Fecha: Marzo de 2021
Cliente: Municipalidad de Santa Ana

INGEOTEC
CONSULTORÍA Y CONSTRUCCIÓN GEOTÉCNICA
ISO 17025:2017

ESTUDIO GEOTÉCNICO

PROYECTO ESTABILIZACIÓN DE TALUD Y CONTROL DE EROSIÓN EN PABELLON DE SANTA ANA

(*Licitación Abreviada 2020LA-000019-0002400001)*

Santa Ana, San José
N° Informe: IG 008-2021

(506) 2294 - 4010 / 2294 - 4018
(506) 2294 - 4026
info@ingeotec-cr.com
www.ingeotec-cr.com

Somos esencial® COSTA RICA

INGEOTEC
CONSULTORÍA Y CONSTRUCCIÓN GEOTÉCNICA
ISO 17025:2017

(506) 2294 - 4010 / 2294 - 4018
(506) 2294 - 4026
info@ingeotec-cr.com
www.ingeotec-cr.com

San José, 16 de marzo del 2021 IG 008-2021

Señores
Municipalidad de Santa Ana
C/o Ing. Emilia Jiménez Jiménez
Presente

Estimados señores:

Nos complace presentar el informe de diseño de las obras de estabilización para el proyecto "Estabilización de talud y control de erosión en Pabellón de Santa Ana", sector ubicado en la localidad de Piedades, distrito Piedades, cantón de Santa Ana, provincia de San José.

Quedando en la mejor disposición de aclarar cualquier aspecto que consideren necesario, nos despedimos.

Atentamente;

INGEOTEC S.A.
Ingenieros Consultores

Ing. Sergio Sáenz Aguilar; MSc.
-Presidente-

Ing. Gustavo A. Salas Mena
Sección de Geotecnia

C.c.: Archivo: inf-IG008(MunicStaAnaTaludPabellon,SanJose).doc)

Somos esencial COSTA RICA

CONTENIDO

Página

Carta de presentación

1. Introducción..... 1

2. Investigación realizada 3

3. Investigación geofísica..... 9

4. Perfil geotécnico típico 15

5. Resultados geotécnicos obtenidos.....19

6. Análisis de estabilidad de taludes 23

7. Conclusiones y recomendaciones.....30

Anexo A: Hojas resumen de perforación.

Anexo B: Resultados de los ensayos de laboratorio.

Anexo C: Gráfico factor espectral dinámico

Anexo D: Resultados del análisis de estabilidad.

Anexo E: Memoria de cálculo de pantalla de concreto

1. INTRODUCCIÓN

Nuestra empresa llevó a cabo el presente informe de diseño para el proyecto "Estabilización de talud y control de erosión en Pabellón de Santa Ana"; en un sector ubicado en Piedades de Santa Ana, distrito Piedades, Cantón Santa Ana, provincia de San José. En la Figura 1.1 y en la Figura 1.2 se muestran la ubicación geográfica y una fotografía aérea del sitio en estudio respectivamente.

El trabajo consistió en: a) estudio geotécnico con ejecución de 5 sondeos exploratorios con el sistema SPT; b) dos perfiles de refracción sísmica; c) visita geotécnica para determinar la condición actual del terreno, taludes; d) resultados geotécnicos obtenidos; e) análisis de estabilidad de la zona; f) propuesta de reforzamiento del talud; y g) conclusiones y recomendaciones.

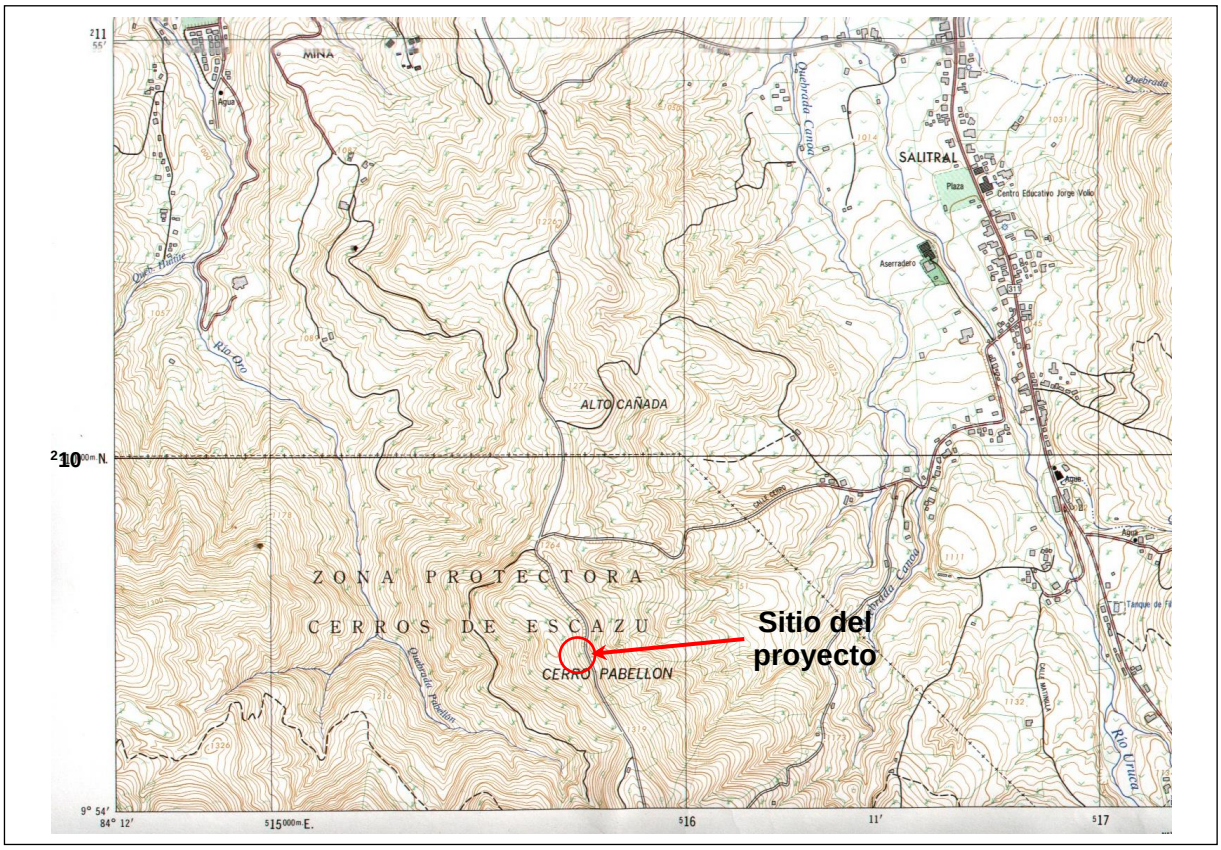


Figura 1.1
Ubicación del sitio de interés.
Hoja Salitral - Escala 1:10 000

Figura 1.2
Fotografía aérea de la ubicación de la zona de interés (fuente: Cartel de licitación).

2. INVESTIGACIÓN REALIZADA

2.1 Perforación

De acuerdo con lo solicitado se realizaron 5 sondeos exploratorios denominados como P1, P2, P3, P4 y P4A; los cuales alcanzaron profundidades variables entre los 0,90 m y los 6,30 m. La perforación P1 se efectuó en la parte media del talud, mientras que los sondeos P2, P3, P4 y P4A se realizaron en la parte alta del talud. Los sondeos se ejecutaron mediante el sistema de penetración normal (SPT), que permite la toma continua de muestras tanto para la determinación del perfil geotécnico típico del sitio, como para la ejecución de ensayos de laboratorio (ver Figura 2.1). Con este sistema se obtiene además el valor del parámetro N_{SPT} (número de golpes necesario para penetrar 30 cm), el cual es correlacionable con las propiedades internas del suelo y sus características de resistencia. En el caso que nos ocupa, este ensayo, junto con la información obtenida de los ensayos de laboratorio, aporta la información necesaria para el análisis geotécnico del proyecto. Además, se tomaron muestras para realizar ensayos de clasificación visual y ensayos en el laboratorio, para la determinación del contenido de humedad natural, límites de Atterberg, compresión inconfinada y pesos volumétricos.

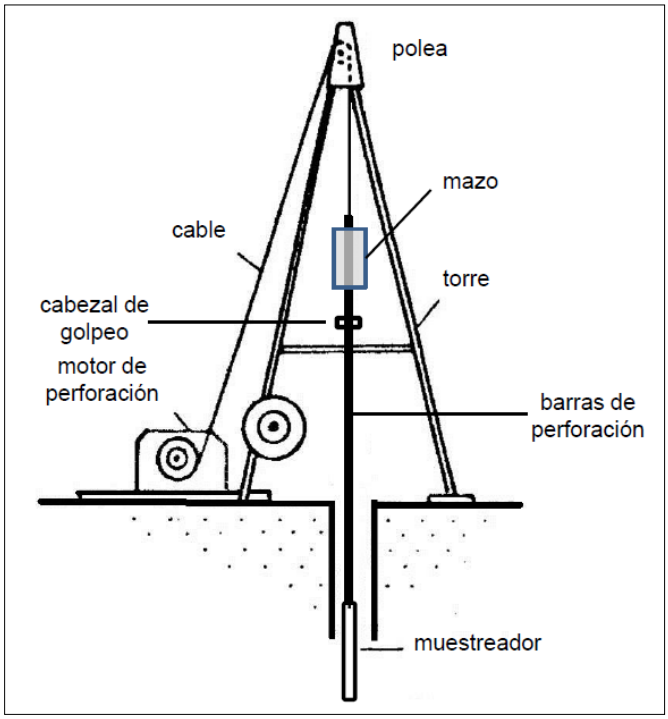


Figura 2.1
Esquema del equipo de perforación SPT.

Toda la información obtenida en el campo y en el laboratorio se encuentra recopilada en las hojas de resumen de perforación, las cuales se incluyen en el Anexo A, al final de este reporte.

En la Tabla 2.1 se presentan las coordenadas de los puntos de perforación y la profundidad alcanzada, de cada uno de los sitios explorados. En la Figura 2.2 se muestran los sitios perforados y en la Figura 2.3, un croquis con la localización aproximada de las perforaciones en el sitio.

Tabla 2.1
Coordenadas de las perforaciones

Sondeo	Latitud	Longitud	Profundidad (m)
P1	1094811	479451	3,15
P2	1094800	479460	3,60
P3	1094822	479455	6,30
P4	1094815	479449	0,90
P4A	1094817	479448	0,90

Notas:
1) Profundidad de acuerdo al nivel actual del terreno.
2) Coordenadas CRTM05.

Figura 2.2
Vistas de algunos de los sitios de perforación.

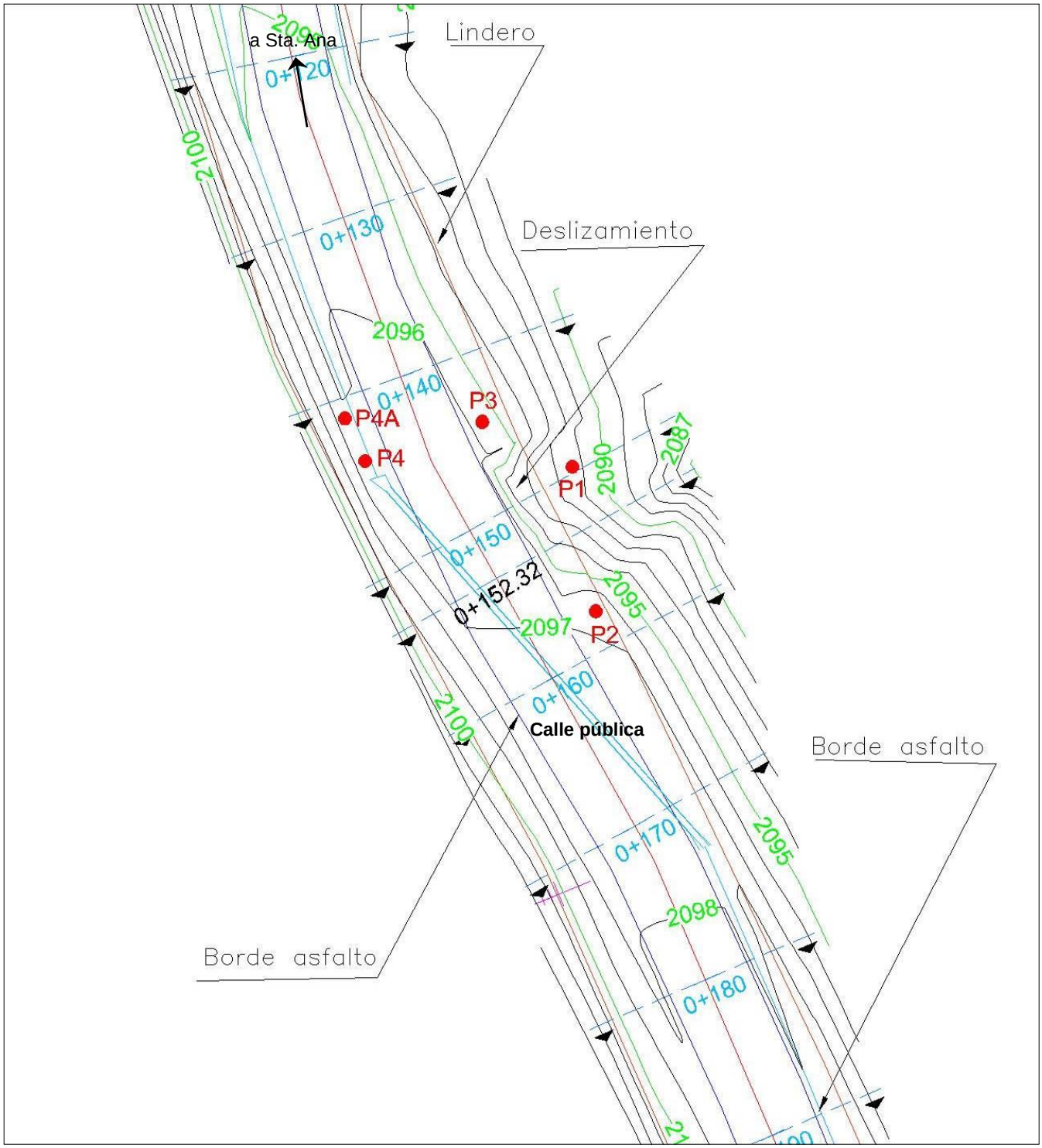


Figura 2.3
Croquis de localización de trabajos de campo.

2.2 Investigación geofísica

El objetivo es caracterizar las cualidades físicas y mecánicas de los materiales, así como el de identificar las capas geológicas con sus propiedades físicas basados en la velocidad de onda, como insumo para el diseño de las soluciones geotécnicas.

La Figura 2.4 muestra la posición del perfil PS-1 y PS-2, con coordenadas referidas en el sistema CRTM05.

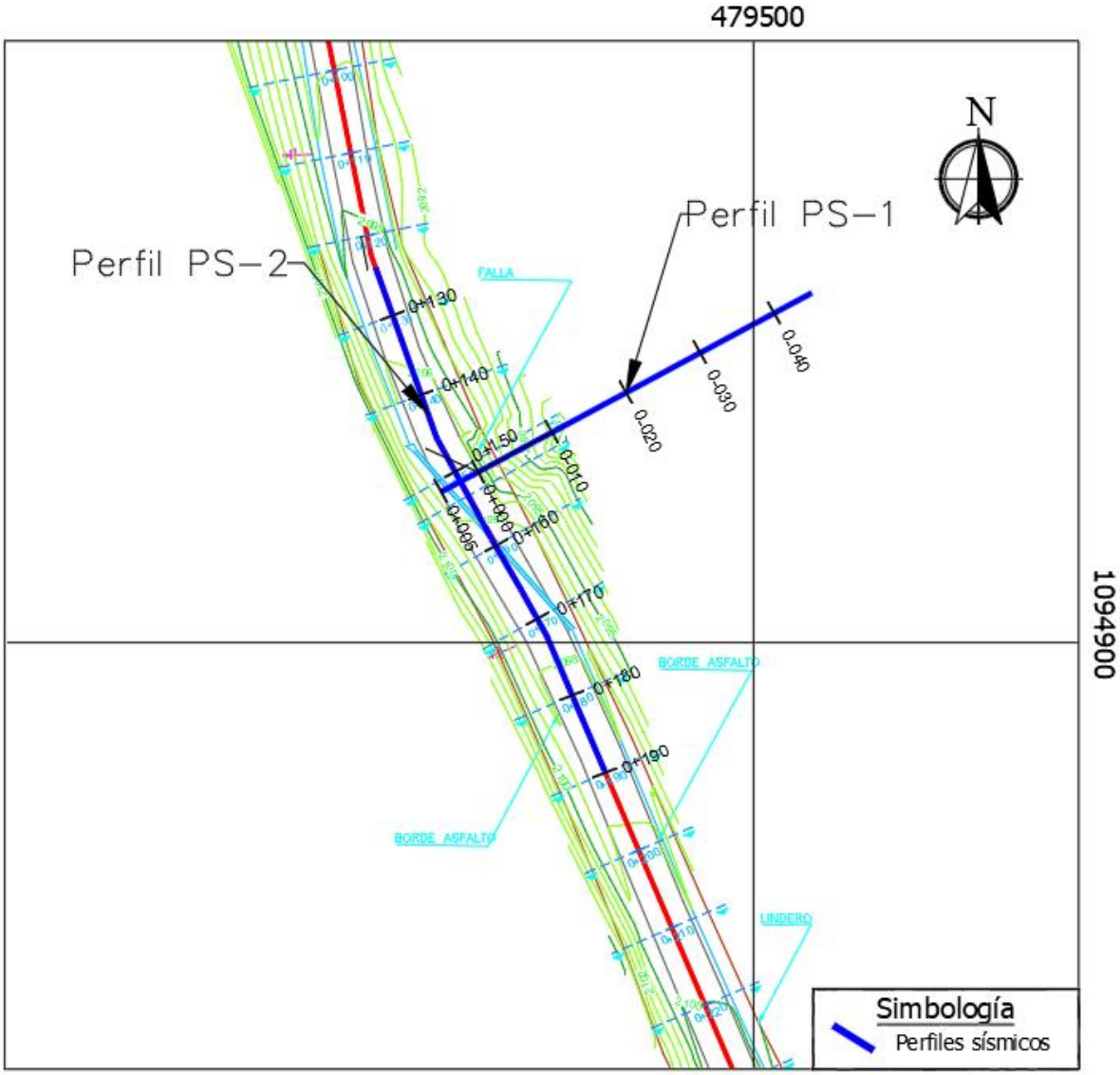


Figura 2.4
Disposición de los perfiles sísmicos en la zona de estudio.

La metodología empleada es tipo refracción sísmica convencional, la cual consiste en inducir un golpe mecánico para generar ondas sísmicas las cuales son detectadas por los sensores de movimiento (geófonos), dispuestos a lo largo de una línea de perfil, como lo muestra la figura 3.

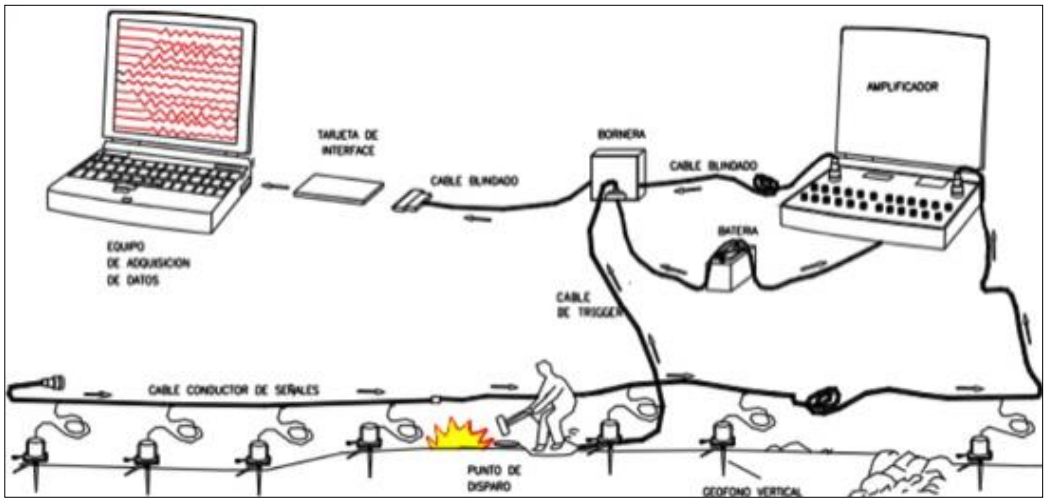


Figura 2.5
Esquema de aplicación de la Norma ASTM D5777.
(ilustración tomada de internet).

El sismógrafo utilizado es marca Geode de la casa Geometrics con un sistema de registro sísmico de 24 canales que, en este caso, tuvieron una separación de 6,0 m. El Geode se utiliza conectado a una laptop que registra y procesa los datos obtenidos. El método de procesamiento usado fue con el software SeisImager/2D, con sus rutinas Pickwin y Plotrefra, versión 3.1 de la casa Geometrics Inc.

Figura 2.6
Software usado para interpretación de los datos sísmicos.

El RMS por bondad de ajuste entre los datos observados de las dromocrónicas y el modelo invertido del proceso de tomografía es de 2.4 %. La profundidad máxima alcanzada en promedio es de 25,0 m.

Es importante recalcar que con este método no se pueden identificar capas blandas bajo una de mayor velocidad.

Figura 2.7
Arriba: vista general de la zona de estudio.
Abajo izquierda: instalación de equipo para perfil PS-1.
Abajo derecha: labor de prospección en perfil PS-1.

3. INVESTIGACIÓN GEOFÍSICA

3.1 Resultados del perfil sísmico PS-1

El perfil PS-1 fue realizado de forma transversal a la calle principal, justamente en la estación 0+153.

Con base a lo analizado se identificaron las siguientes unidades litológicas mostradas en la Tabla 3.1, las cuales contienen las texturas y simbologías que serán usadas en las figuras de los perfiles interpretados.

Tabla 3.1
Posible correlación geológica y simbología general.

Capas	Posible correlación geológica	Velocidad "Vp" en Km/s	Velocidad "Vs" en Km/s
	Suelos / coluvios	0,3 - 0,7	0,1(?) - 0,18
	Depositos de ladera o roca meteorizada	0,7 - 1,8	0,18 - 0,4
	Roca fracturada	1,8 - 2,5	0,4 - 0,8
	Roca firme	2,5 - 3	0,8 - 1,2
PS-1	Intersección perfiles geofísicos		

La Tabla 3.2 identifica el rango de espesor de cada capa definida.

Tabla 3.2
Distribución de velocidades y espesores calculados (PS-1).

Capa	Velocidad Vp (km/s)	PS-1 (espesor m)	Correlación litológica
1	0,3 – 0,7	3,4 – 4,6	Suelos - coluvios
2	0,7 – 1,8	4,2 – 5	Depósitos de ladera o roca meteorizada
3	1,8 – 2,5	4,4 – 7,4	Roca fracturada
4	2,5 – 3	>10*	Roca firme

*Mínimo observado

Los aspectos más relevantes observados en este perfil son:

- El terreno topográfico es sumamente escarpado y el espesor de la primera capa, que es la más alterada y descompresionada, tiene un valor de 4,6 bajo la calle y un promedio de 3,0 metros talud abajo.

- La segunda capa también corresponde a materiales rocosos meteorizados o depósitos compactos pero sus velocidades de la onda Vp, son inferiores a 1,8 km/s y Vs de 0,4 km/s lo que clasifica como un tipo de sitio con un rango entre S3 y límite inferior de S2.

- La tercera capa corresponde con roca fracturada que aflora en varios cortes cercanos de calle (sedimentarios), observados y se encuentra a una profundidad bajo la calle de 9,0 m.

- Los materiales basales de la capa 4, corresponden con la roca firme y las velocidades de la onda primaria alcanzan hasta 3,0 km/s.

- No se identifican zonas de baja velocidad que puedan ser correlacionas con anomalías, fracturas o fallas.

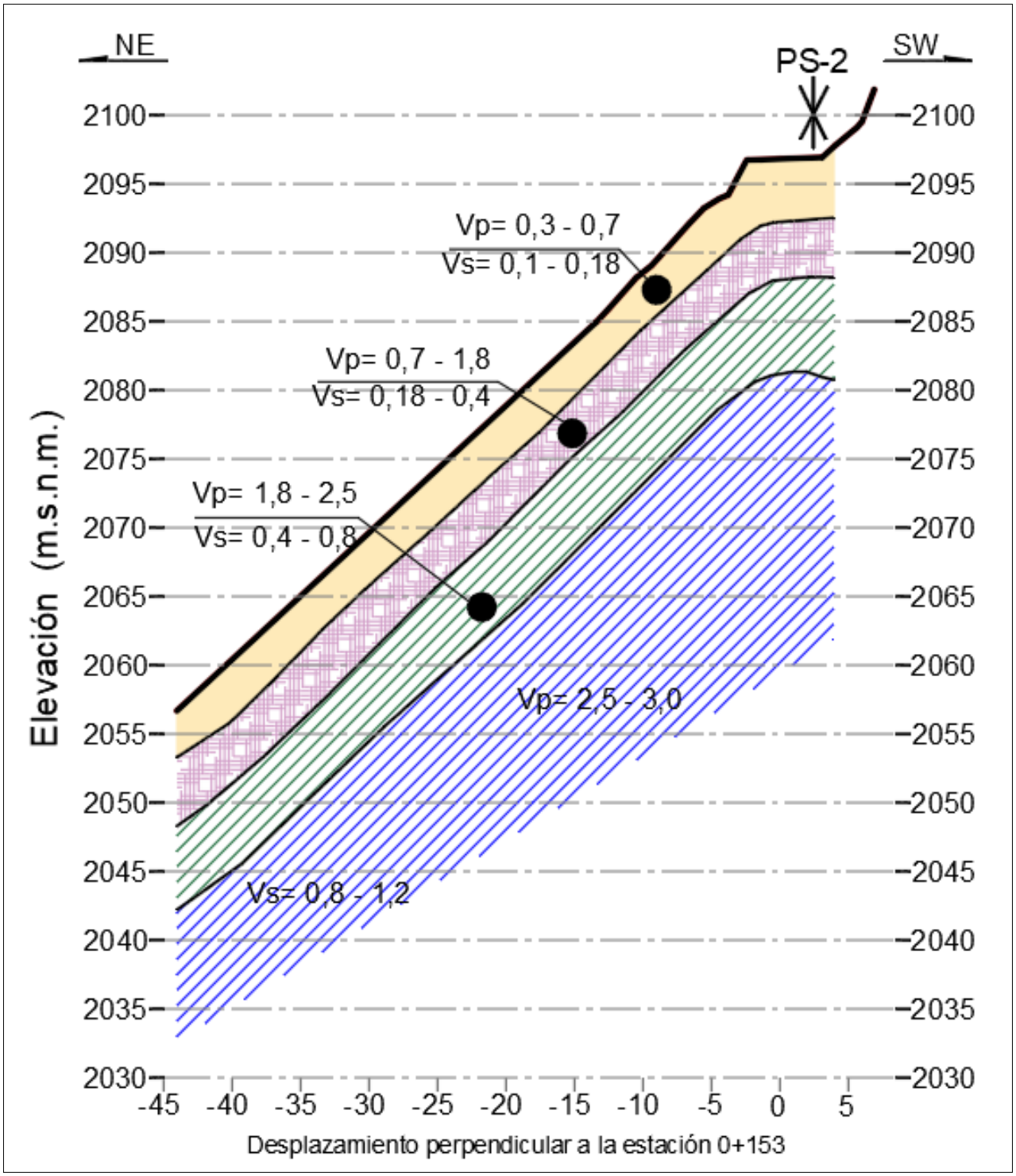


Figura 3.1
Modelo interpretado del perfil sísmico PS-1.

3.2 Resultados del perfil sísmico PS-2

El perfil PS-2 fue realizado a lo largo de la calle principal entre las estaciones 0+123 y 0+190 y posee una longitud de 66,0 m. La Tabla 3.1 define las unidades identificadas las texturas que son usadas en el modelo geológico. La Tabla 3.3 define los rangos de espesores observados.

Tabla 3.3

Distribución de velocidades y espesores calculados (PS-2).

Capa	Velocidad Vp (km/s)	PS-2 (espesor m)	Correlación litológica
1	0,3 – 0,7	2,8 – 5,3	Suelos - coluvios
2	0,7 – 1,8	3 – 4,4	Depósitos de ladera o roca meteorizada
3	1,8 – 2,5	6 – 7,5	Roca fracturada
4	2,5 – 3	>9*	Roca firme

*Mínimo observado

Los aspectos más relevantes observados en este perfil son:

- En términos generales, la sección interpretada muestra una estratigrafía de capas sub paralelas con espesores relativamente uniformes.

- En la intersección con el perfil PS-1, las primeras 2 capas de material más alterado, tienen un espesor de 8,5 m.

- La tercera capa corresponde con roca fracturada que aflora en varios cortes cercanos de calle observados y posee un espesor promedio de 6,7 metros.

- Los materiales basales de la capa 4, corresponde con la roca firme y las velocidades de la onda primaria alcanzan hasta 3,0 km/s.

- No se identifican zonas de baja velocidad que puedan ser correlacionas con anomalías, fracturas o fallas.

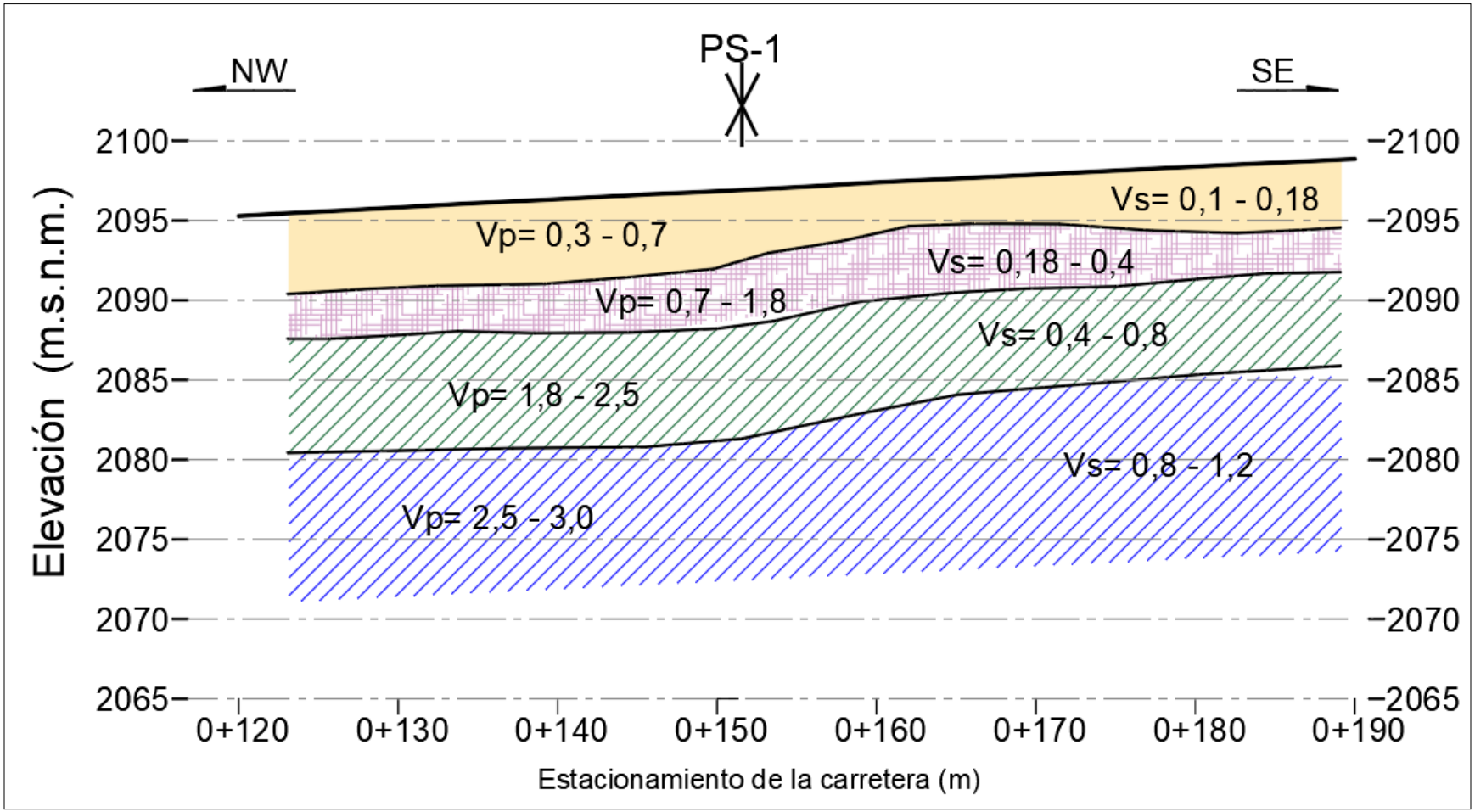


Figura 3.2
Modelo interpretado del perfil sísmico PS-2.

3.3 Conclusiones

Con base en el perfil de refracción sísmica, en resumen, se establece lo siguiente:

- Se determina la siguiente estratigrafía sísmica:

Capas	Posible correlación geológica	Velocidad "Vp" en Km/s	Velocidad "Vs" en Km/s
	Suelos / coluvios	0,3 - 0,7	0,1(?) - 0,18
	Depositos de ladera o roca meteorizada	0,7 - 1,8	0,18 - 0,4
	Roca fracturada	1,8 - 2,5	0,4 - 0,8
	Roca firme	2,5 - 3	0,8 - 1,2

- En el perfil PS-1, el espesor de la primera capa, que es la más alterada y descompresionada, tiene un valor de 4,6 bajo la calle y un promedio de 3 metros talud abajo, la segunda capa también corresponde a materiales rocosos meteorizados o depósitos compactos pero sus velocidades de la onda Vp, son inferiores a 1,8 km/s y Vs de 0,4 km/s lo que clasifica como un tipo de sitio en un rango entre S3 con límite inferior de S2, la tercera y cuarta capa corresponde con roca fracturada y firme que aflora en varios cortes de la carretera cercanos.

- En el perfil PS-2, la sección interpretada muestra una estratigrafía de capas sub paralelas con espesores relativamente uniformes, en la intersección con el perfil PS-1, las primeras 2 capas de material más alterado, tienen un espesor de 8,5 m, la tercera capa corresponde con roca fracturada que aflora en varios cortes cercanos de calle observados y posee un espesor promedio de 6,7 metros y los materiales basales de la capa 4, corresponde con la roca firme y las velocidades de la onda primaria alcanzan hasta 3,0 km/s

- No se identifican zonas de baja velocidad que puedan ser correlacionas con anomalías, fracturas o fallas en ninguno de los perfiles.

4. PERFIL GEOTÉCNICO TÍPICO

Con base en los resultados obtenidos de los sondeos y pruebas de laboratorio, se presenta la siguiente información estratigráfica.

i) Parte media del talud (perforación P1)

De 0,00 m a 3,15 m Limo arenoso color café amarillento, con partículas y fragmentos de roca alterada de hasta 2 cm de diámetro. Plasticidad baja a media. De acuerdo con el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS), estos materiales clasifican como limos arenosos de baja compresibilidad (ML), con Límite Líquido (LL) de 34 e Índice Plástico (IP) de 7. Consistencia aumentando de medianamente compacta a rígida. Este estrato se identifica con la capa 1 del estudio geofísico y se le asocia una velocidad de onda compresiva entre 0,3 m/s y 0,7 m/s.

ii) Parte alta del talud junto a deslizamiento (sondeos P2 y P3)

Capa 1 Material granular tipo lastre color gris, con bloques de roca de hasta 2,5 cm de diámetro. Sin plasticidad. Densidad relativa suelta. Se presenta únicamente en el sondeo P3 y representa material de la calle colocado en la zona del espaldón.

Capa 2 Limo color café amarillento, con pintas oscuras y bloques de roca alterada de hasta 2 cm. Plasticidad baja. Según el SUCS, clasifican como limos de baja compresibilidad (ML), con LL entre 34 y 35 e IP entre 7 y 11. Consistencia entre medianamente compacta y compacta. Espesor variable entre 2,70 y 3,60 m. Corresponde con la capa 1 del estudio geofísico y se le asocia una velocidad de onda compresiva entre 0,3 m/s y 0,7 m/s.

Capa 3 Limo arenoso color café amarillento, con partículas y fragmentos de roca alterada de hasta 2 cm de diámetro. Plasticidad baja. Clasificación SUCS como ML, con LL de 34 e IP de 8. Consistencia aumentando de compacta a rígida. Aparece por debajo de la capa 2, extendiéndose hasta la máxima profundidad alcanzada por los sondeos (-6,30 m). Parece corresponder con la capa 2 del estudio geofísico y se le asocia una velocidad de onda compresiva entre 0,7 y 0,8 m/s.

iii) Parte alta del talud al otro lado del camino (sondeos P4 y P4A)

De 0,00 m a 0,45 m Limo color café oscuro, con pintas amarillentas y bloques de roca alterada. Plasticidad baja. Consistencia entre muy compacta y rígida. Asociada a la capa 1 del estudio geofísico.

De 0,45 m a 0,90 m Limo arenoso color café amarillento, con partículas y fragmentos de roca alterada de hasta 2,5 cm de diámetro. Plasticidad baja. Clasificación SUCS = ML. Consistencia rígida. Asociada a la capa 1 del estudio geofísico.

Notas:

1. No se detectó la presencia del nivel freático dentro del área y la profundidad explorada con los sondeos.
2. En la Figura 4.1 se muestra la clasificación SUCS de los materiales encontrados.
3. En la Tabla 4.1 se presenta un resumen y la descripción de los materiales correspondientes encontrados en cada perforación.
4. En la Figura 4.2 se presentan las muestras obtenidas en los sondeos SPT.

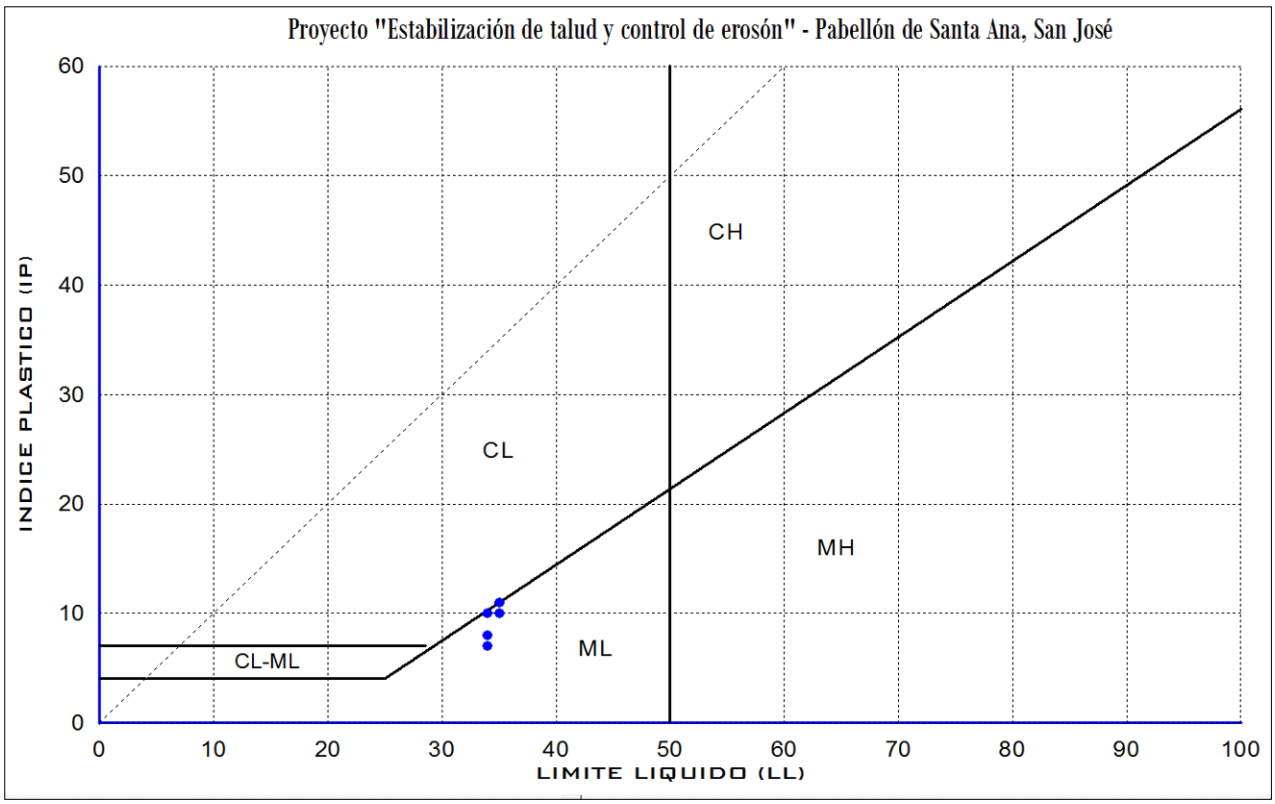


Figura 4.1
Carta de plasticidad y clasificación SUCS.

Tabla 4.1
Perfil estratigráfico y valor N_{SPT}

Profundidad (m)	Estratigrafía valor Nspt				
	P1	P2	P3	P4	P4A
0,00 - 0,45	6	7	8	30	29
0,45 - 0,90	7	9	10	RM	RM
0,90 - 1,35	9	14	10		
1,35 - 1,80	17	11	9		
1,80 - 2,25	19	14	8		
2,25 - 2,70	35	8	21		
2,70 - 3,15	RM	15	14		
3,15 - 3,60		RM	11		
3,60 - 4,05			10		
4,05 - 4,50			16		
4,50 - 4,95			26		
4,95 - 5,40			32		
5,40 - 5,85			34		
5,85 - 6,30			RM		

Notas:

1. Profundidades de acuerdo al nivel actual del terreno.
2. No se detectó la presencia de niveles freáticos dentro del área y máxima profundidad explorada.

Simbología

Descripción	Identificación
Lastre color gris.	
Limo color café amarillento, con partículas y fragmentos de roca alterada de hasta 2 cm de diámetro. Plasticidad baja a media.	
Limo arenoso color entre café amarillento y café oscuro, con partículas y fragmentos de roca alterada de hasta 2,5 cm de diámetro. Plasticidad baja a media.	

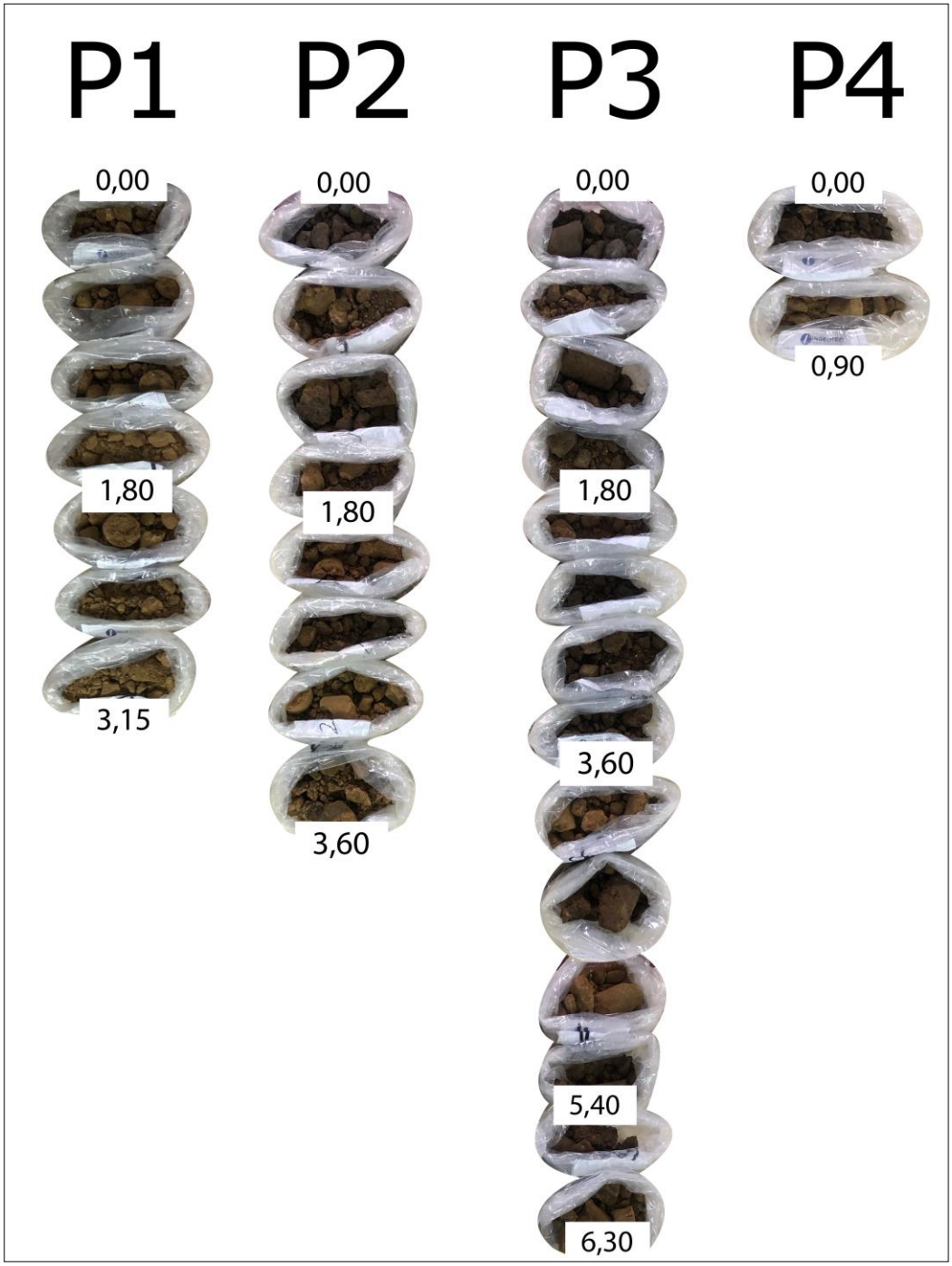


Figura 4.2
Muestras de perforación SPT.

5. RESULTADOS GEOTÉCNICOS OBTENIDOS

5.1 Aspectos generales

Con base en los resultados de campo y laboratorio llevados a cabo, se pueden establecer algunas características generales del perfil geotécnico típico del terreno, que son de interés para este estudio. Estos factores se pueden resumir como:

- De manera general, el depósito de suelos encontrado se puede dividir en dos capas de materiales:

  Capa 1 — Limos color café amarillento, con algunas pintas oscuras y fragmentos de roca alterada de hasta 2 cm de diámetro. Plasticidad baja a media. De regulares condiciones resistentes para el soporte de estructuras.

  Capa 2 — Limos arenosos color entre café amarillento y café oscuro, con fragmentos de roca alterada de hasta 2,5 cm de diámetro, de plasticidad baja. De regulares a buenas condiciones resistentes para el soporte de estructuras. En las perforaciones P2 y P3, aparecen por debajo de la capa 1; y en el resto de los sondeos desde nivel superficial, extendiéndose hasta las máximas profundidades alcanzadas por los sondeos en cada sector.

- No se detectó la presencia de niveles freáticos dentro de las áreas y máxima profundidad explorada por las perforaciones. No se descarta que en otras épocas del año, se puedan presentar niveles freáticos y/o aguas colgadas.

- En general, los materiales encontrados dentro del depósito de suelo estudiado poseen plasticidad baja y clasifican como limos y limos arenosos de baja compresibilidad, suelos tipo ML; de acuerdo con el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS).

- Para efectos del diseño estructural de la obra, se recomienda considerar este terreno como un sitio de cimentación tipo S_3 en Zona III (según el Código Sísmico de Costa Rica 2010), para el que se aplica una aceleración pico efectiva de diseño a_{ef} de 0,36.

5.2 Susceptibilidad a la licuación

Con base a la información de campo que no encontró la existencia de niveles freáticos, la descripción del suelo de la zona y resultados de los ensayos de límites estamos ante la presencia de suelos con características cohesivas por lo que no existe riesgo por licuación y/o asentamientos por este fenómeno.

5.3 Coeficiente sísmico

Con respecto al valor del coeficiente sísmico (C), a utilizar en los análisis estructurales se empleará la ecuación [5-1] del Código Sísmico de Costa Rica 2010:

$$C = \frac{a_{ef}\, I\, FED}{SR}$$

Donde:

A_{ef}= aceleración pico efectiva. Valor de 0,36 (recomendación de este informe).

I= factor de importancia de la edificación. Valor de 1,0 (las obras de habitación, oficina, comercio o industria).

SR= factor de sobrerresistencia. Valor de 2,0 para estructuras tipo marco, dual o muro.

FED= factor espectral dinámico. Se tomará de la Figura 5.7 del Código Sísmico (ver Anexo C).

μ= 1,0 (elástico)

Se obtiene: C=0,45

5.4 Capacidad de soporte

En la tabla 4.1 se presenta un resumen de los valores de capacidad soportante admisible, que se pueden utilizar para el diseño de las cimentaciones de nuevas obras. Quedará a criterio del diseñador estructural la escogencia del sistema de fundación y nivel de desplante final más apropiado para la obra de acuerdo a la magnitud de las cargas de las estructuras y la economía del proyecto.

Tabla 4.1
Variación de la capacidad de soporte con la profundidad

Profundidad (m)	Capacidad de soporte admisible neta (t/m²)				
	P1	P2	P3	P4	P4A
0,00 - 0,45	5,0	5,0	--	16,0	16,0
0,45 - 0,90	6,0	6,0	9,0	20,0	20,0
0,90 - 1,35	8,0	10,0	9,0		
1,35 - 1,80	15,0	10,0	8,0		
1,80 - 2,25	16,0	10,0	7,0		
2,25 - 2,70	25,0	9,0	14,0		
2,70 - 3,15	25,0	17,0	12,0		
3,15 - 3,60		25,0	10,0		
3,60 - 4,05			10,0		
4,05 - 4,50			18,0		
4,50 - 4,95			22,0		
4,95 - 5,40			25,0		
5,40 - 5,85			25,0		
5,85 - 6,30			25,0		

Notas:

1. Los valores de la tabla incluyen un factor de seguridad de tres contra falla por cortante del terreno.
2. Los valores recomendados consideran la presencia de capas de menor calidad subyaciendo estratos de mejor calidad físico-mecánica.
3. No se han aplicado reducciones adicionales por la pendiente del terreno.

5.5 Parámetros para diseño de obras de retención

Para construir estructuras de retención tipo muros de gravedad (como estructuras con gaviones, muro-bloque y similares), muros de bloques de concreto, muros de concreto colado, sistemas de tierras armadas, Terramesh, etc.; se deberá cimentar a profundidades que permitan asegurar un buen comportamiento de la estructura frente a solicitaciones de deslizamiento, volcamiento y capacidad de soporte admisible neta.

Para el diseño de estructuras de contención se recomienda utilizar los siguientes valores para los materiales encontrados (en esfuerzos efectivos):

Capa 1

- Cohesión efectiva nula
- Ángulo de fricción interna efectivo del material (ϕ): 19º
- Coeficiente de empuje activo (K_a): 0,51
- Coeficiente de empuje pasivo (K_p): 1,96
- Peso volumétrico del suelo: 1,75 t/m^3
- Adherencia suelo-fundación: 2,00 t/m^2

Capa 2

- Cohesión efectiva nula
- Ángulo de fricción interna efectivo del material (ϕ): 22º
- Coeficiente de empuje activo (K_a): 0,45
- Coeficiente de empuje pasivo (K_p): 2,22
- Peso volumétrico del suelo: 1,75 t/m^3
- Adherencia suelo-fundación: 2,45 t/m^2

Adicionalmente recomendamos utilizar las siguientes fórmulas para obtener las presiones activa y pasiva que actuaran sobre estructuras de retención u otras que no sean sótanos:

$$Pa = \gamma \times H \times Ka + q \times Ka$$
$$Pp = \gamma \times H \times Kp$$

Donde:

γ: peso volumétrico
H: profundidad
q: carga sobre el terraplén

Los muros de retención o estructuras, que soportará empujes debe disponer de un eficiente sistema de drenaje en la parte en contacto con el suelo, con el fin de evitar tanto que el mismo pueda ser cargado por presiones hidrostáticas producidas por aguas provenientes desde zonas más altas; como para minimizar la posibilidad de que el material de fundación se sature y pueda sufrir pérdida apreciable de su capacidad de soporte.

El drenaje se debe construir con piedra quebrada o grava de río que permita el paso libre del agua, evitando el uso de materiales mezclados con arcilla o limos, similares a los encontrados en el sitio en cuestión. El sistema se debe complementar con los elementos necesarios para manejar y evacuar de las aguas captadas (cajas de registro, cajas de captación, tubos de conducción, cunetas, canales etc.), fuera del área de las estructuras de retención.

Para el diseño de la cimentación de estructuras de retención o similares se deberá verificar que la carga transmitida al terreno no sobrepase la capacidad de soporte admisible de acuerdo con lo recomendado en la tabla 5.1. En otros sectores no estudiados por este informe, se deberán realizar las investigaciones geotécnicas respectivas.

6. ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE TALUDES

6.1 Generalidades

El objetivo de este análisis es determinar la condición actual de estabilidad de los taludes en la zona trasera de la propiedad, para plantear una solución integral que aumente su seguridad y prevenga futuros problemas de deslizamientos que puedan afectar a las edificaciones localizadas en la corona del talud.

Como es usual en este tipo de análisis se utilizaron métodos de equilibrio límite para evaluar el riesgo frente a deslizamientos. Esta metodología evalúa el riesgo en términos de un número llamado factor de seguridad, definido como el cociente entre las fuerzas y/o acciones resistentes que se oponen al deslizamiento y las fuerzas motoras que originan el deslizamiento. Para realizar los análisis se requiere el uso de computador, ya que por ser sistemas estáticamente indeterminados, es necesario utilizar métodos numéricos de convergencia. Para implementar el análisis se usó el programa SLIDE, el cual permite la generación automática de superficies de ruptura y la determinación del factor de seguridad asociado a cada una de ellas. Por cada corrida del programa se analizan 2000 ó más posibles superficies de ruptura, obteniéndose al final el factor de seguridad crítico (mínimo de las superficies analizadas por corrida); los análisis se efectuaron tanto para casos de carga estática como dinámica. El caso de sismo se estudió considerando una aceleración horizontal media (mantenida durante periodos largos) de hasta un 20% de la aceleración de la gravedad; valor que representa un sismo muy fuerte. La utilización de tal valor se justifica por las siguientes razones:

- Para los análisis de estabilidad se utilizan, como es usual, métodos de equilibrio límite, en los cuales la acción de un sismo se introduce como una fuerza pseudo-estática aplicada en el centro de gravedad de la masa que potencialmente sea más crítica.

- La diferencia con el diseño sísmico de estructuras de concreto o acero, donde también se utiliza este procedimiento, es que los períodos de vibración en que puede ocurrir un deslizamiento son muy grandes en relación a los períodos de vibración en que puede ocurrir un daño en una estructura de concreto o acero. Esto es, una estructura de concreto o acero puede sufrir daños en períodos cortos de vibración (décimas de segundo), donde de acuerdo con los registros de un sismograma pueden ocurrir valores altos de aceleración. Es por ello que en el diseño de este tipo de estructuras se utilizan en ocasiones valores altos de aceleración (0,4 g a 0,6 g por ejemplo). No obstante, el comportamiento sísmico de taludes es muy diferente, dado que, para períodos cortos de vibración, donde se producen picos importantes de aceleración, no hay tiempo suficiente para que pueda producirse un daño (deslizamiento). Es importante resaltar que para que se produzca un deslizamiento se requiere un rango de tiempo que posiblemente oscila entre 30 segundos a 1,0 minuto, intervalo en el que es imposible se produzca de forma mantenida un pico de aceleración mayor que 0,15 g ó 0,20 g. Es normal por lo tanto que, de acuerdo con la literatura internacional y la experiencia acumulada en el tema de diseño sísmico de taludes, se limite por esa razón el valor de aceleración a un máximo de 0,20 g, en zonas consideradas de altísimo riesgo sísmico (regiones epicentrales sísmicamente activas).

- Los sismos son fenómenos oscilatorios que inducen fuerzas favorables en un instante de tiempo y desfavorables en un instante posterior. Diseñar un talud con un valor alto de aceleración (0,4g por ejemplo), significa suponer que la fuerza sísmica actúa desfavorablemente durante todo el tiempo requerido para que se produzca el deslizamiento, situación que a todas luces es ilógica.

- Los sismos son también fenómenos direccionales en que la fuerza sísmica es perpendicular a la dirección de las ondas símicas que se originan en un epicentro. Por ello cuando se realiza un estudio dinámico de un talud se supone la condición más desfavorable, es decir cuando el talud está orientado perpendicular a la dirección de la fuerza sísmica. Sin embargo, en la realidad no siempre es así. Lo anterior explica porque algunos taludes de una localidad se caen durante un sismo en relación a otros de condiciones similares o peores que no se caen.

- Cuando se comenzaron a realizar los primeros análisis pseudo-estáticos de taludes se utilizaban valores altos de aceleración sísmica (0,4 g ó 0,5 g por ejemplo). Sin embargo, el factor de seguridad teórico era siempre menor que 1,0, aunque el suelo fuera de muy buena resistencia. Es decir, para valores altos de aceleración sísmica es prácticamente imposible obtener valores aceptables del factor de seguridad, aún en el caso de suelos duros o rocas. Tal situación es totalmente diferente a lo que ocurre en la realidad, donde taludes en que se pronosticaba teóricamente una falla, la misma no ocurría cuando se producía realmente el sismo. La explicación de este fenómeno está precisamente fundamentada en las razones antes explicadas.

Complementariamente se han definido los parámetros geotécnicos que se consideran representativos del comportamiento de los materiales existentes. No solamente se ha tomado en cuenta la información recopilada, sino que también se han considerado estudios anteriores cercanos a la zona de interés. La división de las capas para los estudios de estabilidad se ha realizado asumiendo aspectos de resistencia de los suelos, que son los que definen las condiciones de estabilidad del terreno.

En la Tabla 6.1 se presenta un resumen de los parámetros geotécnicos empleados en los análisis de estabilidad.

Tabla 6.1
Parámetros geotécnicos de materiales para análisis de estabilidad

Capa	**Peso volumétrico (kN/m^3)**		**Cohesión C (kN/m^2)**	**Ángulo de fricción Ø (°)**
	In situ	**Saturado**		
1 (suelos / coluvios)	17,5	18,0	15	0
2 (Depósitos de ladera)	18,0	18,5	50	0
3 (roca firme)	20,0	20,5	200	15

Con la información recopilada se ha definido un modelo geotécnico del talud que a juicio de esta consultora representa conservadoramente las condiciones prevalecientes en el talud.

El modelo geotécnico planteado para el perfil topográfico de interés, se presenta en la Figura 6.1.

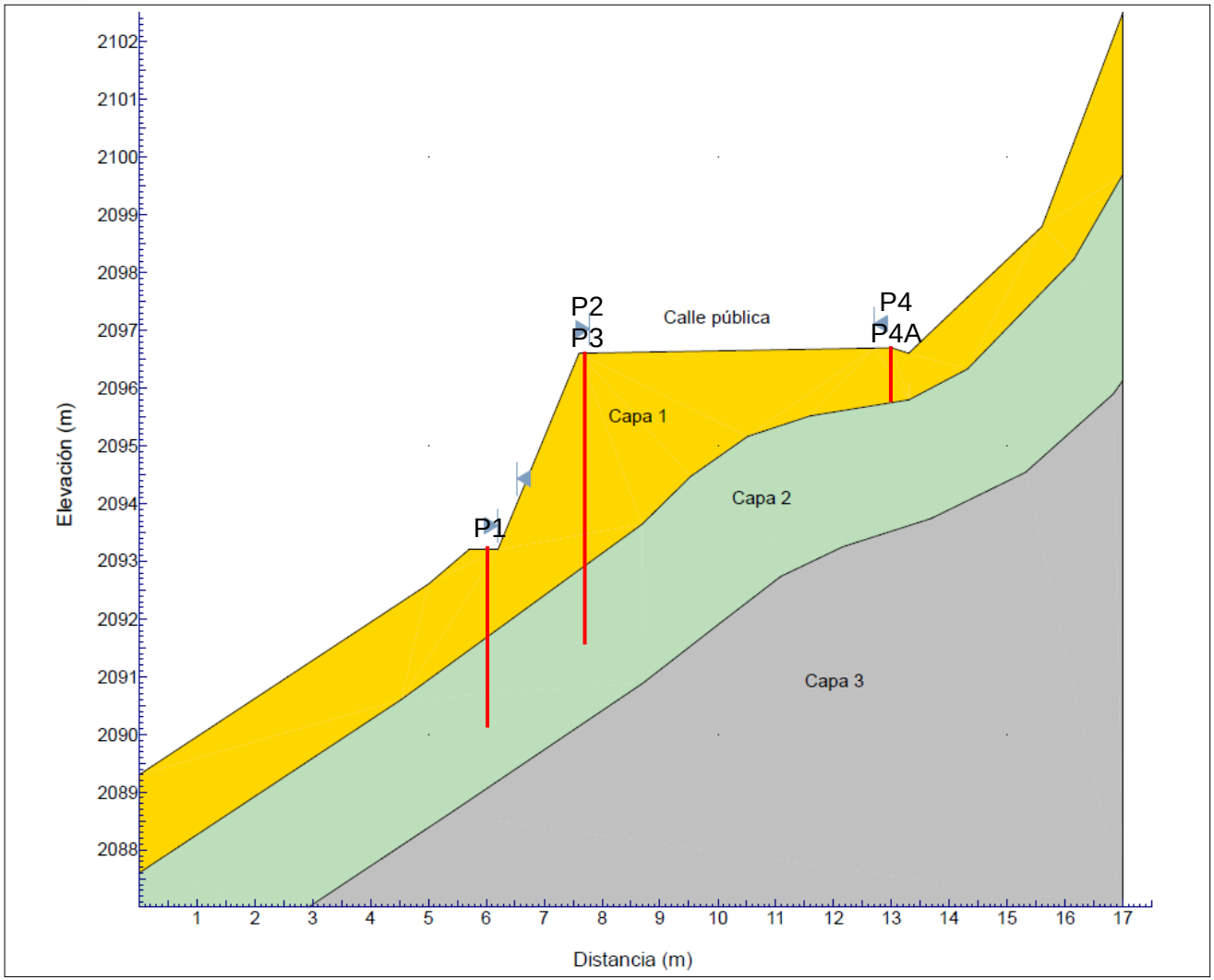


Figura 6.1
Modelo geotécnico propuesto en Estac. 0+150 m.

6.2 Condición actual

Con base en la información geotécnica recopilada se ha procedido a efectuar un estudio de la condición actual en el sitio del deslizamiento. Se evaluó la condición de estabilidad para los casos de carga estática y sismos fuertes (20% de la aceleración de la gravedad), los resultados se presentan en la Tabla 6.2. Mayores informaciones al respecto se presentan en el Anexo D, adjunto al final de este informe.

Tabla 6.2
Análisis de estabilidad condición actual en Estacionamiento 0+150 m.

Caso analizado	Factor de seguridad	Observaciones
Estac. 0+150 m, condición actual, estático	1,23	Estable, no aceptable
Estac. 0+150 m, condición actual, sismo 20% g	0,98	Inestable, no aceptable

Notas:

1. Factores de seguridad igual o menores a 1,0 indican falla inminente del talud.
2. Se estima como valor aceptable para taludes en general, un factor de seguridad de 1,50 para condiciones estáticas y un valor mayor que 1,10 para situaciones de sismo según Tabla 3, pág. 7 del Código de Taludes de Costa Rica (asumiendo un riesgo de pérdidas de vidas humanas alto y riesgo de daños económicos y ambientales medio).

De la tabla anterior se concluye lo siguiente:

1. La estabilidad actual del sitio estudiado es inaceptable para condiciones de carga estática y sismos fuertes.

2. Los factores de seguridad para la condición estática, indica probabilidades importantes de que se presenten problemas de deformaciones del terreno en las zonas cercanas a la corona de estos taludes o incluso, que se vuelva a presentar la falla de los taludes bajo condiciones especiales (lluvias prolongadas, cargas sobre el talud o efectos de erosión por aguas de lluvia descargando sobre el talud). Para los casos de sismos fuertes, los taludes son inestables.

3. Se recomienda la construcción de obras de retención, variación en la geometría del talud o sistema de reforzamiento del suelo para minimizar, prevenir o eliminar problemas de deslizamientos o deformaciones de los taludes estudiados.

4. Los estudios efectuados son de tipo local, no estudian la existencia y efectos de fallas geológicas o sísmicas regionales.

6.3 Propuesta de reforzamiento del talud

Se recomienda el reforzamiento del talud mediante el sistema de pantalla de concreto lanzado con anclajes pasivos. Esta solución presenta las siguientes ventajas:

- No requiere de movimientos de tierra importantes; por lo tanto, no se disminuye la seguridad de los taludes durante el proceso constructivo. No se requiere botar excedentes de materiales de corte.

- Se puede trabajar sobre la superficie existente del talud, tal y como se encuentra actualmente e incluso permite como en este caso, la recuperación de parte de la zona deslizada.

- El talud se refuerza a medida que se progresa en el desarrollo de la obra.

- Las labores para la construcción del reforzamiento se realizarían dentro de la propiedad del interesado sin afectar a los vecinos.

Para obtener la solución se ha seguido un proceso iterativo consistente en proponer configuraciones con anclajes de diversa longitud y capacidad; y revisar la estabilidad, hasta conseguir factores de seguridad aceptables. Para evaluar el comportamiento de la solución propuesta se utilizó el programa Slide.

Solución planteada

Esta consultora ha definido una propuesta de reforzamiento similar mediante el siguiente proceso:

- Limpieza del terreno para eliminar materiales sueltos y vegetación que pueda estar estorbando las labores constructivas.

- Ejecución de siete líneas de perforación de 9,0 m de longitud, todas con huecos de 0,075 m de diámetro, espaciadas cada 1,5 m horizontalmente y 1,5 m sobre el talud.

- Introducción de una varilla #8, grado 60, centrada en el agujero de cada perforación (con espaciadores de PVC que garanticen que la varilla quedará centrada dentro del agujero).

- Inyección de una lechada de cemento en el agujero, entre la varilla y el suelo. Se deberá colocar un tubo de inyección hasta el fondo del agujero y una presión de inyección tal que se obtenga el retorno de la lechada a la superficie.

- Colocación de una malla electrosoldada de 5,3 mm de espesor y 15x15 cm de abertura de malla, en el área que abarca este reforzamiento, colocada a la mitad del espesor de la capa de concreto lanzado.

- Colocación de una capa de concreto lanzado de 12,0 cm de espesor con una resistencia de 210 kg/cm^2 a 28 días.

- Los anclajes se deberán integrar al concreto lanzado mediante platinas de acero de 6,3 mm de espesor y 20 x 20 cm de lado.

- A lo largo de los puntos de anclaje se deberá colocar una varilla #5 grado 40, en dirección vertical y horizontal. Adicionalmente se deberán colocar cabos de 1,0 m de varilla #5 en cada perno en ambas direcciones.

En la Tabla 6.3 se presentan los resultados de los estudios de estabilidad obtenidos para el reforzamiento propuesto.

Tabla 6.3
Análisis de estabilidad de reforzamiento propuesto en talud.

Caso analizado	Factor de seguridad	Observaciones
Pantalla anclada, estático	2,70	Estable, aceptable
Pantalla anclada, sismo 20% g	1,77	Estable, aceptable

Notas:

1. Factores de seguridad menores o iguales a 1,00 indican falla inminente del talud.

2. En los análisis anteriores se han utilizado los mismos parámetros del suelo utilizados en los análisis de la vulnerabilidad actual del talud (tabla 5.1).

3. Se estima como valor aceptable para taludes en general, un factor de seguridad de 1,50 para condiciones estáticas y un valor mayor que 1,10 para situaciones de sismo según Tabla 3, pág. 7 del Código de Taludes de Costa Rica (asumiendo un riesgo de pérdidas de vidas humanas bajo y riesgo de daños económicos y ambientales medio).

4. Los resultados de los análisis de estabilidad se presentan en el Anexo D.

De la tabla 6.3 se concluye lo siguiente:

i) La solución propuesta consigue la estabilización del talud, de manera satisfactoria en la sección estudiada. Los factores de seguridad para la condición de cargas estáticas y sismos fuertes, se consideran aceptables.

ii) Los trabajos de reforzamiento se deberán complementar con obras para el control, manejo y descarga de aguas pluviales como aceras, canales, delantales de concreto, drenajes, bajantes de aguas, cajas de registro, etc.

iii) En el Anexo E se presenta la memoria de cálculo de la pantalla de concreto lanzado que se deberá construir como protección del talud.

7. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Con base en los resultados de la investigación geotécnica discutidos en este informe, se puede concluir lo siguiente:

1. De manera general con base en la información de las perforaciones e investigación geofísica, para la zona de interés se define un perfil geomecánico conformado por tres capas de suelos, de las cuales la primera capa corresponde con suelos y/o coluvios, la segunda capa a materiales que se identifican como depósitos de ladera o roca muy fracturada y finalmente, un horizonte de materiales rocosos firmes, que incluye roca poco fracturada y roca sana.

2. Los sondeos efectuados en la zona de interés clasifican los suelos superficiales encontrados como limos y limos arenosos de baja compresibilidad, suelos tipo ML; de acuerdo con el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS).

3. No se detectó la presencia de niveles freáticos dentro de las áreas y máxima profundidad explorada por las perforaciones (6,30 m). No se descarta que, en otras épocas del año, se puedan presentar niveles freáticos y/o aguas colgadas.

4. Para efectos del diseño estructural de cualquier obra que se coloque en esta propiedad, se recomienda considerar el terreno como un sitio de cimentación tipo S_3 en Zona III (según el Código Sísmico de Costa Rica 2010), para el que se aplica una aceleración pico efectiva de diseño a_{ef} de 0,36.

5. Se presentan las recomendaciones sobre los parámetros de los suelos requeridos para el diseño de estructuras de retención o que soportarán empujes del terreno.

6. Debido a la presencia de un deslizamiento que afecto a la carretera existente, se realizó un análisis de estabilidad de taludes, tanto para la condición estática como pseudoestática, de dicho estudio se concluye:

i) La estabilidad actual del sitio estudiado es inaceptable para condiciones de carga estática y sismos fuertes.

ii) El factor de seguridad en condición estática indica probabilidades importantes de que se presenten problemas de deformaciones del terreno en las zonas cercanas a la corona de estos taludes o incluso la probable falla de los taludes bajo condiciones especiales (lluvias prolongadas, cargas sobre el talud o efectos de erosión por aguas de lluvia descargando sobre el talud). Para casos de sismos fuertes (con aceleraciones de hasta 20% de la aceleración de la gravedad), el factor de seguridad indica que el perfil estudiado es inestable y se presentarán deslizamientos o agrietamientos del terreno cerca de la corona.

iii) De generarse nuevos deslizamientos se puede llegar a poner en peligro el tránsito de la vía, por lo que se recomienda la construcción de obras de retención, variación en la geometría del talud o sistema de reforzamiento del suelo para minimizar, prevenir o eliminar problemas de deslizamientos o deformaciones de los taludes estudiados.

iv) Para la zona del deslizamiento de la carretera, se propone un sistema de reforzamiento constituido por una pantalla de concreto lanzado con anclajes pasivos. Se han realizado los análisis respectivos que comprueban que el sistema de reforzamiento propuesto es efectivo para solucionar los problemas de deslizamientos presentados.

v) Los estudios de estabilidad efectuados son de tipo local, no estudian la existencia y efectos de fallas geológicas o sísmicas regionales.

7. Las perforaciones obtienen información puntual sobre la profundidad de las distintas capas de materiales, por lo que no se puede descartar que los espesores de los materiales encontrados puedan variar en otros puntos del terreno. Debido a lo anterior, se recomienda realizar una comprobación de la calidad de los materiales y profundidades de desplante seleccionados, una vez que se inicien los trabajos de construcción.

8. Cualquier condición encontrada en el sitio no incluida en este informe, se nos deberá consultar al respecto.

ANEXO A
Hojas de resumen de perforación

INGEOTEC
CONSULTORÍA Y CONSTRUCCIÓN GEOTÉCNICA

Laboratorio de Ensayo
Alcance de Acreditación Nº. LE-060
Acreditado a partir de: 11.08.2009
Alcance disponible en www.eca.or.cr

REPORTE DE PERFORACION
PERFIL DE SUELOS

Número Proyecto: IG-008-21
Proyecto: TALUD CALLE PABELLON
Perforación: P1
Profundidad: 3,15 m

Fecha Inicio: 8/2/2021
Fecha Fin: 8/2/2021
Nivel freático: No hay
Material Orgánico: No hay

Profundidad m	Descripción	Litología	Gráfico N (25 – 50)	N	w %	IP	LL	C kPa	γ_T kg/m^3	SUCS
0,00-0,45	Limo arenoso color café amarillento, con bloques de roca alterada de hasta 2 cm de diámetro. Plasticidad baja. Consistencia aumentando de medianamente compacta a rígida.			6	16					
0,45-0,90				7	16					
0,90-1,35				9	16					
1,35-1,80				17	11	7	34			ML
1,80-2,25				19	20					
2,25-2,70				35	17					
2,70-3,15				RM	15					

RM: Rebote de mazo.

INGEOTEC
CONSULTORÍA Y CONSTRUCCIÓN GEOTÉCNICA

Laboratorio de Ensayo
Alcance de Acreditación Nº. LE-060
Acreditado a partir de: 11.08.2009
Alcance disponible en www.eca.or.cr

REPORTE DE PERFORACION
PERFIL DE SUELOS

Número Proyecto: IG-008-21
Proyecto: TALUD CALLE PABELLON
Perforación: P2
Profundidad: 3,60 m

Fecha Inicio: 8/2/2021
Fecha Fin: 8/2/2021
Nivel freático: No hay
Material Orgánico: No hay

Profundidad m	Descripción	Litología	Gráfico N (25 – 50)	N	w %	IP	LL	C kPa	γ_T kg/m³	SUCS
0,00-0,45	Limo color café amarillento con pintas rojas y bloques alterados de hasta 2 cm de diámetro. Plasticidad media a baja. Consistencia entre medianamente compacta y compacta.			7						
0,45-0,90				9	16	11	35			ML
0,90-1,35				14						
1,35-1,80				11	18					
1,80-2,25				14						
2,25-2,70				8	15	7	34			ML
2,70-3,15	Limo arenoso café amarillento, con bloques de roca alterada color negro de hasta 2 cm de diámetro (roca tobácea alterada). Plasticidad baja a nula. Consistencia de compacta a rígida.			15						
3,15-3,60				RM	12					

RM: Rebote de mazo.

INGEOTEC
CONSULTORÍA Y CONSTRUCCIÓN GEOTÉCNICA

Laboratorio de Ensayo
Alcance de Acreditación Nº. LE-060
Acreditado a partir de: 11.08.2009
Alcance disponible en www.eca.or.cr

REPORTE DE PERFORACION
PERFIL DE SUELOS

Número Proyecto: IG-008-21
Proyecto: TALUD CALLE PABELLON
Perforación: P3
Profundidad: 6,30 m

Fecha Inicio: 8/2/2021
Fecha Fin: 8/2/2021
Nivel freático: No hay
Material Orgánico: No hay

Profundidad m	Descripción	Litología	Gráfico N (25 – 50)	N	w %	IP	LL	C kPa	γ_T kg/m³	SUCS
0,00-0,45	Material granular tipo lastre color gris, con bloques de roca de hasta 2,5 cm de diámetro. Densidad relativa suelta.			8						
0,45-0,90	Limo color café amarillento con pintas oscuras y bloques alterados de hasta 2 cm de diámetro. Plasticidad media. Consistencia entre medianamente compacta y muy compacta.			10	13	10	35			ML
0,90-1,35				10						
1,35-1,80				9	14					
1,80-2,25				8						
2,25-2,70				21	18					
2,70-3,15				14						
3,15-3,60				11	13	10	34			ML
3,60-4,05	Limo arenoso color café amarillento, con bloques alterados de hasta 2 cm de diámetro. Plasticidad baja a nula. Consistencia aumentando con la profundidad de compacta a rígida.			10						
4,05-4,50				16	21					
4,50-4,95				26						
4,95-5,40				32	17					
5,40-5,85				34		8	34			ML
5,85-6,30				RM	13					

RM: Rebote de mazo.

INGEOTEC
CONSULTORÍA Y CONSTRUCCIÓN GEOTÉCNICA

Laboratorio de Ensayo
Alcance de Acreditación Nº. LE-060
Acreditado a partir de: 11.08.2009
Alcance disponible en www.eca.or.cr

REPORTE DE PERFORACION
PERFIL DE SUELOS

Número Proyecto: IG-008-21
Proyecto: TALUD CALLE PABELLON
Perforación: P4
Profundidad: 0,90 m

Fecha Inicio: 8/2/2021
Fecha Fin: 8/2/2021
Nivel freático: No hay
Material Orgánico: No hay

Profundidad m	Descripción	Litología	Gráfico N (25 – 50)	N	w %	IP	LL	C kPa	γ_T kg/m^3	SUCS
0,00-0,45	Limo color café oscuro, con pintas amarillentas y bloques alterados. Plasticidad baja. Consistencia rígida.			30	13					
0,45-0,90	Limo arenoso color café amarillento, con bloques de roca alterada de roca hasta 2,5 cm de diámetro. Plasticidad de baja a nula. Consistencia rígida.			RM	6					
	RM: Rebote de mazo.									

INGEOTEC
CONSULTORÍA Y CONSTRUCCIÓN GEOTÉCNICA

Laboratorio de Ensayo
Alcance de Acreditación Nº. LE-060
Acreditado a partir de: 11.08.2009
Alcance disponible en www.eca.or.cr

REPORTE DE PERFORACION

PERFIL DE SUELOS

Número Proyecto: IG-008-21
Proyecto: TALUD CALLE PABELLON
Perforación: P4A
Profundidad: 0,90 m

Fecha Inicio: 08/02/2021
Fecha Fin: 08/02/2021
Nivel freático: No hay
Material Orgánico: No hay

Profundidad m	Descripción	Litología	Gráfico N (25 – 50)	N	w %	IP	LL	C kPa	γ_T kg/m^3	SUCS
0,00-0,45	Limo color café oscuro, con pintas amarillentas y bloques alterados. Plasticidad baja. Consistencia rígida.			29						
0,45-0,90	Limo arenoso color café amarillento, con bloques de roca alterada de roca hasta 2,5 cm de diámetro. Plasticidad de baja a nula. Consistencia rígida.			RM						
	RM: Rebote de mazo.									

ANEXO B
Resultados de los ensayos de laboratorio

Informe de Ensayo

No. de informe: ***I–007–21***

Fecha de emisión del informe: 25/03/2021

1. INFORMACION GENERAL

Cliente interno: Ing. Gustavo Salas

Proyecto: IG – 008 – 21

No. de perforaciones: 5

Métodos de ensayo:
ASTM D 2216 (P-18) "Humedad natural de suelos y rocas" (*)
ASTM D 4318 (P-19) "Límite Líquido, Límite Plástico e Índice de Plasticidad" (*)
ASTM D 4220 (P-32) "Transporte y preserva de muestras de suelo" (*)
ASTM D 2488 (P-34) "Descripción e identificación visual y manual de suelos" (*)

Lugar de ejecución: LABORATORIO INGEOTEC

Métodos de muestreo:
ASTM D 1586 (P-23) "Ensayo de penetración estándar (SPT)" (*)
(*) Métodos de ensayo acreditados

2. INFORMACION DE LAS MUESTRAS

Aportadas por: Luis Moya

Fecha de perforación: 08/02/21

Fecha de recepción de muestras: 22/01/2021

Fecha de realización de ensayos: 22/02/2021 – 24/02/2021

Descripción de Muestras ensayadas: Ver Anexos

Condiciones ambientales: Soleado

Ubicación: Santa Ana, San José

Notas:

1) Las descripciones presentadas en los anexos de este Informe de Ensayo son de carácter preliminar basadas en la observación. La interpretación de los resultados del Informe y la clasificación definitiva de las muestras son responsabilidad del "cliente interno" solicitante.

2) La ubicación, cantidad y profundidad de las perforaciones fueron definidas por los clientes internos.

Laboratorio de Ensayo
Alcance de Acreditación Nº. LE-060
Acreditado a partir de: 11.08.2009
Alcance disponible en www.eca.or.cr

3. RESULTADOS

Tabla 1. Resultados de ensayos de humedad

PERFORACION:		P1
Muestra	Profundidad (m)	Humedad (%)
1	0,00-0,45	16
2	0,45-0,90	16
3	0,90-1,35	16
4	1,35-1,80	11
5	1,80-2,25	20
6	2,25-2,70	17
7	2,70-3,15	15

PERFORACION:		P2
Muestra	Profundidad (m)	Humedad (%)
2	0,45-0,90	16
4	1,35-1,80	18
6	2,25-2,70	15
8	3,15-3,60	12

PERFORACION:		P3
Muestra	Profundidad (m)	Humedad (%)
2	0,45-0,90	13
4	1,35-1,80	14
6	2,25-2,70	18
8	3,15-3,60	13
10	4,05-4,50	21
12	4,95-5,40	17
14	5,85-6,30	13

PERFORACION:		P4
Muestra	Profundidad (m)	Humedad (%)
1	0,00-0,45	13
2	0,45-0,90	6

Tabla 2. Resultados de ensayos de límites de Atterberg

PERFORACIÓN:		P1		
Muestra	Profundidad (m)	Limite Liquido	Limite Plástico	Indice Plasticidad
4	1,35-1,80	34	27	7

PERFORACIÓN:		P2		
Muestra	Profundidad (m)	Limite Liquido	Limite Plástico	Indice Plasticidad
2	0,45-0,90	35	24	11
6	2,25-2,70	34	27	7

PERFORACIÓN:		P3		
Muestra	Profundidad (m)	Limite Liquido	Limite Plástico	Indice Plasticidad
2	0,45-0,90	35	25	10
8	3,15-3,60	34	24	10
13	5,40-5,85	34	26	8

Tabla 3. Resultados de ensayos de SPT

PERFORACIÓN:		P1	
ESPESOR ORGÁNICO:		No hay	
NIVEL FREATICO:		No hay	
Muestra	Profundidad (m)	Valor N_{spt}	Porcentaje de recuperación (%)
1	0,00-0,45	6	56
2	0,45-0,90	7	62
3	0,90-1,35	9	67
4	1,35-1,80	17	44
5	1,80-2,25	19	56
6	2,25-2,70	35	67
7	2,70-3,15	RM	67

PERFORACIÓN:		P2	
ESPESOR ORGÁNICO:		No hay	
NIVEL FREATICO:		No hay	
Muestra	Profundidad (m)	Valor N_{spt}	Porcentaje de recuperación (%)
1	0,00-0,45	7	67
2	0,45-0,90	9	73
3	0,90-1,35	14	67
4	1,35-1,80	11	44
5	1,80-2,25	14	49
6	2,25-2,70	8	56
7	2,70-3,15	15	67
8	3,15-3,60	RM	67

PERFORACIÓN:		P3	
ESPESOR ORGÁNICO:		No hay	
NIVEL FREATICO:		No hay	
Muestra	Profundidad (m)	Valor N_{spt}	Porcentaje de recuperación (%)
1	0,00-0,45	8	67
2	0,45-0,90	10	78
3	0,90-1,35	10	56
4	1,35-1,80	9	44
5	1,80-2,25	8	44
6	2,25-2,70	21	44
7	2,70-3,15	14	56
8	3,15-3,60	11	56
9	3,60-4,05	10	67
10	4,05-4,50	16	67
11	4,50-4,95	26	67
12	4,95-5,40	32	44
13	5,40-5,85	34	56
14	5,85-6,30	RM	56

PERFORACIÓN:		P4	
ESPESOR ORGÁNICO:		No hay	
NIVEL FREATICO:		No hay	
Muestra	Profundidad (m)	Valor N_{spt}	Porcentaje de recuperación (%)
1	0,00-0,45	30	67
2	0,45-0,90	RM	67

PERFORACIÓN:		P4A	
ESPESOR ORGÁNICO:		No hay	
NIVEL FREATICO:		No hay	
Muestra	Profundidad (m)	Valor N_{spt}	Porcentaje de recuperación (%)
1	0,00-0,45	29	67
2	0,45-0,90	RM	73

Aclaraciones:

Este Informe de Ensayo sólo ampara los datos reportados en el momento del ensayo bajo sus respectivas condiciones ambientales y de uso.

- Este Informe de Ensayo tiene validez únicamente en su forma completa y original.
- No se permite la reproducción parcial o modificación de este documento sin la aprobación del LABORATORIO DE INGEOTEC.
- Este Informe de Ensayo corresponde sólo a ensayos acreditados, ver alcance de acreditación en www.eca.or.cr

Realizó el Informe:

Ing. Fernanda Robles Porras
Encargada de Laboratorio

Aprobó el Informe:

Ing. Marco Valverde Mora
Gerente Técnico

4. ANEXOS

Descripción de las muestras ensayadas:

Profundidad (m)	Estratigrafía valor Nspt				
	P1	P2	P3	P4	P4A
0,00 - 0,45	6	7	8	30	29
0,45 - 0,90	7	9	10	RM	RM
0,90 - 1,35	9	14	10		
1,35 - 1,80	17	11	9		
1,80 - 2,25	19	14	8		
2,25 - 2,70	35	8	21		
2,70 - 3,15	RM	15	14		
3,15 - 3,60		RM	11		
3,60 - 4,05			10		
4,05 - 4,50			16		
4,50 - 4,95			26		
4,95 - 5,40			32		
5,40 - 5,85			34		
5,85 - 6,30			RM		

Simbología

Descripción	Identificación
Lastre color gris.	
Limo color café amarillento, con partículas y fragmentos de roca alterada de hasta 2 cm de diámetro. Plasticidad baja a media.	
Limo arenoso color entre café amarillento y café oscuro, con partículas y fragmentos de roca alterada de hasta 2,5 cm de diámetro. Plasticidad baja a media.	

- ÚLTIMA LÍNEA -

ANEXO C
Gráfico del factor espectral dinámico

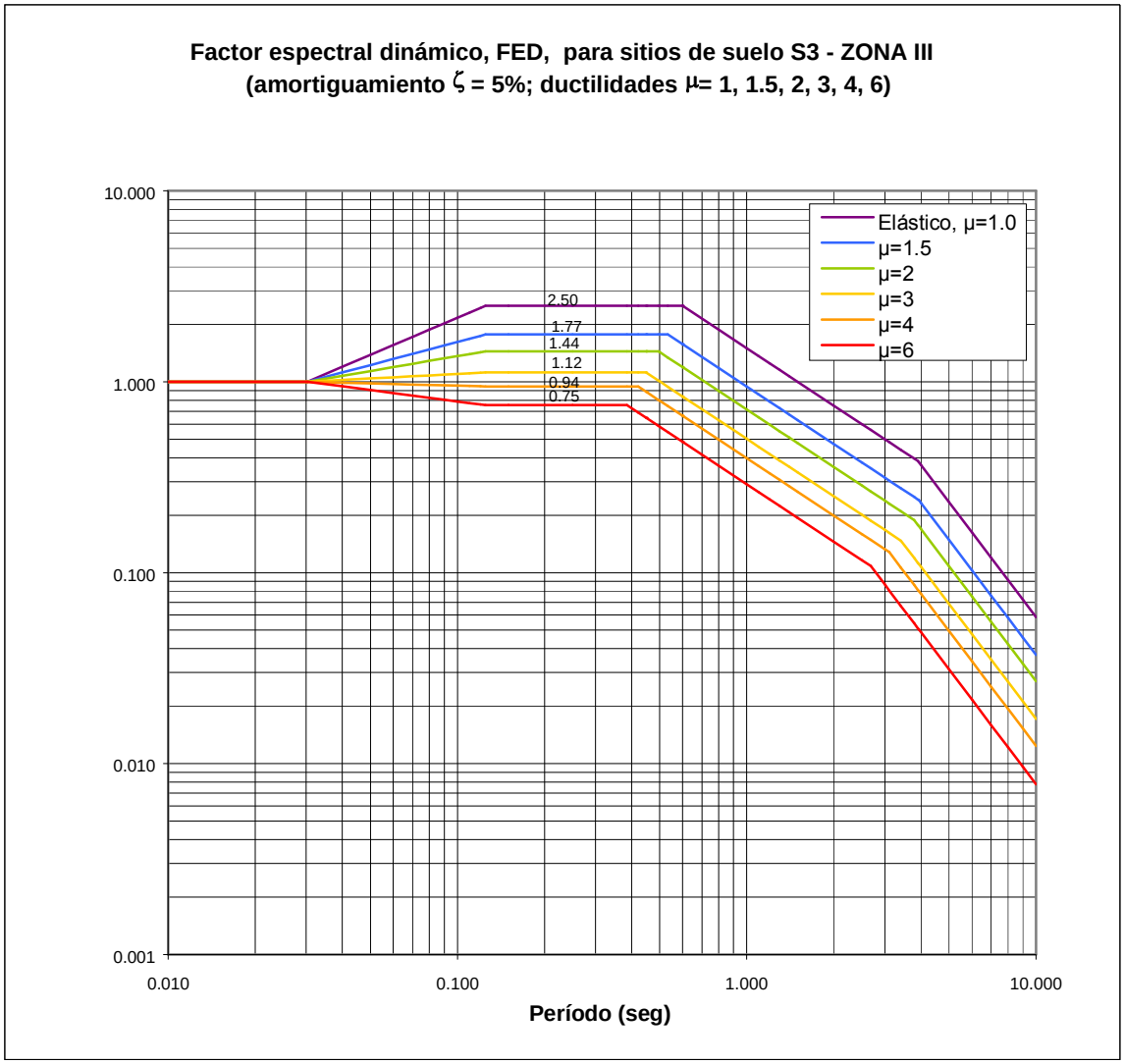
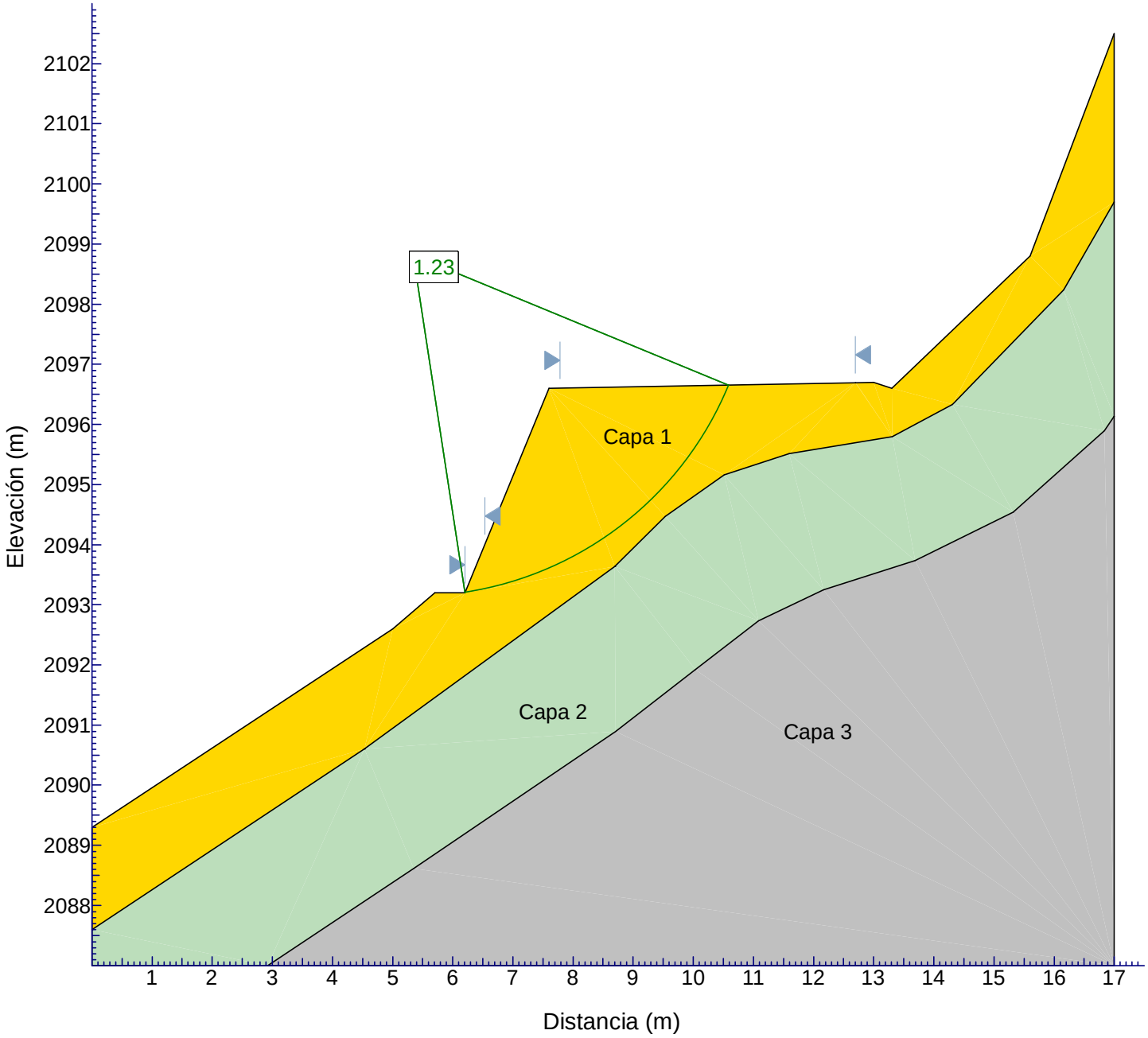


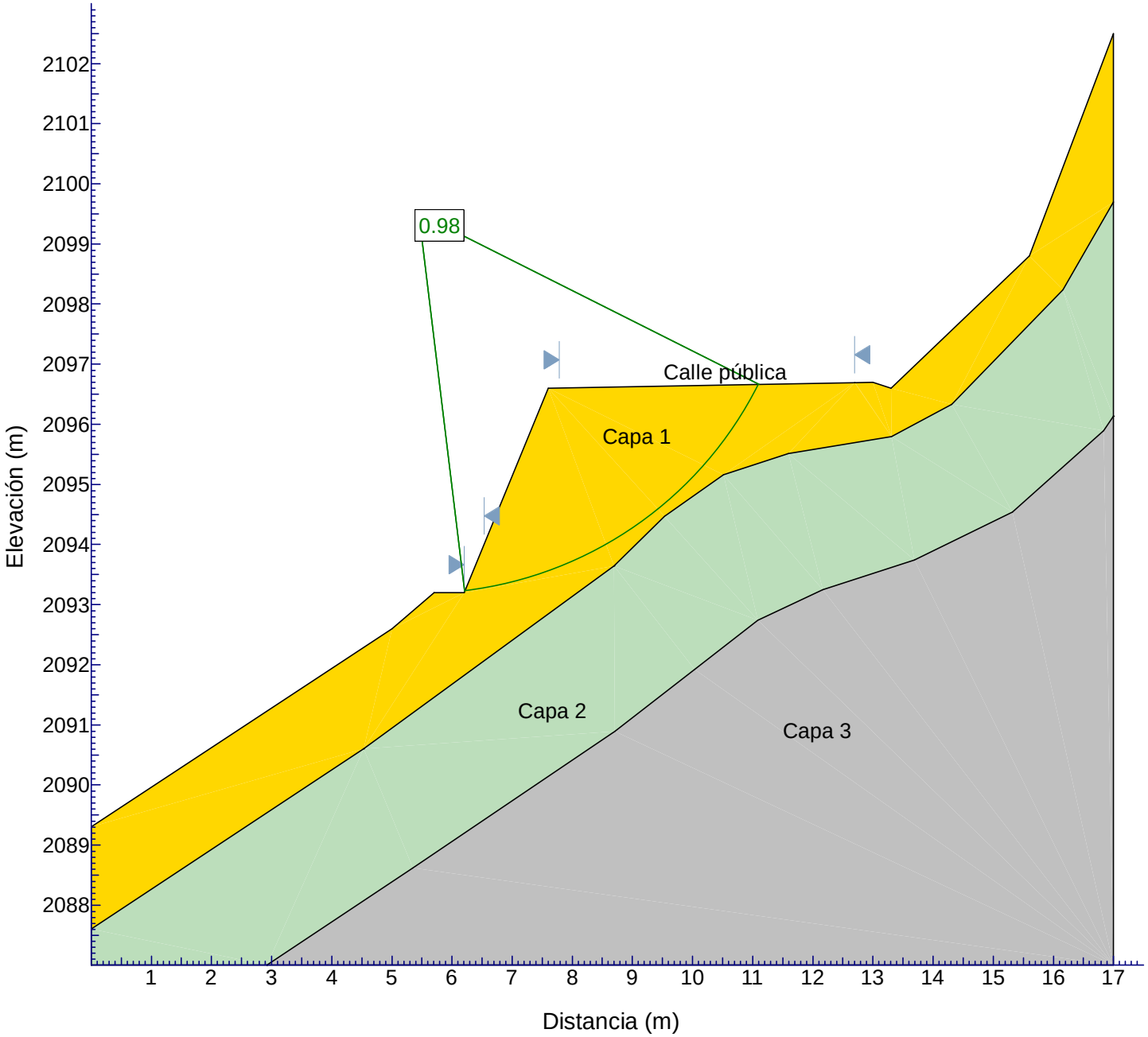
Figura 5.7. Factor espectral dinámico, FED, para sitios de suelo, S3-Zona III (amortiguamiento ζ = 5%; ductilidades μ=1, 1.5, 2, 3, 4, 6)

ANEXO D
Resumen de estabilidad de taludes

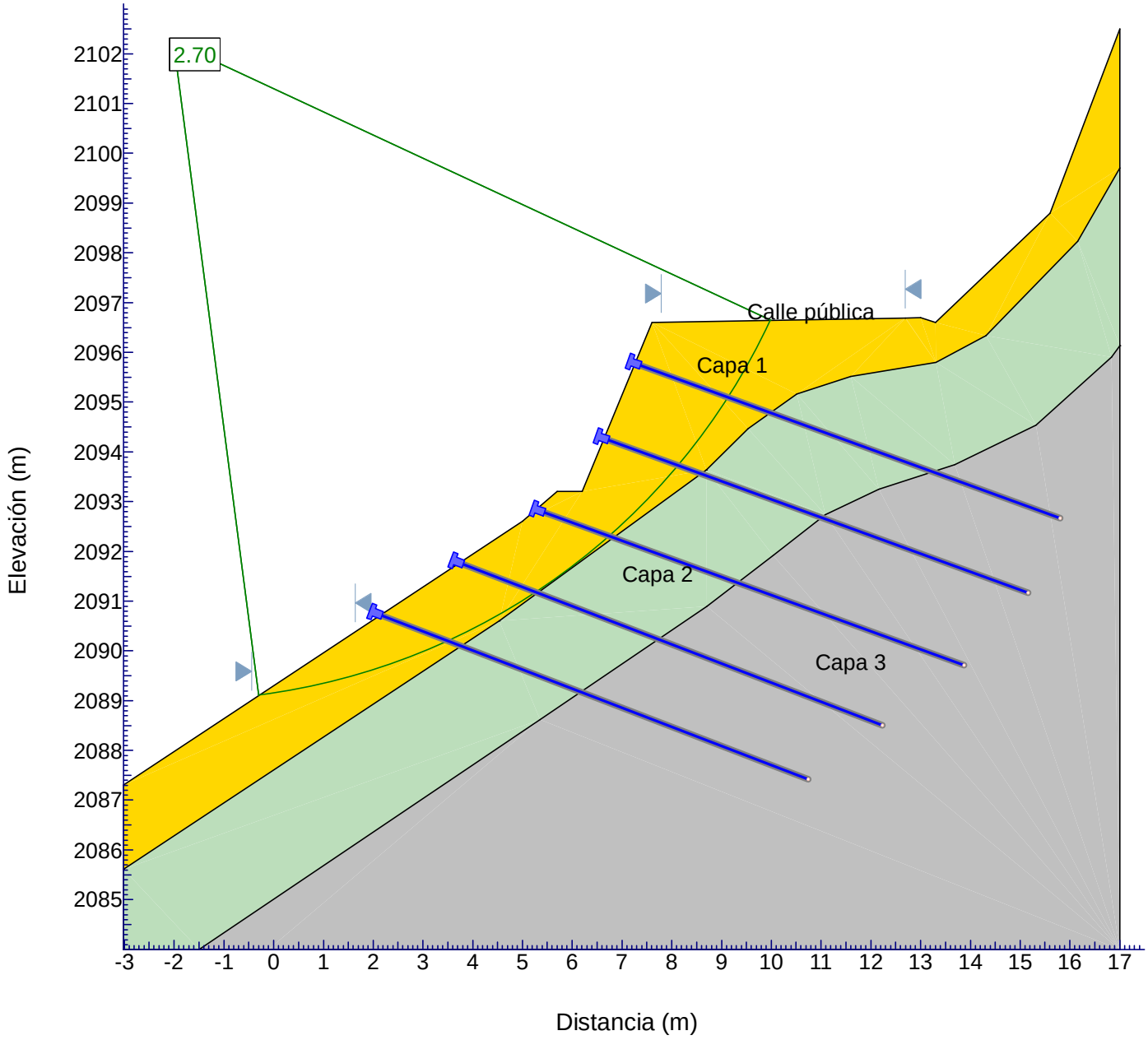
Proyecto Estabilización de talud
Estac.0+150 m, condición actual, estático



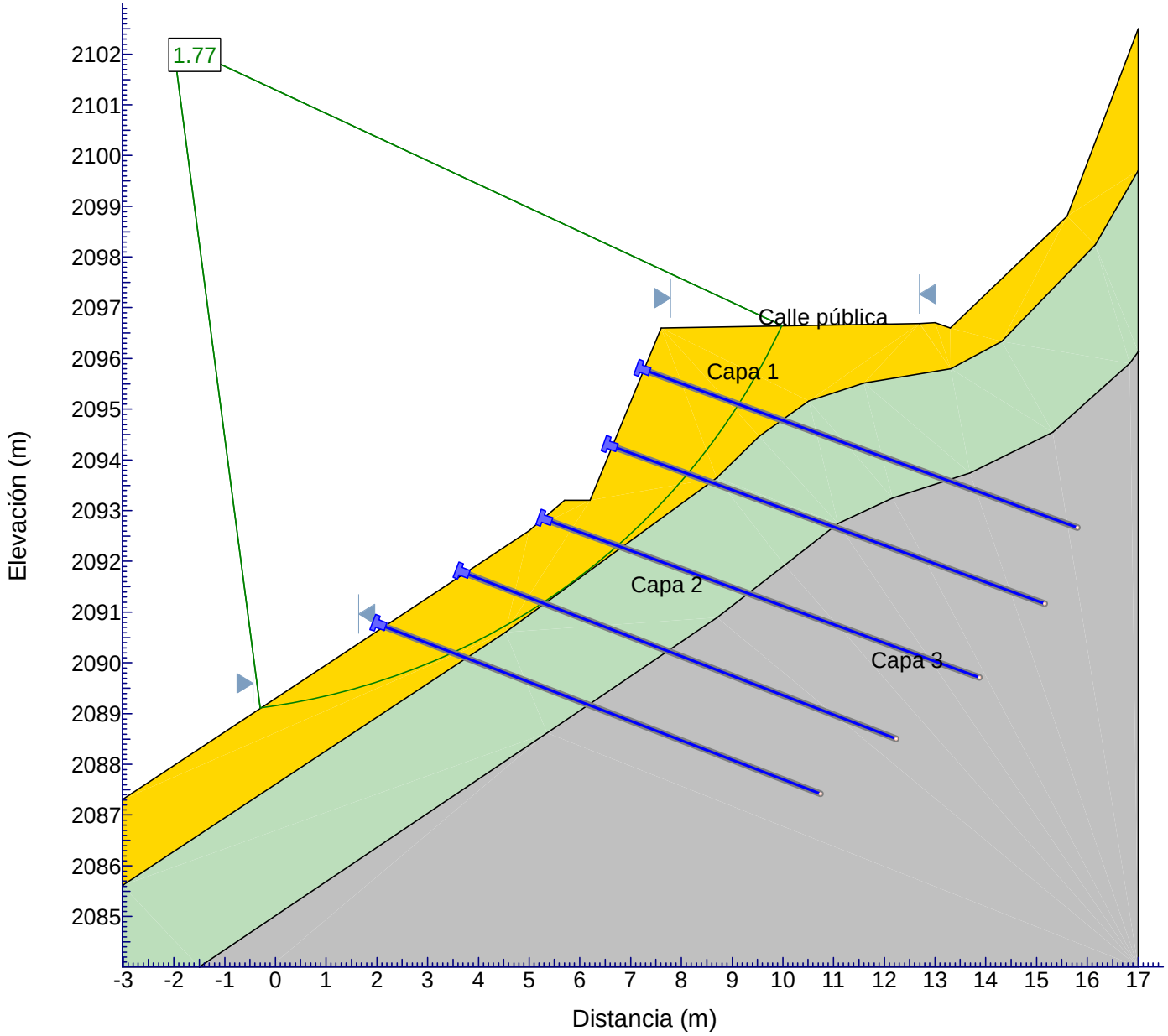
Proyecto Estabilización de talud
Estac.0+150 m, condición actual, sismo



Proyecto Estabilización de talud
Estac.0+150 m con pantalla y anclajes
Estático



Proyecto Estabilización de talud
Estac.0+150 m con pantalla y anclajes
Sismo



ANEXO E
Memoria de cálculo de pantalla de concreto

1. Resistencia del perno o anclaje

Datos :

- Varilla #8 Grado 60 f_y= 4200 kg/cm^2 (A = 5,1 cm^2)
- $L_{anclaje}$ = 9,0 m

La carga máxima en los anclajes es de T_{max} = 4,5 t (45 kN) para el anclaje de 9,0 m localizado en la parte inferior del talud (anclaje #4). Los restantes anclajes presentan cargas menores.

- $\sigma_{máx\ anclaje\ 9\ m} = \dfrac{(4{,}5\ t) \times (1000\ kg/t)}{5{,}1\ cm^2} = 882\ kg/cm^2$
- $\sigma_{máx\ anclaje\ 9\ m} = 882\ kg/cm^2$

El esfuerzo admisible de los pernos es:

- Desarrollo admisible del acero = 60% · f_y = 2520 kg/cm^2

- $\sigma_{máx} = 882\ kg/cm^2 < 60\%\ f_y = 2520\ kg/cm^2$ **OK**

2. Resistencia a la extracción

$$T_{anclaje} = \frac{(\alpha \cdot \phi_p \cdot Qs \cdot \pi \cdot L)}{FS}$$

Con =

- α = expansión del bulbo debido a la inyección
- ϕ_p = diámetro de la perforación (m)
- Q_s = Resistencia a la extracción (adherencia) en interface suelo – lechada (t/m^2)
- L = longitud del anclaje (m)
- FS = Factor de seguridad

Así para los anclajes de 9,0 m:

- α = 1,1 (según norma francesa TA-95)
- ϕ_p = 0,075 m (75 mm)
- Q_s = 4,0 t/m^2 (valor de adherencia)
- L = 9,0 m
- FS_{min} = 2 (valor propuesto por varios autores para este tipo de falla)

$$T_{extracción} = (1{,}1) \cdot (0{,}075) \cdot (4{,}0) \cdot \pi \cdot (9{,}0) = 9{,}9\ t$$

$$\Rightarrow FS = \frac{T_{extracción}}{T_{máx}} = \frac{9{,}3\ t}{4{,}5\ t} = 2{,}07 > FS_{min} = 2 \quad \textbf{OK}$$

3. Cálculo de la carga de tensión en los pernos

$T_o = T_{máx}[0,6 + 0,2 \cdot (S_{máx} - 1)]$

Con :

- $T_{máx}$ = Tensión máxima en el anclaje (t)
- $S_{máx}$ = espaciamiento máximo entre anclajes (m)

Utilizando

- $T_{máx}$ = 4,5 t (valor más crítico)
- $S_{máx}$ = 1,50 m

$T_o = 4,5 \cdot [0,6 + 0,2 \cdot (1,50 - 1)] = 3,15$ t

$T_o \approx 3,2$ t

4. Resistencia al punzonamiento de la pantalla de concreto

Según ACI 318s-08 la resistencia al punzonamiento está dada por el mínimo de los siguientes valores:

(a) $Vc = 0,53 \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'c} \cdot b_o \cdot d$ (Ec. ACI 11-31) (kg/cm^2)

(b) $Vc = 0,27 \left(\frac{\alpha s \cdot d}{b_o} + 2\right) \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'c} \cdot b_o \cdot d$ (Ec. ACI 11-32) (kg/cm^2)

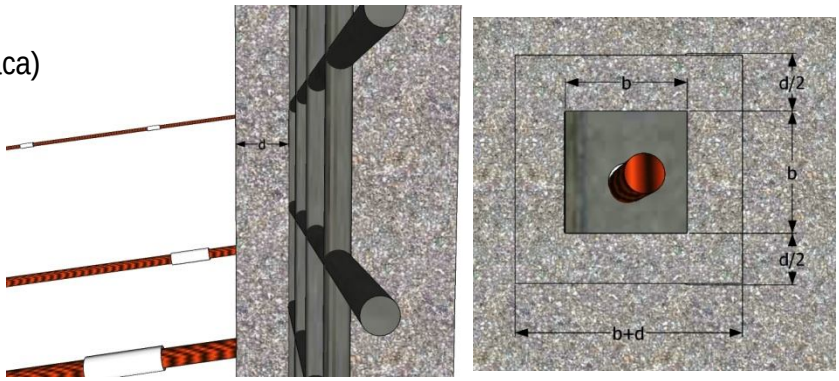
(c) $Vc = \lambda \cdot \sqrt{f'c} \cdot b_o \cdot d$ (Ec. ACI 11-33) (kg/cm^2)

Donde:

- Vc = Resistencia al cortante por punzonamiento
- f´c = resistencia a la compresión del concreto (kg/cm^2)
- d = peralte (cm)
- β = razón entre el lado corto y el lado largo
- b_o = perímetro de la placa más una distancia "d"
- α_s = constante de ubicación del elemento en la pantalla (αs =40 ubicación en el interior)
- λ = factor de corrección para peso del concreto (λ = 1 para concreto peso normal)

Con:

- b = 20 cm (ancho de la placa)
- f´c = 210 kg/cm^2
- d = 5 cm
- β = 1
- b_o = 4*(20+5)=100 cm
- αs = 40
- λ = 1



Así:

(a) $Vc = 0{,}53\,(1 + \frac{2}{1}) \cdot (1) \cdot S\overline{210} \cdot (100) \cdot (5)$ = 11 520,6 kg (11,5 t)

(b) $Vc = 0{,}27\,(\frac{40 \cdot 5}{100} + 2) \cdot (1) \cdot S\overline{210} \cdot (100) \cdot (5)$ = 7 825,3 kg (7,8 t)

(c) $Vc = (1) \cdot S\overline{210} \cdot (100) \cdot (5)$ = 7 245,7 kg (7,2 t)

$\Rightarrow Vc_{mínimo}$ = 7,2 t

Luego:

- $Vn = \phi \cdot Vc$ con $\phi = 0{,}75$
- Vn = 0,75 · (7,2 t) = 5,4 t

$\Rightarrow$ Como T_o = 3,2 t < 5,4 t **OK**

5. Refuerzo por flexión

Refuerzo: utilizando una malla electrosoldada simple de 5,3 mm @ 15 cm en ambas direcciones. Una varilla #5 uniendo todos los anclajes.

$$a_m = \frac{\pi}{4} \cdot (5{,}3)^2 \cdot \left(\frac{100}{15}\right) = 147{,}1 \text{ mm}^2/\text{cm}$$

$$a_n = (2{,}00 \text{ cm}^2) \cdot \frac{100 \text{ mm}^2}{1 \text{ cm}^2} = 200 \text{ mm}^2/\text{cm}$$

Así:

R_{FF} (KN) = 1,6 [a_m (mm^2/m) + a_n (mm^2/m)] · h (m)

R_{FF} = 1,6 [147,1 + 200,0] · 0,12

R_{FF} = 66,6 KN (6,7 t)

$$\text{Como} \quad FS = \frac{R_{FF}}{T_o} \; P \; 1{,}5 \;\Rightarrow\; \frac{6{,}7}{3{,}2} = 2{,}09 > 1{,}5 \;\; \textbf{OK}$$

Solución:

Usar malla de varilla electrosoldada de 5,30 mm de diámetro @ 15 cm y varillas #5 uniendo los puntos de anclaje horizontal y verticalmente.

6. Acero mínimo

El acero mínimo corresponde al acero por retracción y temperatura según la sección 7.12.2.1 del ACI 318s-08, así:

$$As_{mín\ ret\ y\ temp} = \rho \cdot b \cdot h$$

Donde:

- ρ = cuantía de refuerzo (0,002 para acero grado 40)
- b = ancho del vano (cm)
- h = espesor de la losa (cm)

Con:

- ρ = 0,002 para acero grado 40
- b = 100 cm
- h = 12 cm

$$As_{mín\ ret\ y\ temp} = (0{,}002) \cdot (100) \cdot (12) = 2{,}4\ cm^2 / m$$

Acero colocado

$$As_{colocado} = (0{,}53)^2 \cdot \frac{\pi}{4} \cdot \frac{100}{15} + \frac{\left[\frac{\pi}{4} \cdot (1{,}59)^2\right]}{1{,}50}$$

$$As_{colocado} = 1{,}47 + 1{,}32 = 2{,}79 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

$\Rightarrow$ Como $As_{colocado} = 2{,}79 > As_{mín\ ret\ y\ temp} = 2{,}4$ **OK** cumple y rige $As_{colocado}$

Así el diseño propuesto anteriormente cumple a cabalidad todas las solicitaciones y se recomienda como definitivo.