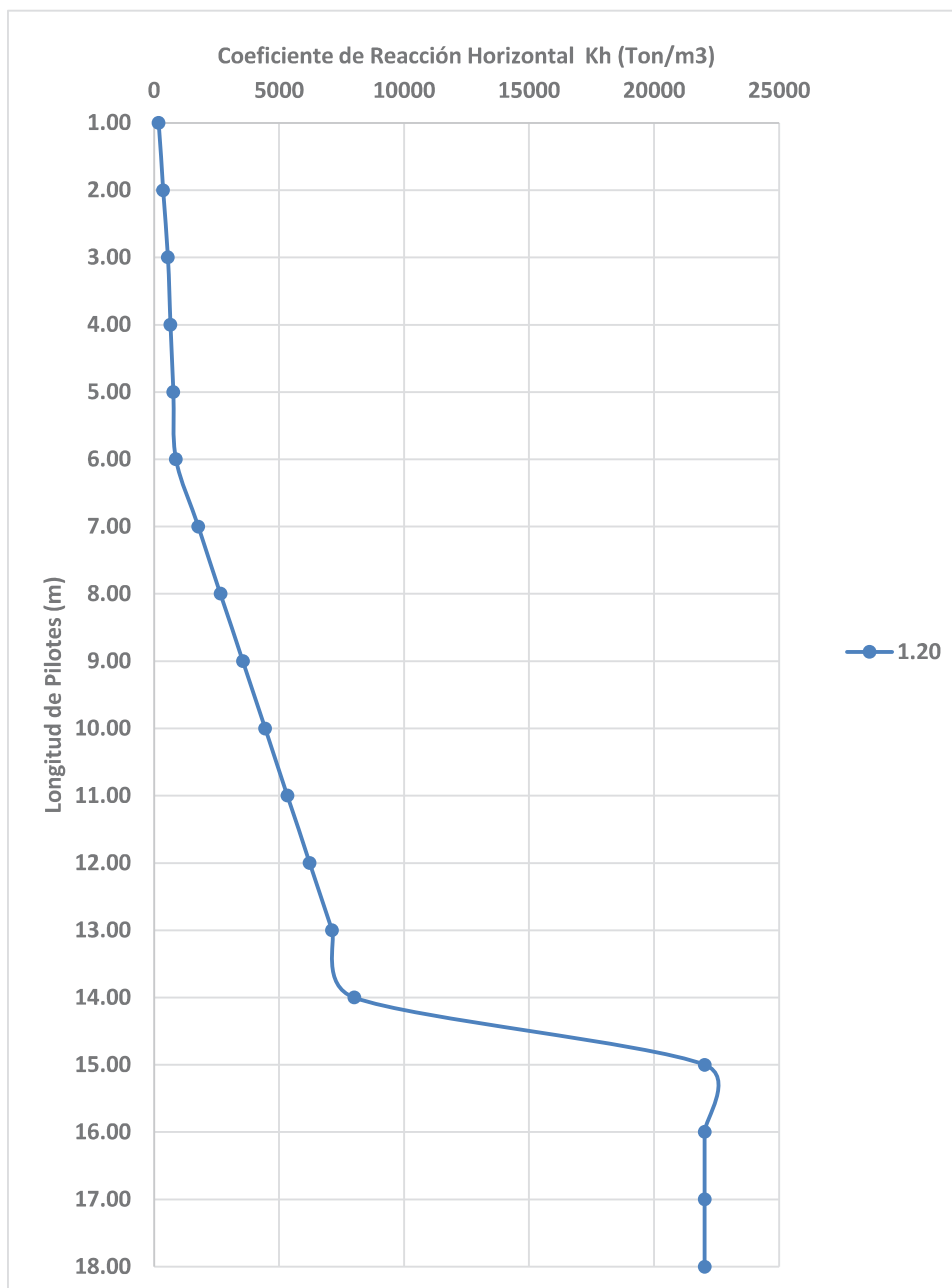
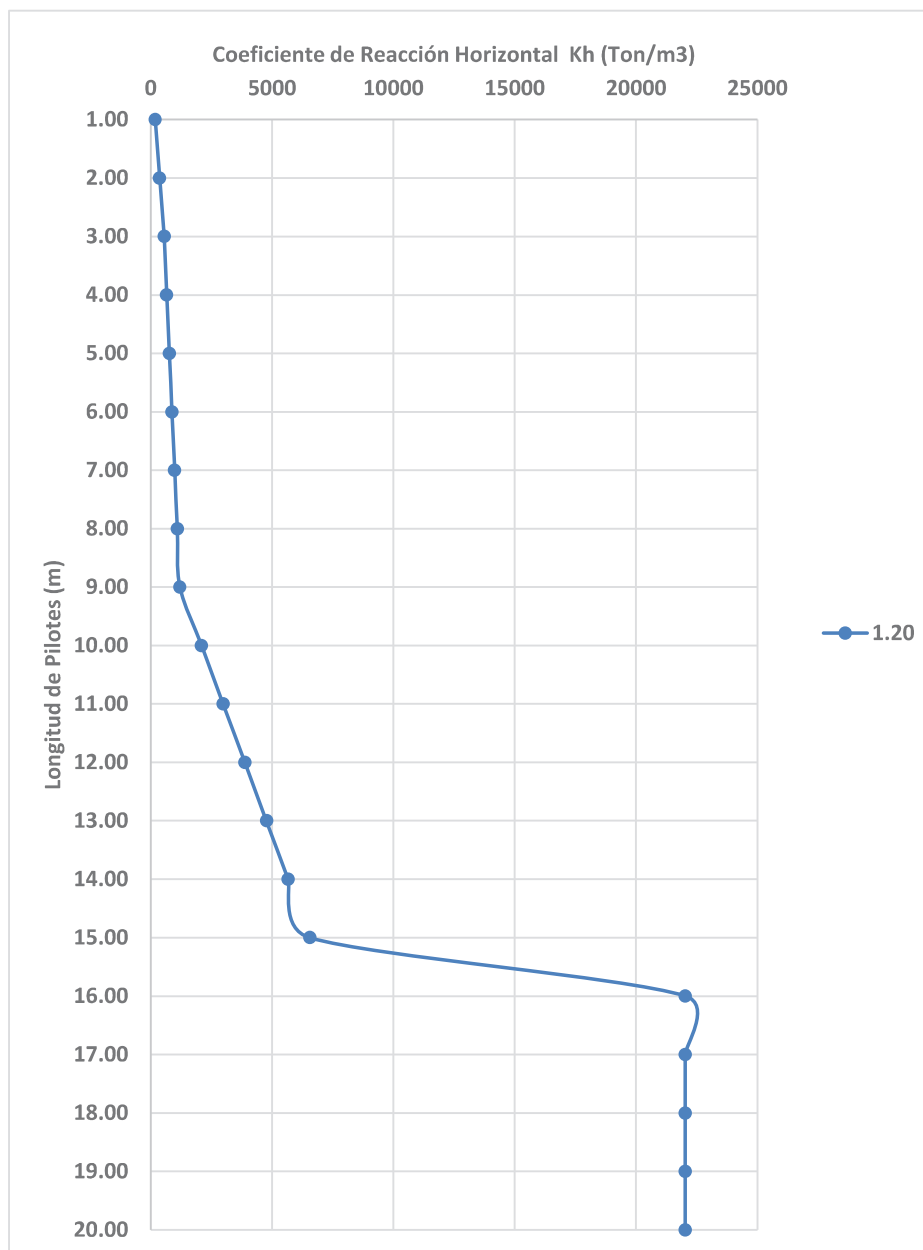


Figura 30. Módulo de reacción horizontal pilotes sector muro Parqueadero.



La respuesta de los pilotes frente a las cargas laterales se puede estimar mediante análisis P-Y (Barker et al, 1991). Cuando un grupo de pilotes está sujeto a cargas laterales los pilotes interactúan a través del suelo que los separa. Como resultado de esta interacción, los grupos de pilotes experimentan flechas mayores que los pilotes individuales solicitados por la misma carga lateral por pilote, y también son mayores los momentos flectores en los pilotes del grupo; factores que deben ser considerados en el diseño.

A partir de lo anterior y del análisis de las curvas p-y, se realiza la verificación para determinar la deflexión máxima, el cortante resistente y el momento máximo permitido.

El análisis se realiza asumiendo que la cabeza del pilote no permite rotación.

Figura 31. Fuerzas internas de pilotes sector muro PTAR.

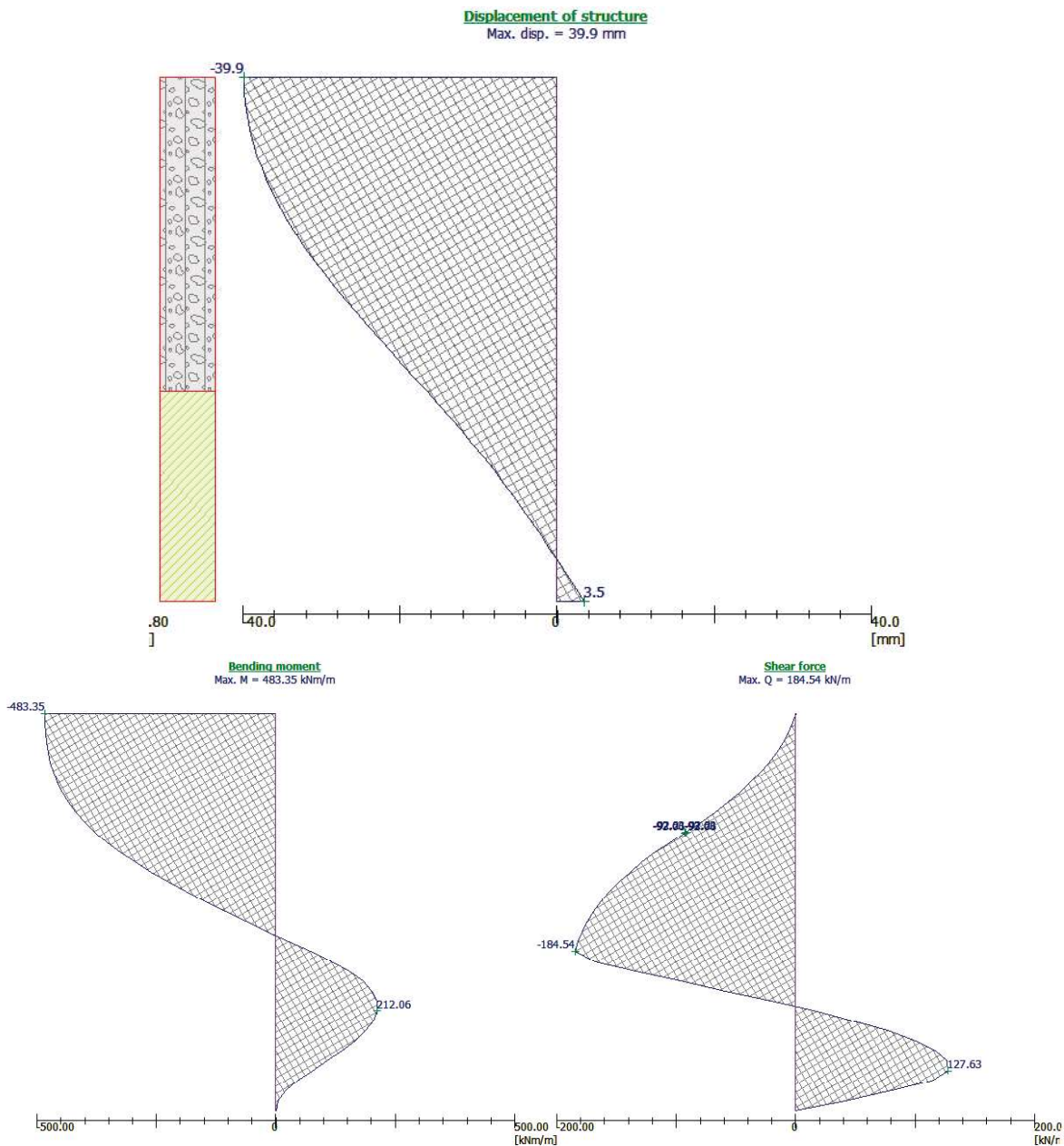


Figura 32. Fuerzas internas de pilotes sector muro Vía Interna y Plazoleta.

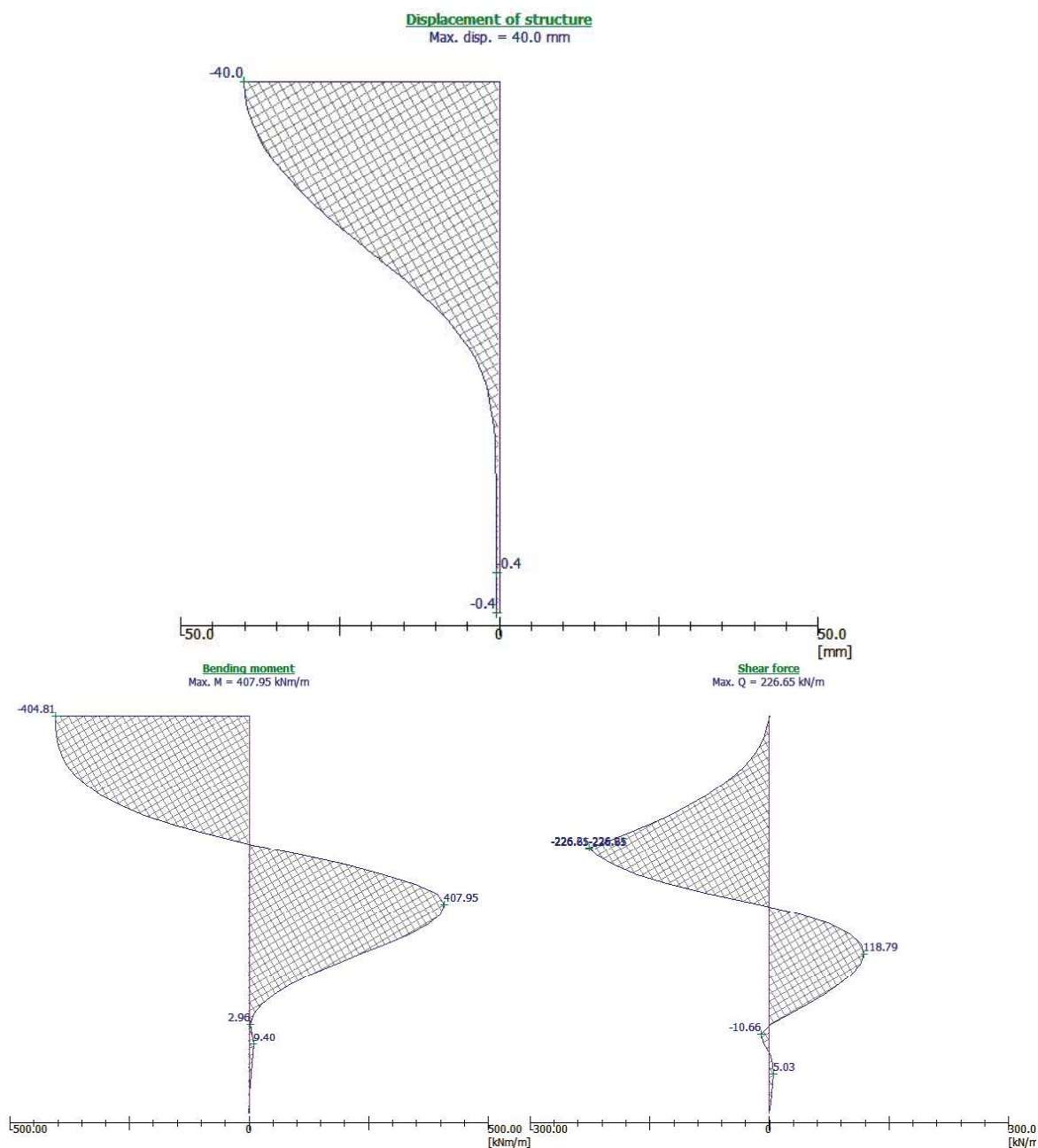
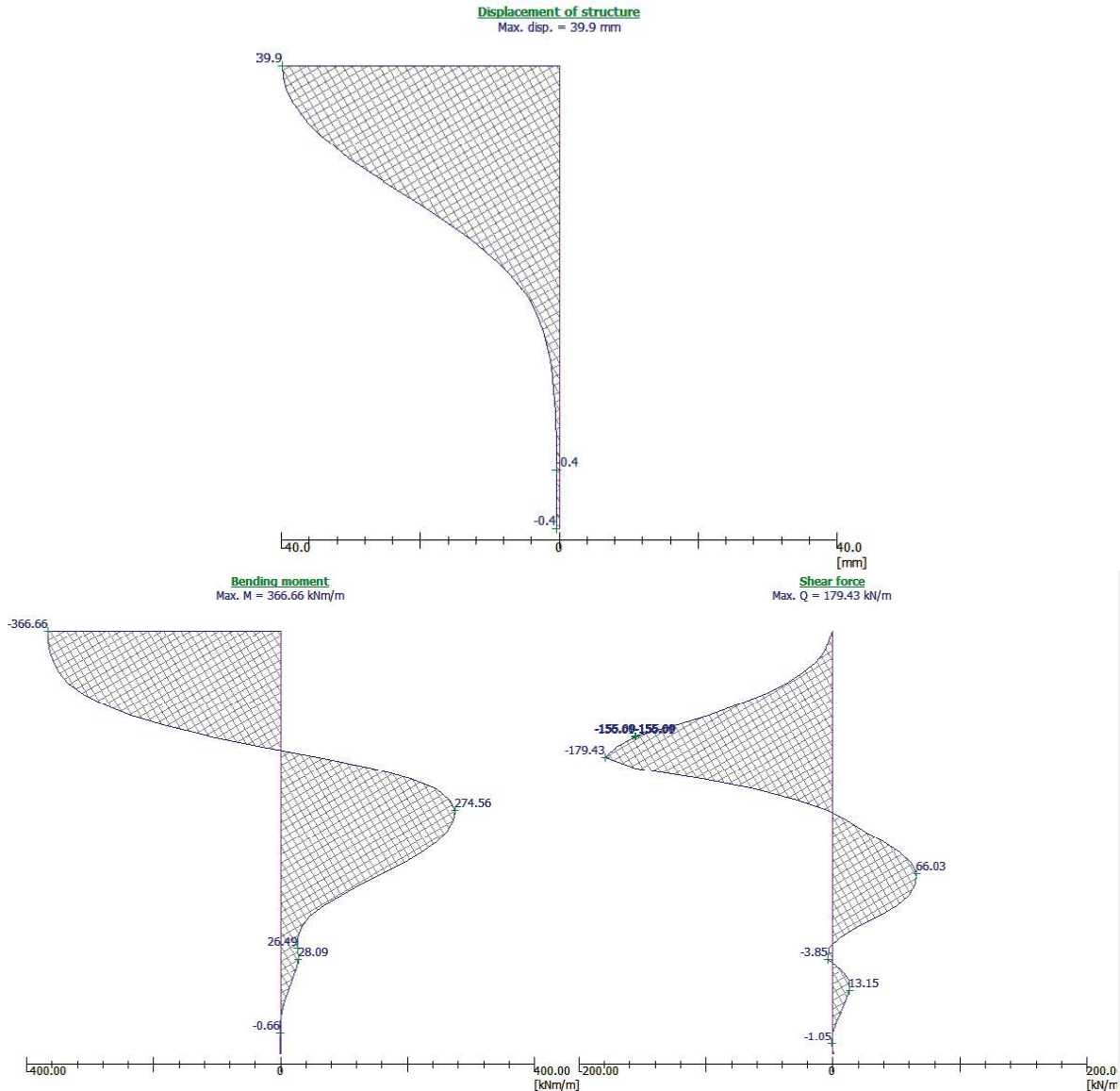


Figura 33. Fuerzas internas de pilotes sector muro Parqueadero.



9.1.3 Separación de los pilotes

Para definir la separación máxima de pilotes se tiene como primera premisa que esta no debe ser superior a 4.0 veces el diámetro entre ejes y a menos de 2.0 veces el diámetro, esto con el fin de optimizar el sistema. Si al realizar el análisis de fuerzas disponibles por pilote contra fuerza mínima estabilizadora se obtiene una separación de menos de 2.0 veces el diámetro, se recomienda mantener una separación de 3.0 veces el diámetro y complementar la obra mediante la implementación de anclajes pretensionados en la viga cabeza.

Teniendo en cuenta que el momento estructural máximo resistente para un pilote de 1.20 metros de diámetro con una cuantía del 1.0% no puede ser mayor a 2747 kNm y el cortante que resiste la sección estructural no puede ser mayor a 1033 kN, se determina la separación máxima para cada tipo de muro.

Para los pilotes del muro de la PTAR la separación no puede ser mayor a 4.80m entre ejes.

Para los pilotes del muro de la Vía Interna y la Plazoleta la separación no puede ser mayor a 4.50m entre ejes.

Para los pilotes del muro del Parqueadero la separación no puede ser mayor a 4.80m entre ejes.

Estas separaciones se deben verificar en los modelos de estabilidad.

9.2 ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE MURO CON PILOTES

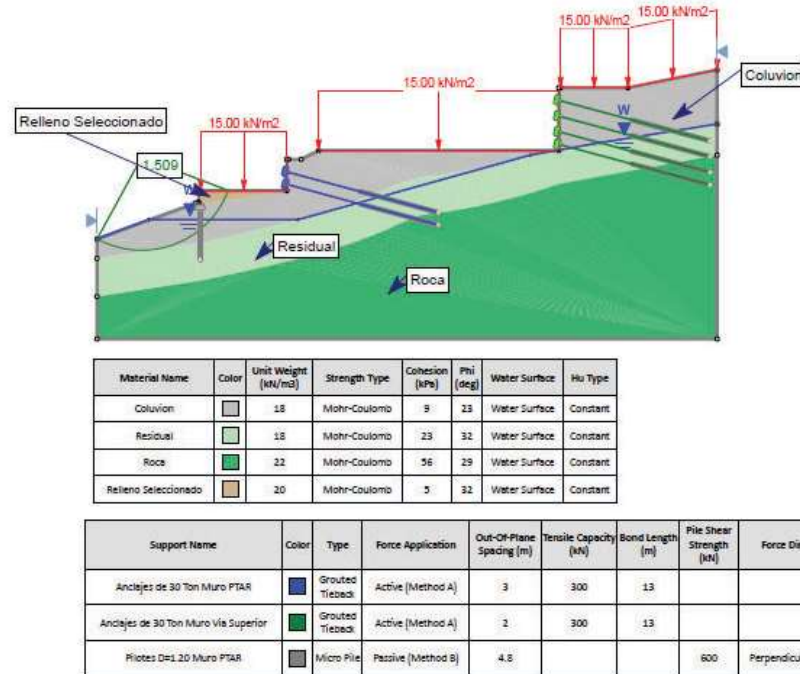
Para el análisis estabilidad se utilizó el software para computador Slide V. 6.0 el cual utiliza la teoría de equilibrio límite para obtener los factores de seguridad al deslizamiento de los taludes.

Para evaluar las condiciones de estabilidad, se tuvieron en cuenta los siguientes escenarios:

- Análisis de estabilidad, condición estática.
- Análisis de estabilidad, condición dinámica.

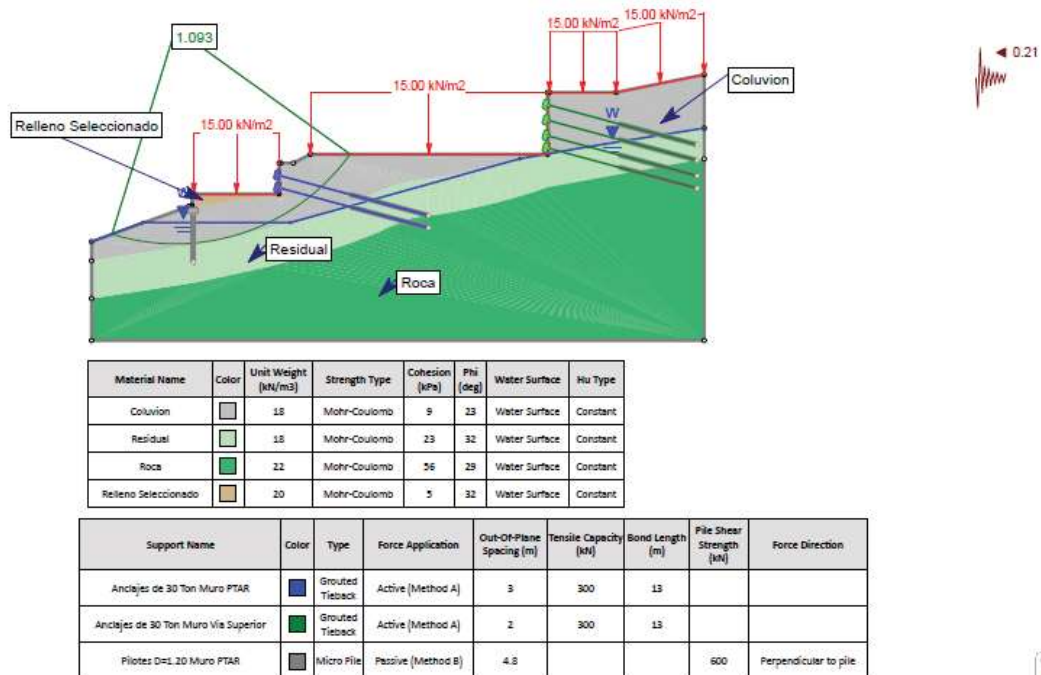
Así mismo es pertinente tener en cuenta los factores mínimos admisibles en condición estática y pseudo-estática para un talud permanente:

Figura 34. Análisis estático perfil 1 Muro PTAR y Muro Vía Principal con pilotes.



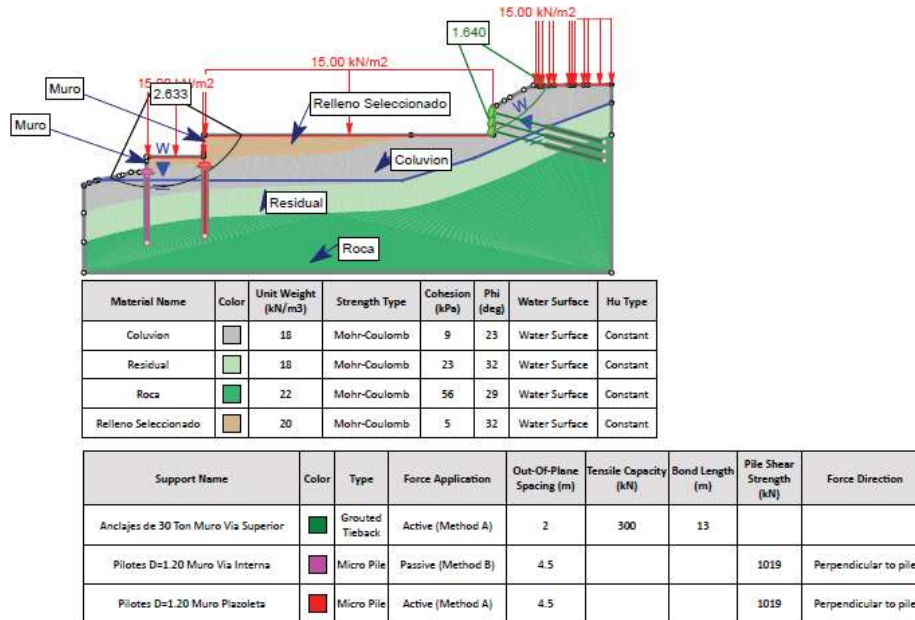
Fuente: Propia.

Figura 35. Análisis dinámico perfil 1 Muro PTAR y Muro Vía Principal con pilotes.



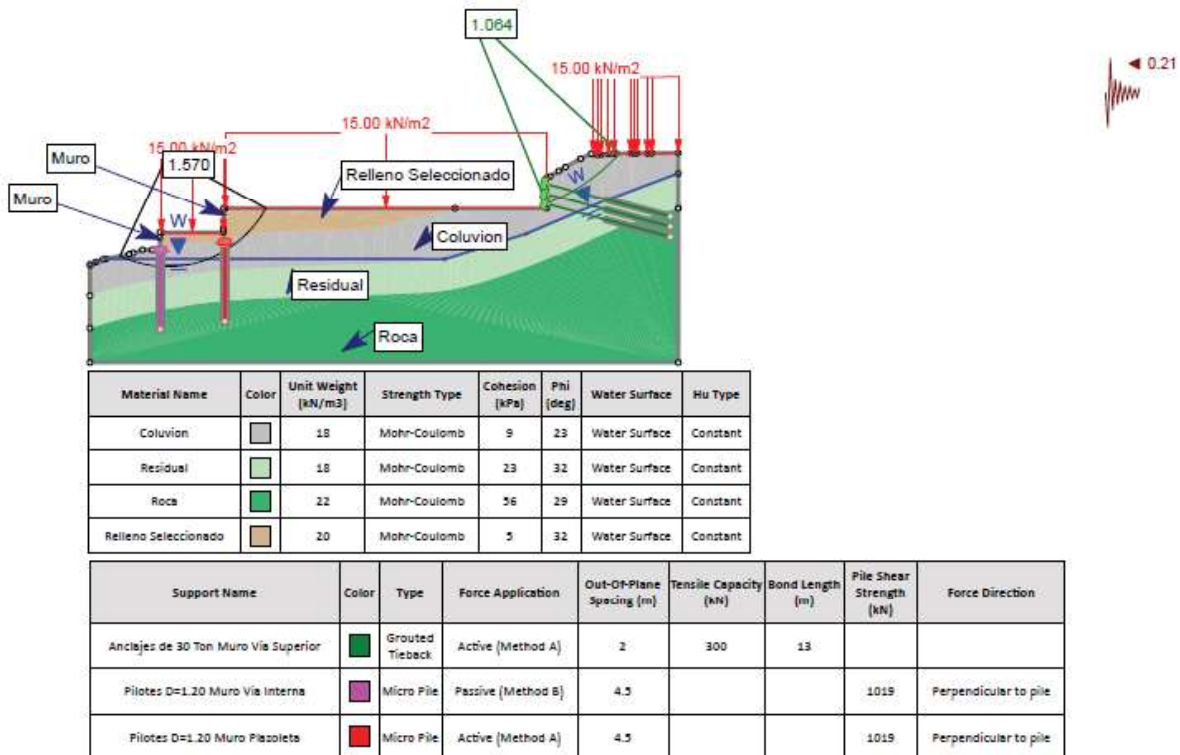
Fuente: Propia.

Figura 36. Análisis estático perfil 2 Muro vía Interna, Plazoleta y Muro Vía Principal con pilotes.



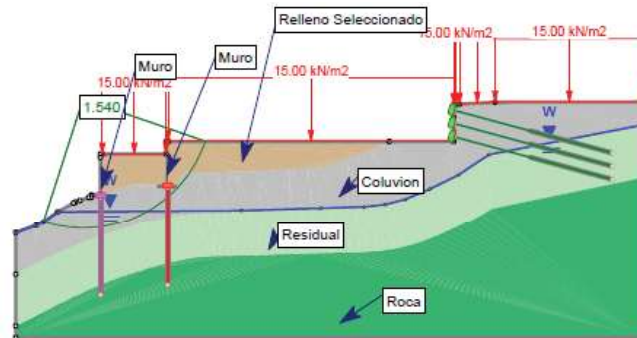
Fuente: Propia.

Figura 37. Análisis dinámico perfil 2 Muro vía Interna, Plazoleta y Muro Vía Principal con pilotes.



Fuente: Propia.

Figura 38. Análisis estático perfil 3 Muro vía Interna, Plazoleta y Muro Vía Principal con pilotes.

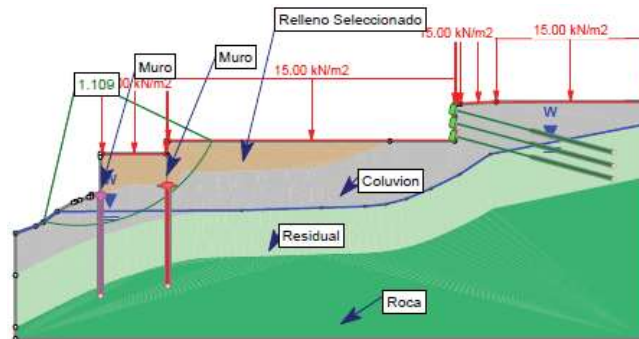


Material Name	Color	Unit Weight (kN/m³)	Strength Type	Cohesion (kPa)	Phi (deg)	Water Surface	Hu Type
Coluvion		18	Mohr-Coulomb	9	23	Water Surface	Constant
Residual		18	Mohr-Coulomb	23	32	Water Surface	Constant
Roca		22	Mohr-Coulomb	56	29	Water Surface	Constant
Releño Seleccionado		20	Mohr-Coulomb	5	32	Water Surface	Constant

Support Name	Color	Type	Force Application	Out-Of-Plane Spacing (m)	Tensile Capacity (kN)	Bond Length (m)	Pile Shear Strength (kN)	Force Direction
Anclajes de 30 Ton Muro Vía Superior		Grouted Tieback	Active (Method A)	2	300	13		
Pilote D=1.20 Muro Vía Interna		Micro Pile	Passive (Method B)	4.5			1019	Perpendicular to pile
Pilote D=1.20 Muro Plazoleta		Micro Pile	Passive (Method B)	4.5			1019	Perpendicular to pile

Fuente: Propia.

Figura 39. Análisis dinámico perfil 3 Muro vía Interna, Plazoleta y Muro Vía Principal con pilotes.

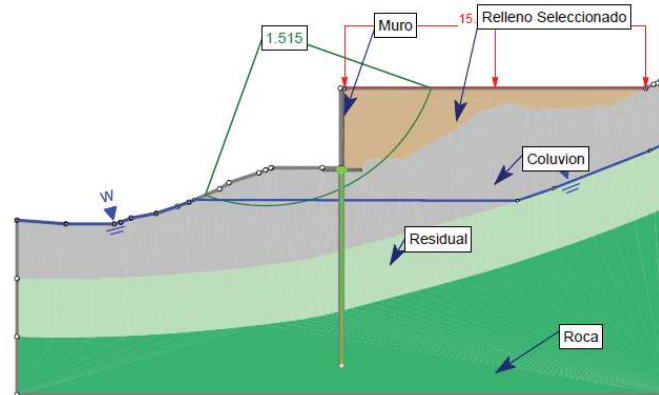


Material Name	Color	Unit Weight (kN/m³)	Strength Type	Cohesion (kPa)	Phi (deg)	Water Surface	Hu Type
Coluvion		18	Mohr-Coulomb	9	23	Water Surface	Constant
Residual		18	Mohr-Coulomb	23	32	Water Surface	Constant
Roca		22	Mohr-Coulomb	56	29	Water Surface	Constant
Releño Seleccionado		20	Mohr-Coulomb	5	32	Water Surface	Constant

Support Name	Color	Type	Force Application	Out-Of-Plane Spacing (m)	Tensile Capacity (kN)	Bond Length (m)	Pile Shear Strength (kN)	Force Direction
Anclajes de 30 Ton Muro Vía Superior		Grouted Tieback	Active (Method A)	2	300	13		
Pilote D=1.20 Muro Vía Interna		Micro Pile	Passive (Method B)	4.5			1019	Perpendicular to pile
Pilote D=1.20 Muro Plazoleta		Micro Pile	Passive (Method B)	4.5			1019	Perpendicular to pile

Fuente: Propia.

Figura 40. Análisis estático perfil 5 Muro Parqueadero con pilotes.

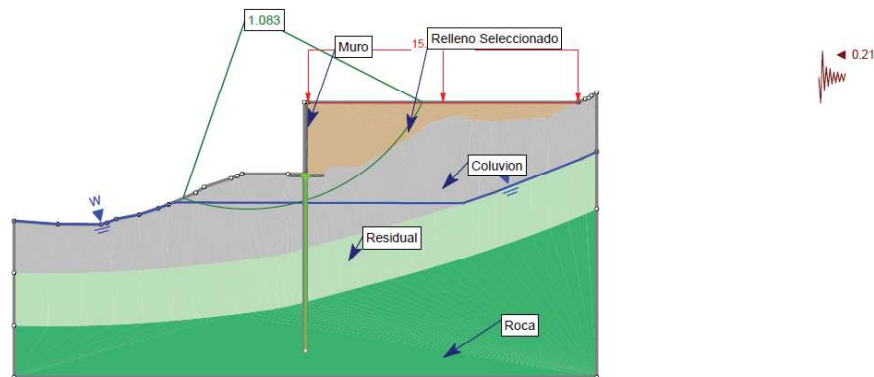


Material Name	Color	Unit Weight (kN/m3)	Strength Type	Cohesion (kPa)	Phi (deg)	Water Surface	Hu Type
Coluvion	■	18	Mohr-Coulomb	9	23	Water Surface	Constant
Residual	■	18	Mohr-Coulomb	23	32	Water Surface	Constant
Roca	■	22	Mohr-Coulomb	56	29	Water Surface	Constant
Relleno Seleccionado	■	20	Mohr-Coulomb	5	32	Water Surface	Constant

Support Name	Color	Type	Force Application	Out-Of-Plane Spacing (m)	Pile Shear Strength (kN)	Force Direction
Pilote D=1.20 Muro Parqueadero	■	Micro Pile	Passive (Method B)	3.6	861	Perpendicular to pile

Fuente: Propia.

Figura 41. Análisis dinámico perfil 5 Muro Parqueadero con pilotes.



Material Name	Color	Unit Weight (kN/m3)	Strength Type	Cohesion (kPa)	Phi (deg)	Water Surface	Hu Type
Coluvion	■	18	Mohr-Coulomb	9	23	Water Surface	Constant
Residual	■	18	Mohr-Coulomb	23	32	Water Surface	Constant
Roca	■	22	Mohr-Coulomb	56	29	Water Surface	Constant
Relleno Seleccionado	■	20	Mohr-Coulomb	5	32	Water Surface	Constant

Support Name	Color	Type	Force Application	Out-Of-Plane Spacing (m)	Pile Shear Strength (kN)	Force Direction
Pilote D=1.20 Muro Parqueadero	■	Micro Pile	Passive (Method B)	3.6	861	Perpendicular to pile

Fuente: Propia.

Se concluye que las obras de conformación proyectadas cumplen con el dimensionamiento calculado y determinado en los capítulos anteriores. Y que estas dimensiones corresponden a las definitivas.

10 DISEÑO GEOTÉCNICO DE LA CIMENTACIÓN

De acuerdo con las características del proyecto y a las caracterizaciones geotécnicas presentadas anteriormente, se presenta a continuación los análisis geotécnicos correspondientes para determinar la profundidad de cimentación, tipo de cimentación, capacidad admisible y recomendaciones generales para garantizar la estabilidad general de las construcciones proyectadas.

En el diseño la cimentación se consideran los estados límite de falla del suelo de soporte y de los elementos estructurales de la cimentación y los estados límites de servicio. De acuerdo con el numeral H.4.2.3 de la NSR-10, la capacidad admisible de diseño para la cimentación deberá ser el menor valor entre el esfuerzo límite de falla (Véase H.4.2.1, NSR-10), reducido por el factor de seguridad, y el que produzca asentamientos iguales a los máximos permitidos (Véase H.4.8, NSR-10).

10.1 ESTADOS LIMITES DE FALLA ANTE CARGA VERTICAL

El cálculo de la capacidad portante para condición de rotura se realizó considerando la resistencia del suelo y las recomendaciones de la Norma NSR-10.

La capacidad de carga de pilotes individuales para condiciones estáticas y cargas axiales de compresión se expresa según la ecuación.

$$Q_{ult} = Q_{pu} + Q_{su} - W$$

$$Q_{ult} = q_p A_p + A_s \sum_{i=1}^n q_{sui} - W$$

Donde:

Q_{ult} : Capacidad de carga de un pilote individual.

Q_{pu} : Resistencia de punta del pilote.

Q_{su} : Resistencia de fricción (adherencia) del pilote.

q_p : Resistencia unitaria de punta del pilote.

q_{sui} : Resistencia unitaria de fricción del pilote i .

A_p : Área de la punta del pilote.

A_s : Área superficial o perimetral del fuste del pilote $A_s = p\Delta L$.

W : Peso del pilote.

a. Resistencia por fricción Q_{su}

En la siguiente ecuación se reescribe en la que se define la resistencia de fricción o adherencia Q_{su} , en el fuste del pilote.

$$Q_{su} = q_{sui} A \sum_s q_s p \Delta L_s$$

Donde:

$p\Delta L$: Área perimetral.

q_s : Resistencia unitaria de fricción (adherencia) superficial a cualquier profundidad z .

p : Perímetro del pilote, para pilote cuadrado de longitud L , $p=4L$, para pilote circular de diámetro D , $p=\pi D$.

Δ : Longitud incremental del pilote sobre la cual p y q_s se consideran constantes.

Para determinar resistencia unitaria de fricción del pilote q_s , se utiliza la ecuación general la cual se particulariza para suelos cohesivos y para suelos granulares.

La fricción unitaria se puede determinar mediante la siguiente ecuación:

$$q_s = \sum (k \sigma'_v \tan \phi'_a)$$

Donde:

σ'_v : Esfuerzo efectivo vertical a una profundidad z .

$\tan \phi'_a$: Ángulo de fricción entre el pilote y el suelo circundante (0,5 a 0,8).

k : Coeficiente de presión lateral.

b. Resistencia por punta Q_p

Para determinar la resistencia unitaria de punta del pilote Q_p , se acepta la teoría de capacidad de carga y que se presenta a continuación:

$$R_b = \sigma_{efb} \cdot N_q \cdot A_b$$

Donde:

σ_{efb} : Esfuerzo vertical efectivo en el suelo en la base del pilote.

A_b : Área transversal del pilote.

N_q : Factor de capacidad de carga.

c. Capacidad de carga admisible por estados límites de falla

La capacidad admisible total está dada por la capacidad por punta más la capacidad por fricción en suelo, menos el peso del pilote sobre un factor de seguridad de 3.0.

Adicionalmente se revisa que este valor sea menor a los valores de esfuerzos máximos admisibles sobre pilotes, de acuerdo la Norma Sismo Resistente Colombiana.

C.15.11.3 - ESFUERZOS AXIALES MAXIMOS - Los esfuerzos axiales máximos admisibles sobre el pilote, o sobre el fuste cuando se trate de pilotes acampanados en su base, son los siguientes:

- (a) Esfuerzos de compresión causados por las cargas gravitacionales (no incluye efectos de hincado):

$$D + L \leq 0.25f'_c A_g \quad (\text{C.15-2})$$

$$1.4D + 1.7L \leq 0.4f'_c A_g \quad (\text{C.15-3})$$

- (b) Esfuerzos de compresión causados por las cargas gravitacionales más los efectos sísmicos:

$$D + L + 0.7E \leq 0.33f'_c A_g \quad (\text{C.15-4})$$

$$1.05D + 1.28L + E \leq 0.4f'_c A_g \quad (\text{C.15-5})$$

- (c) Esfuerzos de tracción causados por los efectos sísmicos, cuando hay levantamiento (en este caso el pilote debe armarse en toda su longitud, a menos que el estudio geotécnico defina una longitud menor):

$$-1.0D + E \leq 0.9f_y A_s \quad (\text{C.15-6})$$

Por lo anterior expuesto, las capacidades de carga admisible a compresión axial para pilotes, aplicables a los diseños finales de las cimentaciones, deben restringirse de acuerdo con la Normas Colombianas de Diseño y Construcción Sismo Resistente NSR -10.

Tabla 41. Capacidad de carga máxima por NSR-10 para pilote de 1.20 metros de diámetro.

Diámetro (m)	Área Transversal (m ²)	Carga Máxima Axial 0,25*f' _c *A _g (Ton)	
		21 MPa	28 MPa
1.20	1.13	594	792

A partir de lo anterior en los anexos se presentan las memorias de cálculo de los pilotes para los diferentes muros y estructuras proyectadas.

10.2 EFICIENCIA DE GRUPOS DE PILOTES

Teniendo en cuenta los espacios y las estructuras proyectadas es posible que la separación de pilotes o caissons sea menor a 5.0 veces el diámetro del pilote, razón por la cual es necesario establecer la eficiencia del grupo de pilotes, a continuación, se presenta el cálculo de la eficiencia.

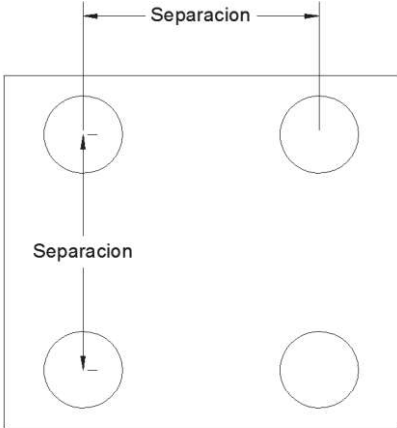
$$\eta_g = 1 - \psi \left[\frac{(n_x - 1)n_y + (n_y - 1)n_x}{90n_x n_y} \right]$$

$$\psi = \arctg \frac{d}{s}$$

Donde=

N_g - es la eficiencia del grupo de pilotes o caissons.
 n_x - número de pilotes o caissons en la dirección x.
 n_y - número de pilotes o caissons en la dirección y.
 ψ - ángulo que tiene tangente, expresado en grados.
 s - espaciamiento axial de pilotes o caissons.
 d - diámetro de pilotes o caissons.

Tabla 42. Eficiencia del grupo de pilotes.

Configuración	Separación en función al Diámetro	
	2 veces el Diámetro	3 veces el Diámetro
	0.85	0.90
	0.70	0.80

Para separaciones menores a 3.0 veces el diámetro la eficiencia del grupo de pilotes varía entre 0.70 a 0.90. Para este diseño se tomó 0.80.

10.3 CÁLCULO DE ASENTAMIENTOS

El método semiempírico para calcular los asentamientos en pilotes o caissons individuales es el método propuesto por Vesic, el cual se ilustra mediante la ecuación.

$$S = S_s + S_{pp} + S_{ps}$$

Donde:

S: Asentamiento vertical total en la parte superior de un pilote o caisson.

Ss: Asentamiento debido a la deformación axial a lo largo del fuste del pilote o caisson.

Spp: Asentamiento en la base del pilote o caisson debido a la transferencia de carga en la punta del pilote o caisson.

Sps: Asentamiento en la base del pilote o caisson debido a la transferencia de carga a lo largo del pilote o caisson.

La deformación axial a lo largo del fuste del pilote o caisson está dada en la ecuación:

$$s_s = (Q_p + \alpha_s Q_s) \frac{L}{AE}$$

Donde:

Qp: Resistencia de punta del pilote o caisson para la carga de diseño para la cual está siendo calculado el asentamiento.

α_s : Valor que depende de la distribución de la resistencia por fricción unitaria a lo largo del fuste.

Qs: Resistencia de fricción del pilote o caisson para la carga de diseño para la cual está siendo calculado el asentamiento.

L: Longitud del pilote o caisson.

A: Área de la sección transversal del pilote o caisson.

E: Módulo de elasticidad del material del pilote o caisson.

Según Vesic (1967), la magnitud de α_s dependerá de la distribución de la resistencia por fricción superficial unitaria a lo largo del fuste, si la distribución de q_s es uniforme o parabólica, entonces $\alpha_s = 0.5$, sin embargo, para una distribución triangular de q_s , la magnitud de α_s es aproximadamente de 0,67.

El asentamiento de un pilote o caisson ocasionado por la carga soportada en la punta del pilote o caisson puede ser expresado en forma similar a la de una fundación superficial.

$$S_{pp} = \frac{q_{wp} D}{E_s} (1 - \mu_s^2) I_{wp}$$

Donde:

D= ancho o diámetro del pilote o caisson.

+ q_{wp} = Carga puntual por unidad del área de la punta del pilote o caisson

Q_p/A_p

μ_s = Coeficiente de poisson del suelo

I_{wp} = Factor de influencia (0.85)

El asentamiento de un pilote o caisson debido a la carga soportada por el mismo está dado por la siguiente ecuación:

$$S_{ps} = \frac{Q_{ws}D}{pLE_s}(1 - \mu_s^2)I_{ws}$$

Donde:

D= ancho o diámetro del pilote o caisson.

p= perímetro del pilote o caisson.

L= longitud embebida del pilote o caisson.

Es= Módulo de elasticidad del suelo.

μ_s = Coeficiente de poisson del suelo

I_{ws} = Factor de influencia, $I_{ws}=2+0.35 \sqrt{L/D}$

10.4 COEFICIENTE DE REACCIÓN DEL SUELO O MÓDULO DE BALASTO

El módulo de balasto es una magnitud asociada a la rigidez del terreno.

Se mide aplicando una carga vertical sobre una superficie y midiendo el asentamiento a partir de la carga aplicada.

$$K_b = \frac{F}{\delta * A}$$

Donde=

F es la fuerza vertical aplicada.

A el área de la superficie en contacto con el terreno donde se está aplicando la fuerza.

Δ es el asentamiento calculado a partir de la carga aplicada.

11 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.

El análisis de las características geológicas y geotécnicas del área en estudio permitió determinar que se identifican suelos de características similares, permitiendo caracterizar los materiales para la definición de los parámetros geotécnicos y poder establecer un comportamiento similar para las diferentes obras proyectadas. El análisis determinó que no existen limitaciones importantes que pueden afectar la estabilidad de las estructuras proyectadas, sin embargo, se hace necesario por la topografía e implantación de las estructuras contemplar cimientos profundos tipo pilote

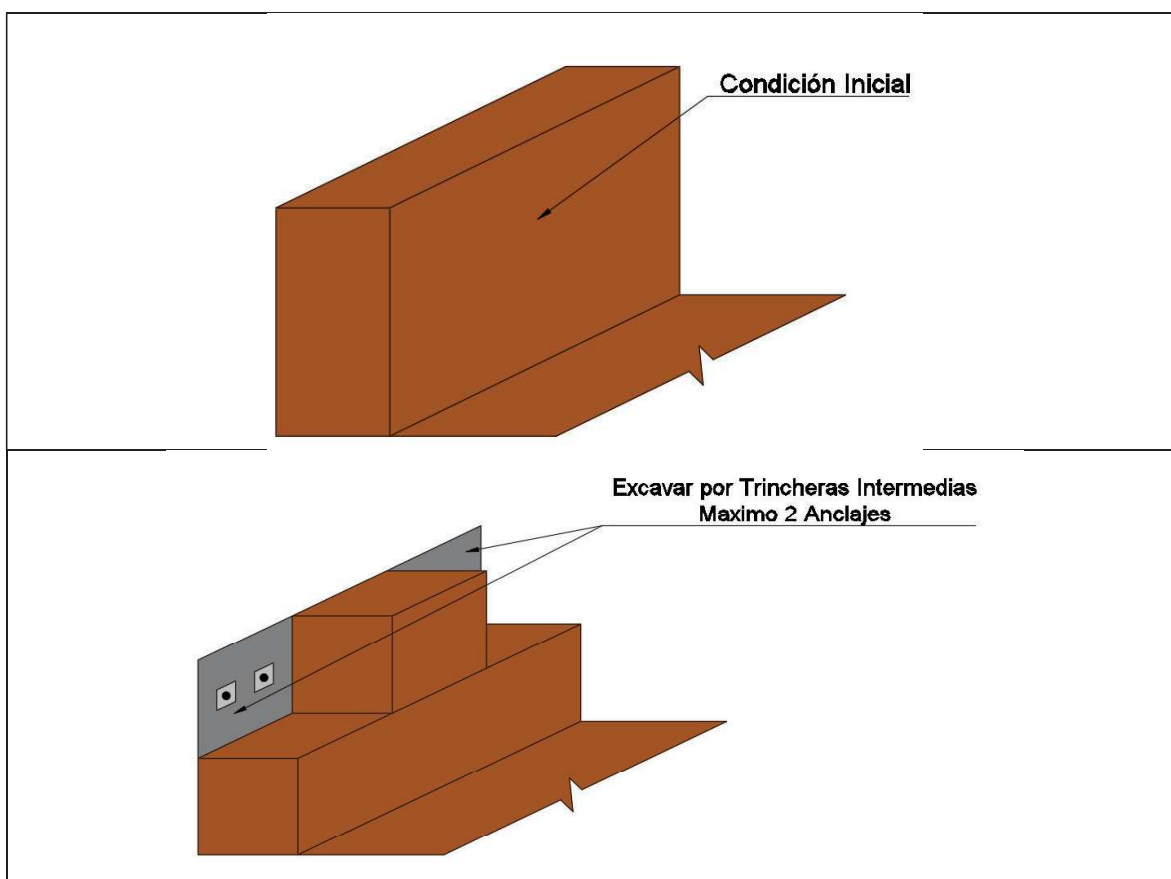
Teniendo en cuenta los espesores de suelo identificados el perfil recomendado para diseño sísmico es C.

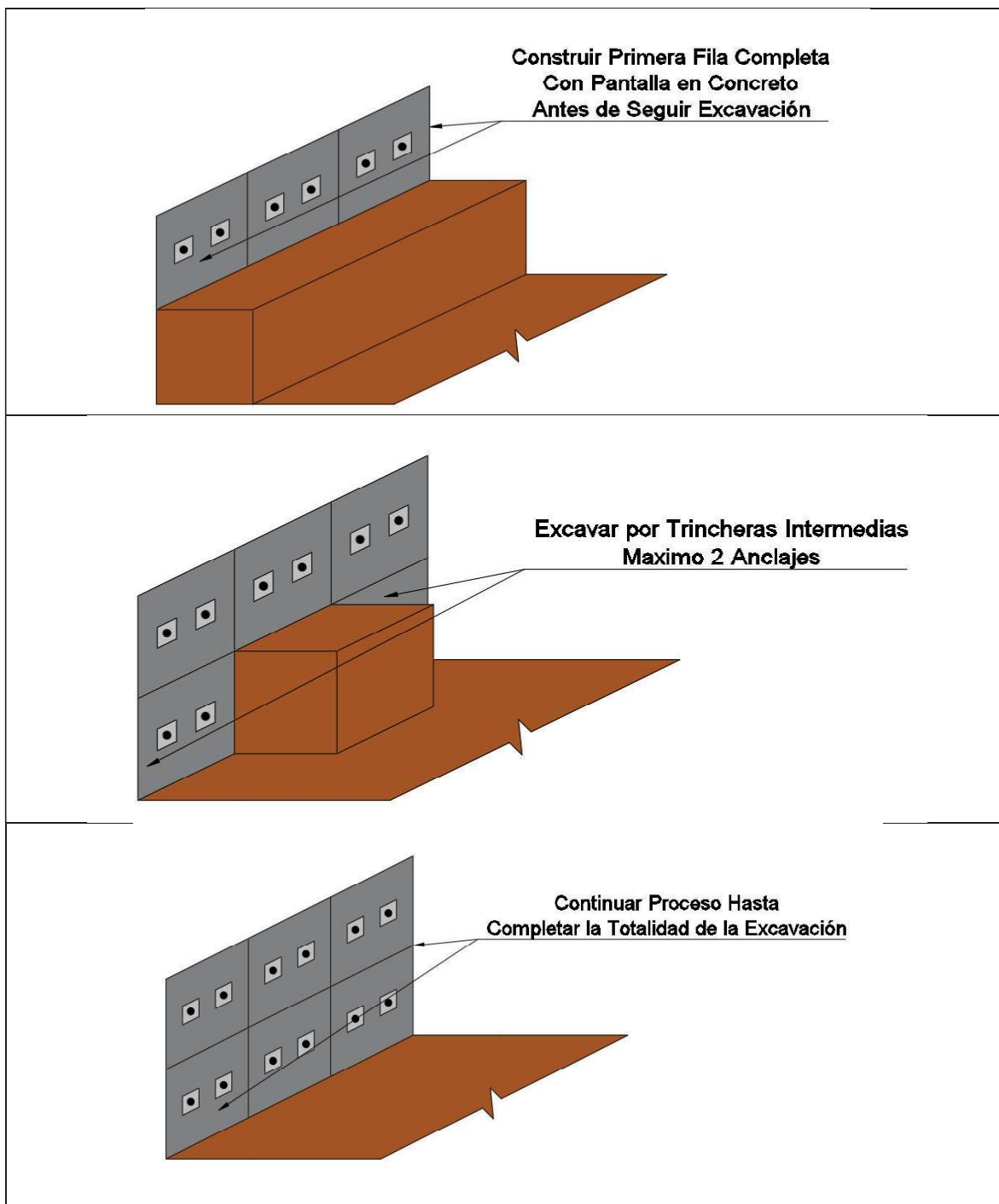
11.1 RECOMENDACIÓN PARA LA CONSTRUCCIÓN DE LOS MUROS ANCLADOS

Se recomienda construir muros anclados en concreto reforzado anclado, con anclajes pretensionados de mínimo 30 Ton, ángulo de inclinación con respecto a la horizontal es de 15°, longitud de bulbo de 13.0 metros. Los anclajes están compuestos por tres (3) torones de 0.5" tensados a una carga de 30 toneladas/ancla.

- Excavar a una altura igual al nivel de la primera fila de anclajes más la altura de la máquina en banquetas de máximo la separación horizontal de los anclajes y la altura de operación de los equipos. En ningún momento debe haber una excavación para más de dos anclajes contiguos. Si se requiere se puede trabajar en varios frentes siempre y cuando se mantengan contrafuertes del suelo entre banquetas de 4.0 metros de ancho.
- Perforar para los anclajes en cada etapa.
- Colocar los cables de acero e inyectar la lechada de cemento.
- Fundir la pantalla correspondiente a la etapa excavada dejando los respectivos traslapos para la continuación de las siguientes etapas.
- Tensionar los anclajes hasta el 50% de la carga de diseño. Una vez se termine la totalidad de las anclas para un mismo nivel se procede a tensionar las anclas hasta el 100% de la carga de diseño.

- Excavar hasta la profundidad correspondiente para instalar el siguiente nivel de anclajes.
- Construir la pantalla y los siguientes niveles de anclajes repitiendo los anteriores pasos.
- Construir la cimentación.





11.2 RECOMENDACIONES PARA LA CIMENTACIÓN DE LOS MUROS SOBRE PILOTES

Con base en la exploración de campo realizada y teniendo en cuenta la implantación de la vía en la topografía se hace necesario la construcción de dos muros de contención cimentados sobre pilotes.

De acuerdo con las cargas de servicio y a las características del subsuelo encontradas en las exploraciones de campo como alternativa de cimentación, se recomienda cimentar por medio de pilotes prebarreados y/o pilas teniendo en cuenta las siguientes tablas, en donde se presenta la capacidad de carga para cada estado limite analizado y teniendo en cuenta la eficiencia de grupo de pilotes igual a 0.8.

A continuación, se presenta la capacidad de carga a compresión para los diferentes muros y estructuras afectados por la eficiencia por grupo de pilotes y la capacidad a tracción de los pilotes (Levan).

Tabla 43. Capacidad de Carga a Compresión y a Tracción. Para pilotes de 1.20 metros de diámetro y 10.0 metros de profundidad para el muro de la PTAR.

Inicio	Fin	Separación (m)	Compresión (Ton)	Tracción (Ton)	Kv (Ton/m3)	Asentamiento (mm)
0.00	10.00	4.8	126.0	36.0	5139	27.002

Tabla 44. Capacidad de Carga a Compresión y a Tracción. Para pilotes de 1.20 metros de diámetro y 18.0 metros de profundidad para el muro de la Plazoleta.

Inicio	Fin	Separación (m)	Compresión (Ton)	Tracción (Ton)	Kv (Ton/m3)	Asentamiento (mm)
0.00	18.00	4.5	253.0	67.0	33078	8.43

Tabla 45. Capacidad de Carga a Compresión y a Tracción. Para pilotes de 1.20 metros de diámetro y 18.0 metros de profundidad para el muro de la Vía Interna.

Inicio	Fin	Separación (m)	Compresión (Ton)	Tracción (Ton)	Kv (Ton/m3)	Asentamiento (mm)
0.00	18.00	3.6	253.0	67.0	33078	8.43

Tabla 46. Capacidad de Carga a Compresión y a Tracción. Para pilotes de 1.20 metros de diámetro y 20.0 metros de profundidad para el muro del Parqueadero.

Inicio	Fin	Separación (m)	Compresión (Ton)	Tracción (Ton)	Kv (Ton/m3)	Asentamiento (mm)
0.00	20.00	3.6	281.0	75.0	30206	10.26

Tabla 47. Capacidad de Carga a Compresión y a Tracción. Para pilotes de 1.20 metros de diámetro y 14.0 metros de profundidad para las estructuras proyectadas.

Inicio	Fin	Separación (m)	Compresión (Ton)	Tracción (Ton)	Kv (Ton/m ³)	Asentamiento (mm)
0.00	14.00	Depende del Diseño estructural	151.0	50.0	5030	33.09

Adicionalmente se presenta los módulos de reacción horizontal para cada pilote:

Tabla 48. Módulo de reacción horizontal. Para pilotes de 1.20 metros de diámetro y 10.0 metros de profundidad para el muro de la PTAR.

Profundidad (m)		Diámetro de Pilote (m)	
		1.20	
		k _h	
Inicio	Fin	(Ton/m ³)	
0.00	1.00	183	
1.00	2.00	367	
2.00	3.00	550	
3.00	4.00	658	
4.00	5.00	767	
5.00	6.00	875	
6.00	7.00	1767	
7.00	8.00	2658	
8.00	9.00	3550	
9.00	10.00	4442	

Tabla 49. Módulo de reacción horizontal. Para pilotes de 1.20 metros de diámetro y 18.0 metros de profundidad para el muro de la Vía Interna y Plazoleta.

Profundidad (m)		Diámetro de Pilote (m)	
		1.20	
		k _h	
Inicio	Fin	(Ton/m ³)	
0.00	1.00	183	
1.00	2.00	367	
2.00	3.00	550	
3.00	4.00	658	
4.00	5.00	767	

Profundidad (m)		Diámetro de Pilote (m)
		1.20
		k_h
5.00	6.00	875
6.00	7.00	1767
7.00	8.00	2658
8.00	9.00	3550
9.00	10.00	4442
10.00	11.00	5333
11.00	12.00	6225
12.00	13.00	7117
13.00	14.00	8008
14.00	15.00	22022
15.00	16.00	22022
16.00	17.00	22022
17.00	18.00	22022

Tabla 50. Módulo de reacción horizontal. Para pilotes de 1.20 metros de diámetro y 20.0 metros de profundidad para el muro del Parquadero.

Profundidad (m)		Diámetro de Pilote (m)
		1.20
		k_h
Inicio	Fin	(Ton/m ³)
0.00	1.00	183
1.00	2.00	367
2.00	3.00	550
3.00	4.00	658
4.00	5.00	767
5.00	6.00	875
6.00	7.00	983
7.00	8.00	1092
8.00	9.00	1200
9.00	10.00	2092
10.00	11.00	2983
11.00	12.00	3875
12.00	13.00	4767
13.00	14.00	5658
14.00	15.00	6550

Profundidad (m)		Díámetro de Pilote (m)
		1.20
		k_h
15.00	16.00	22022
16.00	17.00	22022
17.00	18.00	22022
18.00	19.00	22022
19.00	20.00	22022

Tabla 51. Módulo de reacción horizontal. Para pilotes de 1.20 metros de diámetro y 14.0 metros de profundidad para las estructuras proyectadas.

Profundidad (m)		Díámetro de Pilote (m)
		1.20
		k_h
Inicio	Fin	(Ton/m ³)
0.00	1.00	183
1.00	2.00	367
2.00	3.00	550
3.00	4.00	733
4.00	5.00	917
5.00	6.00	1100
6.00	7.00	1283
7.00	8.00	1467
8.00	9.00	1575
9.00	10.00	1683
10.00	11.00	1792
11.00	12.00	2683
12.00	13.00	3575
13.00	14.00	4467

11.2.1 Capacidad portante cimentación superficial

Para el diseño a la profundidad de suelo superficial se recomienda una presión admisible de trabajo de hasta 4.6 Ton/m².

11.2.2 Coeficiente de presión de tierras

Para el diseño de los muros de contención se deben contemplar los siguientes coeficientes de presión de tierras recomendados:

$$K_a = (\tan (45 - \phi/2))^2 \quad K_p = (\tan (45 + \phi/2))^2 \quad K_0 = 1 - \sin \phi$$

- Angulo de fricción: 32°
- $K_a = 0.307$
- $K_p = 3.255$
- $K_0 = 0.470$

11.3 PROCEDIMIENTO PARA LA EXCAVACIÓN MANUAL DE LAS PILAS Y/O CAISSON

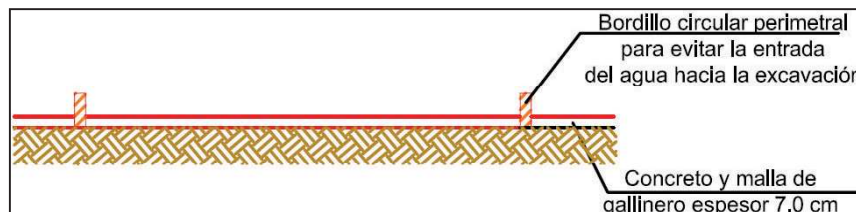
De acuerdo con las características de los suelos encontrados, las cargas proyectadas y los asentamientos teóricos esperados, se recomienda cimentar las estructuras apoyadas directamente sobre el suelo competente.

A continuación, se presenta un procedimiento para la construcción de las pilas:

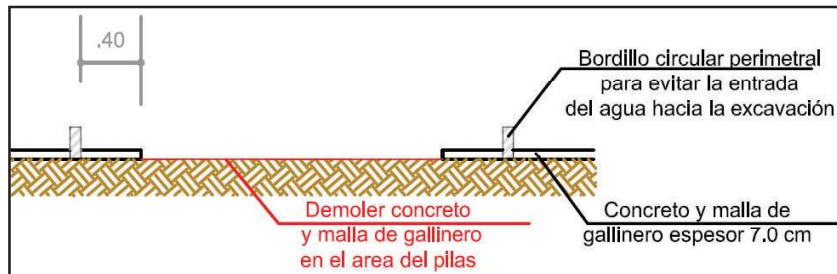
1. Realizar la excavación hasta el nivel localizado debajo de la cimentación.
2. Fundir la capa de concreto de 7.0 centímetros de espesor y la malla de gallinero para la conformación del piso de trabajo.



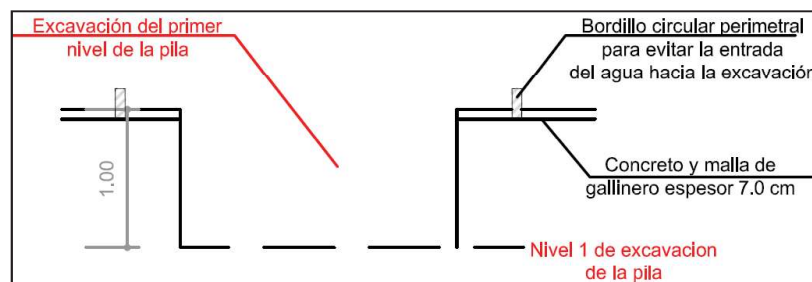
3. Construir los bordillos circulares perimetrales a las pilas proyectados para el manejo de aguas de escorrentía.



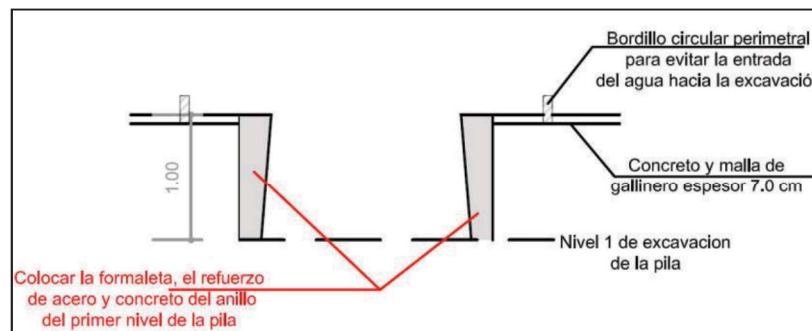
4. Demoler el concreto y malla de gallinero de la pila a excavar.



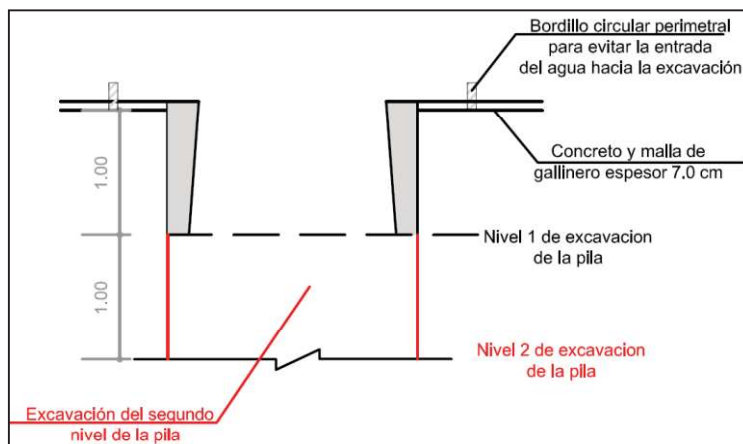
5. Realizar la excavación manual correspondiente al primer nivel de la pila.



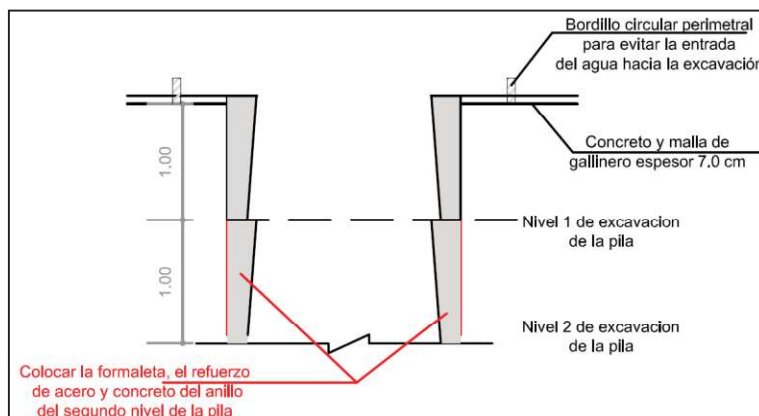
6. Colocar la formaleta, el refuerzo y concreto del anillo del primer nivel de la pila. La forma del anillo es en forma de cuña, como se indica en el esquema.



7. Realizar la excavación del segundo nivel de la pila.



8. Colocar la formaleta, el refuerzo y concreto del anillo del segundo nivel de la pila. La forma del anillo es en cuña, como se indica en el esquema.



9. Se repiten los pasos del 5 al 8 hasta llegar al nivel inferior de la pila, de acuerdo con el diseño.

11.4 MANEJO DE EXCAVACIONES

Se recomienda realizar las excavaciones para la construcción de las obras proyectadas mediante talud 0.50H:1.0V en todo el perímetro de la excavación siguiendo las siguientes recomendaciones:

- Realizar inicialmente la excavación por medio de taludes para garantizar la estabilidad de la excavación durante el proceso constructivo.

- Durante el proceso de excavación, se debe monitorear mediante control, topográfico, las coronas de los taludes de las excavaciones para detectar potenciales zonas susceptibles a derrumbes y tomar las medidas de protección necesarias.
- Se recomienda que, durante el proceso de construcción, se debe hacer un seguimiento por parte de una persona idónea, para verificar la presencia o continuidad de los rellenos y aprobar los horizontes adecuados de cimentación.

11.5 RECOMENDACIONES GENERALES

- Se recomienda construir las obras proyectadas en temporadas de verano, con el fin de evitar problemas de estabilidad al momento de realizar los cortes proyectados.
- Se recomienda suspender los trabajos en caso de presentarse lluvias, sin embargo, esto queda a criterio del personal de Seguridad y Salud en el Trabajo y de acuerdo con las especificaciones de calidad de cada una de las actividades que se encuentren ejecutando en el momento de presentarse lluvias.
- Se recomienda colocar un sistema de monitoreo permanente durante la construcción de las estructuras de estabilidad, para chequear cualquier tipo de desplazamiento.
- El óptimo comportamiento de las estructuras de estabilidad diseñadas depende del procedimiento constructivo y del seguimiento riguroso del mismo. Es muy importante que el diseñador realice el acompañamiento durante la construcción.
- No dejar las excavaciones expuestas a las infiltraciones de agua.
- La tolerancia máxima permitida de verticalidad de los cimientos profundos no debe exceder más del 2% de su longitud.
- De igual forma se evitará la exposición prolongada de las excavaciones, a intemperismos, para lo cual se recomienda programar las excavaciones de tal forma que transcurra el menor tiempo posible entre su ejecución y terminación.
- En ninguna circunstancia se debe cimentar las estructuras sobre relleno, la cimentación se debe profundizar y alcanzar el nivel de suelo competente.
- Durante la construcción de los cimientos se debe contar con la supervisión de un ingeniero geotecnista, de tal manera que verifique si los materiales de

cimentación en cada sector corresponden a los encontrados en el estudio geotécnico.

- Se deberá consultar con el Ingeniero Geotecnista, cualquier cambio que se realice al proyecto.
- Realizar mantenimiento y limpieza de los canales para prevenir obstrucciones y que estos se rebosen, generando focos de erosión.
- Control de resistencia de la lechada de cemento utilizada de acuerdo con especificación INVIAS.

11.6 LIMITACIONES

Las recomendaciones dadas en este informe corresponden al resultado de la evaluación de las muestras y condiciones del subsuelo obtenidas de acuerdo con la Ingeniería de suelos. Pueden existir condiciones del subsuelo no encontradas en las perforaciones realizadas, sin embargo, se considera que el alcance de los trabajos de campo es adecuado para definir los parámetros y características de los suelos en el área de proyecto. Si durante las etapas de diseño y construcción se encuentran condiciones del subsuelo diferentes a las descritas como típicas en este informe se dará aviso oportuno para complementar la información: conclusiones y recomendaciones.

12 REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICA

- Álvaro J. González G., Estimativos de parámetros efectivos de resistencia con el spt, (1999).
- Análisis granulométrico de los agregados grueso y fino, INV E – 213 – 13.
- Asociación Colombiana de Ingeniería sísmica. Manual de construcción, evaluación y rehabilitación sismo resistente de viviendas en mampostería. Ministerio de vivienda, ciudad y territorio. Norma sismo resistente de 2010 NSR-10, (2010).
- Braja M., Das. Fundamentos de ingeniería geotécnica, (2001). 1a. Ed. México: International Thomson.
- Clasificación de suelos para propósitos de ingeniería (sistema unificado de clasificación de suelos, SUCS), ASTM D 2487 – 93.
- Determinación en el laboratorio del contenido de agua (humedad) de muestras de suelo, roca y mezclas de suelo – agregado, INV E – 122 – 13.
- Ensayo de corte directo en condición consolidada drenada (CD), INV E – 154 – 13.
- Hernández del Pozo, J. C., & Ocete Ruiz, I, Propuesta de correlación entre propiedades geotécnicas de materiales de edad triásica en las cordilleras béticas (andalucía, españa). Universidad de Granada.
- J. E. Bowles, Foundation Analysis and Design, (1988).
- Límite plástico e índice de plasticidad de los suelos, INV E – 126 – 13.
- Manual de diseño de cimentaciones superficiales y profundas para carreteras, INVIAS, (2012).
- Método de prueba estándar para la densidad del suelo en el lugar mediante el método del cilindro impulsor, ASTM D 2937-00.

-
- Meyerhof, Ecuación general de la capacidad de carga, (1993).
 - Ministerio de Transporte, Guía de cimentaciones en obras de carretera. editorial del ministerio de transporte, (2019).
 - Norma Colombiana de Diseño de Puentes – LRFD – CCP – 14, (2014).
 - Reese, S., & O'Neill, M. Método para la identificación de suelos potencialmente expansivos, (1988).
 - Terraplenes, Artículo 220 – 22, INVIAS.



INGENIERÍA Y SUELOS S.A.S
NIT 900492967-1
ingenieriaysuelos@gmail.com
Cel: 316-5281286

REVISÓ:
ING. JAVIER CABALLERO
MAT: 68202150761 STD

ANEXO 1. REGISTRO DE PERFORACIÓN CLUB NÁUTICO TOPOCORO



INFORME GEOTECNICO CENTRO NAUTICO TOPOCOCO MUNICIPIO DE GIRON
DEPARTAMENTO DE SANTANDER

INGENIERÍA
& SUELOS S.A.S.

REGISTRO PARA PERFORACIÓN MECÁNICA

Sondeo No.:	1	Fecha inicio perforación:	- 4- Febrero - 2026	Fecha fin perforación:	4 feb-26
Localización (Abscisa):		Subcontratista:	Ingeniería y Suelos S.A.S.	Operario:	Marlon Esparza
Coordenadas		Profundidad total (m):	4		
Latitud/Longitud	1266514.1998N/ 1078244.8364E	Peso Martillo (lb):	140		
Cota (m):		Equipo utilizado:	XY		
		Nivel Freático (m)			
		Hoja 1 de 2			

Prof. (m)	USCS	Muestra		SPT (golpes)			Recobr o (cm)	Descripción	Límites Atterberg			Gradación (%)			ϕ (°)	COHESIÓN (Kg/m²)	qu (gr/cm2)	Registro fotográfico
		No.	Tip o						w (%)	LL (%)	LP (%)	G	A	F				
0.00	ML	1	SS	2	3	3	6	Depósito coluvial antiguo, plásticos y con ausencia de estructuras diagénéticas compuesto por limo color gris	14.4	24	20.3	2.8	45.6	51.5				
1.50	CL-ML	2	SS	8	9	9	18	Depósito coluvial antiguo, plásticos y con ausencia de estructuras diagénéticas compuesto por limo arcillosos, color gris	13.9	23.8	18.2	3.8	22.6	73.6				
3.00	CL-ML	3	SS	30	27	31	58	suelo residual compuesto por limo arcilloso, color amarillo, presentan tonos entremezclado de ocre claro hacia gris blancuzco interpretado como transición de roca altamente meteorizada	13.1	24.2	18.2	3.4	30	66.6	24.0	1434.3	0.5741	
4.00																		

Muestra: SS: Cuchara Partida SH: Shelby BLQ: Bloque NCL: Núcleo BLS: Bolsa

ROCA R. MUY FRACTURADA CONGLOMERAD
RELLENO RESIDUAL COLUVIAL

V.B SUPERVISOR DE
CAMPO: