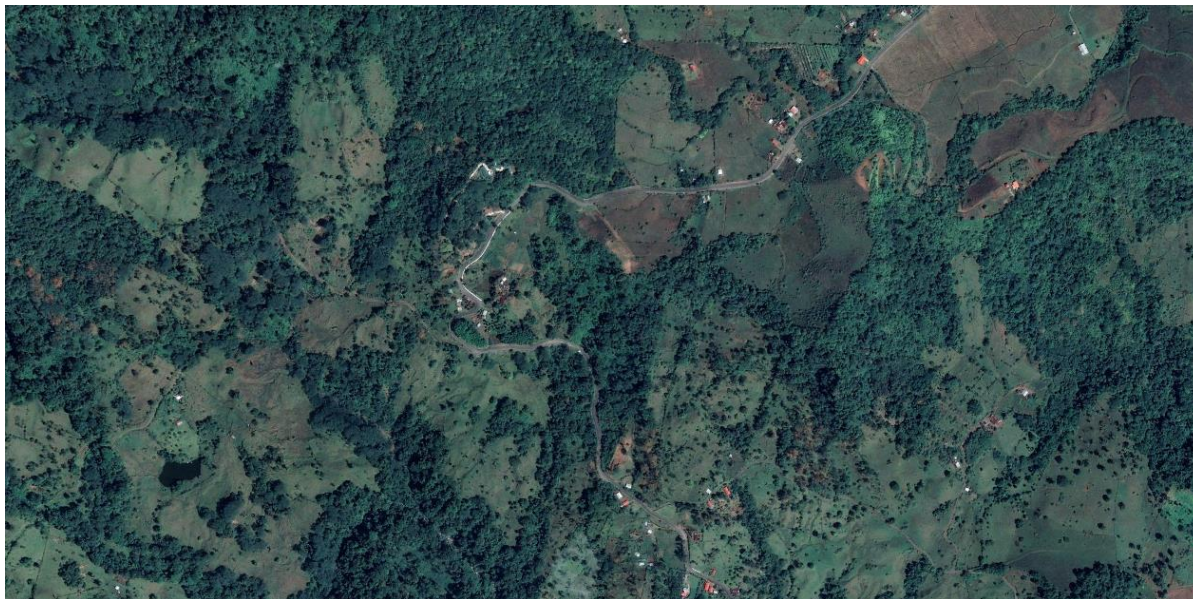


Informe final – Revisión
ESTUDIO GEOTECNICO, MURO DE RETENCIÓN, RUTA NACIONAL
415, KM 38+100

FLORIDA | SIQUIRRES | LIMÓN



Realizado por: Ing. Danilo Jiménez Ugalde
Geol. Keneth Pérez Campos
Ing. Carlos Rivera Umaña



Para: CONAVI



Enero, 2024

Documento de responsabilidad profesional

En este documento se presentan los resultados de los estudios geotécnicos y geológicos ejecutados para el diseño del muro localizado en el km 38+100 de la Ruta Nacional 415, distrito FLORIDA, cantón SIQUIRRES, provincia de LIMÓN. Este informe fue realizado por el Ing. DANILO ANDRÉS JIMÉNEZ UGALDE (IC-19214) y el Geol. KENNETH PÉREZ CAMPOS (CGCR-270).

Ing. Carlos Rivera Umaña
IC-7744

Ing. Danilo Andrés Jiménez
Ugalde
IC-19214

Geol. Kenneth Pérez
Campos
CGCR-270

Contenido

Documento de responsabilidad profesional	2
1. Introducción	5
2. Ubicación.....	5
3. Investigación realizada	6
3.1 Geología	6
3.1.1 Geología regional	6
3.1.2 Geología local.....	9
3.2 Investigación geotécnica de campo	10
3.2.1 Perforaciones	10
3.3 Investigación geotécnica de laboratorio	12
3.4 Investigación geofísica	12
3.4.1 Refracción sísmica	12
4. Análisis geotécnico	16
4.1 Modelo geotécnico	16
4.2 Capacidad de soporte	17
4.3 Asentamientos.....	17
4.4 Coeficientes sísmicos	19
4.5 Análisis de licuación	19
4.6 Estabilidad de taludes ante el deslizamiento	19
4.7 Rellenos.....	20
5. Conclusiones	22
6. Fuentes de consulta	23
ANEXOS.....	24

Índice de tablas

Tabla 1. Ubicación del sitio de proyecto.....	6
Tabla 2. Características de las perforaciones.....	11
Tabla 3. Ensayos de laboratorio ejecutados.	12
Tabla 4. Principales parámetros de las unidades que conforman el modelo geotécnico.	16
Tabla 5. Cálculo de la capacidad de soporte para la cimentación del muro.	18
Tabla 6. Coeficientes sísmicos definidos con base en los ensayos geofísicos.	19
Tabla 7. Coeficientes sísmicos definidos con base en los ensayos geofísicos.	20
Tabla 8. Coeficientes de empuje activo, pasivo y de reposo para rellenos seleccionados.	21

Índice de figuras

Figura 1. Ubicación del sitio de proyecto.	6
Figura 2. Mapa geológico regional, mostrando la ubicación del área de estudio.....	8
Figura 3. Columna estratigráfica local.	10
Figura 4. Modelo geotécnico para el muro.	16
Figura 5. Detalle del muro de suelo reforzado propuesto.	20

1. Introducción

Este informe presenta los resultados del estudio geotécnico y geológico realizados como parte de los estudios previos para el diseño del muro, ubicado en el km 38+100 de la Ruta Nacional 415 (RN 415), distrito FLORIDA, Cantón SIQUIRRES, provincia LIMÓN.

Este estudio surge de la necesidad de garantizar el paso seguro por la RN 415, debido a que el sitio fue afectado por un deslizamiento que interrumpió el paso en uno de los carriles del camino.



Fotografía 1. Fotografía aérea del estado actual del sitio de estudio.

2. Ubicación

El sitio se localiza en la Ruta Nacional 415, distrito FLORIDA, cantón SIQUIRRES, provincia LIMÓN, hoja cartográfica BONILLA, escala 1:50 000 del IGN. Las coordenadas del punto de interés en el

sistema de coordenadas CRTM 05 se muestran en la Tabla 1 y en el Figura 1 se aprecia la ubicación de dicho sitio.

Tabla 1. Ubicación del sitio de proyecto.

Este (CRTM05)	Norte (CRTM05)	Distrito	Cantón	Provincia
541 650	1 112 500	03 FLORIDA	02 SIQUIRRES	07 LIMÓN

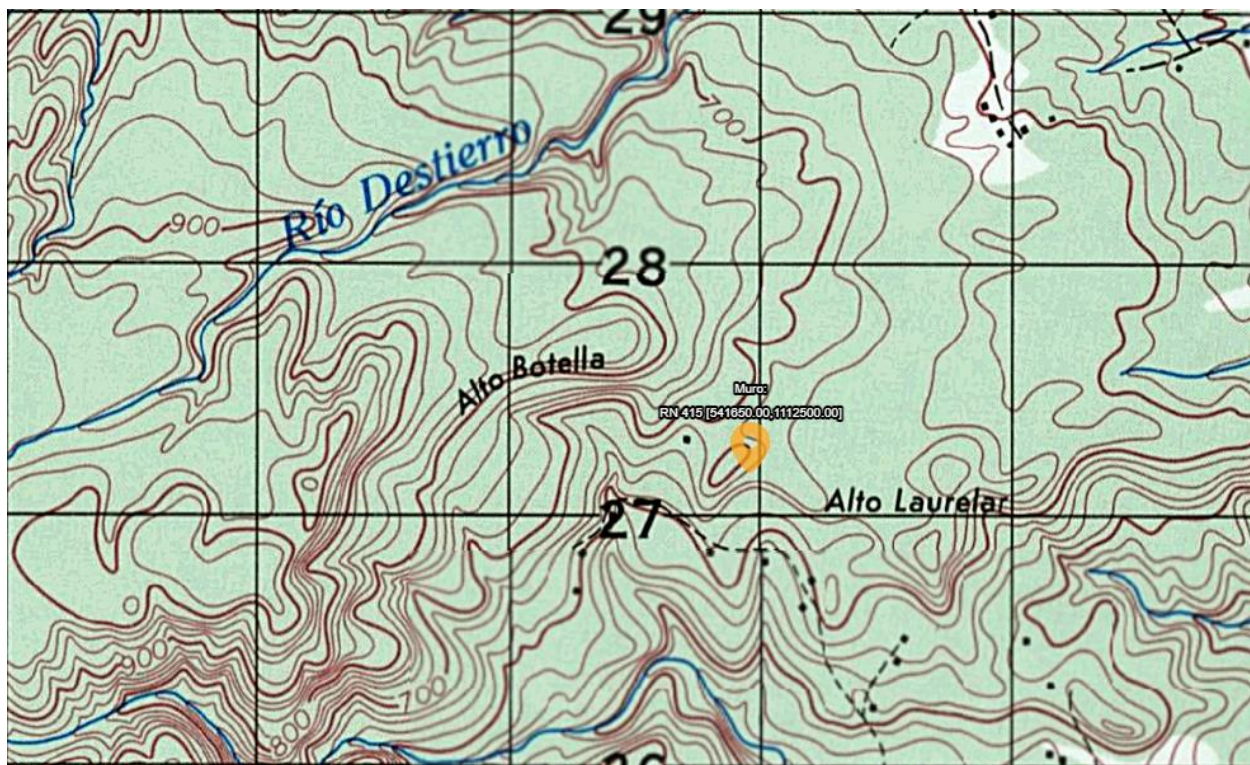


Figura 1. Ubicación del sitio de proyecto.

3. Investigación realizada

3.1 Geología

3.1.1 Geología regional

En términos generales a nivel regional o de cantón la zona circundante al área de estudio está constituida principalmente por materiales volcánicos, lavas, lahares y cenizas, sobreyaciendo a materiales sedimentarios

A continuación, se describen únicamente las dos unidades geológicas regionales de importancia o que se relacionan con lo visto para el proyecto, la ubicación espacial de las mismas se muestra en la Figura 2.

Volcanismo cuaternario calcoalcalino (Qv)

Constituida principalmente por lavas, lahares y cenizas, las lavas consisten de basaltos, andesitas basálticas, andesitas y dacitas (Kussmaul, et al., 1994), y se presentan al suroeste del cantón de Siquirres conformando el techo de la secuencia en este sector.

Su distribución cercada al área de estudio se muestra en la Figura 2

Formación Río Banano (Tm-rb)

Esta formación consiste de una parte inferior es predominantemente arenosa y rica en fósiles mientras que la parte superior contiene frecuentes intercalaciones de arcilla limo-y se enriquece en detritus vegetal y capas de carbón.

La parte inferior con un espesor de cerca de 800m está constituida por areniscas ricas en cuarzo intercaladas con limolitas y lutitas del Mioceno Medio-Superior (Campos, 1987). Intercalaciones de areniscas y limolitas, areniscas de grano grueso bioclásticas, con moluscos, gránulos de cuarzo y glauconita, areniscas finas bioturbadas intercaladas con tempestitas, (Astorga et al., 2012)

La parte superior alcanza los 900m de espesor y se compone alternancias de areniscas finas y medias con lentes de conglomerados, las areniscas gruesas con troncos de árboles carbonizados alternantes con areniscas finas laminadas, limolitas y lutitas muy ricas en restos vegetales de hojas y trazas de raíces. Las capas de carbón alcanzan de 20 cm a 2 m de espesor, (Astorga et al., 2012)

Formación Río Banano posee una edad entre Mioceno Superior hasta el Reciente (Astorga et al., 2012).

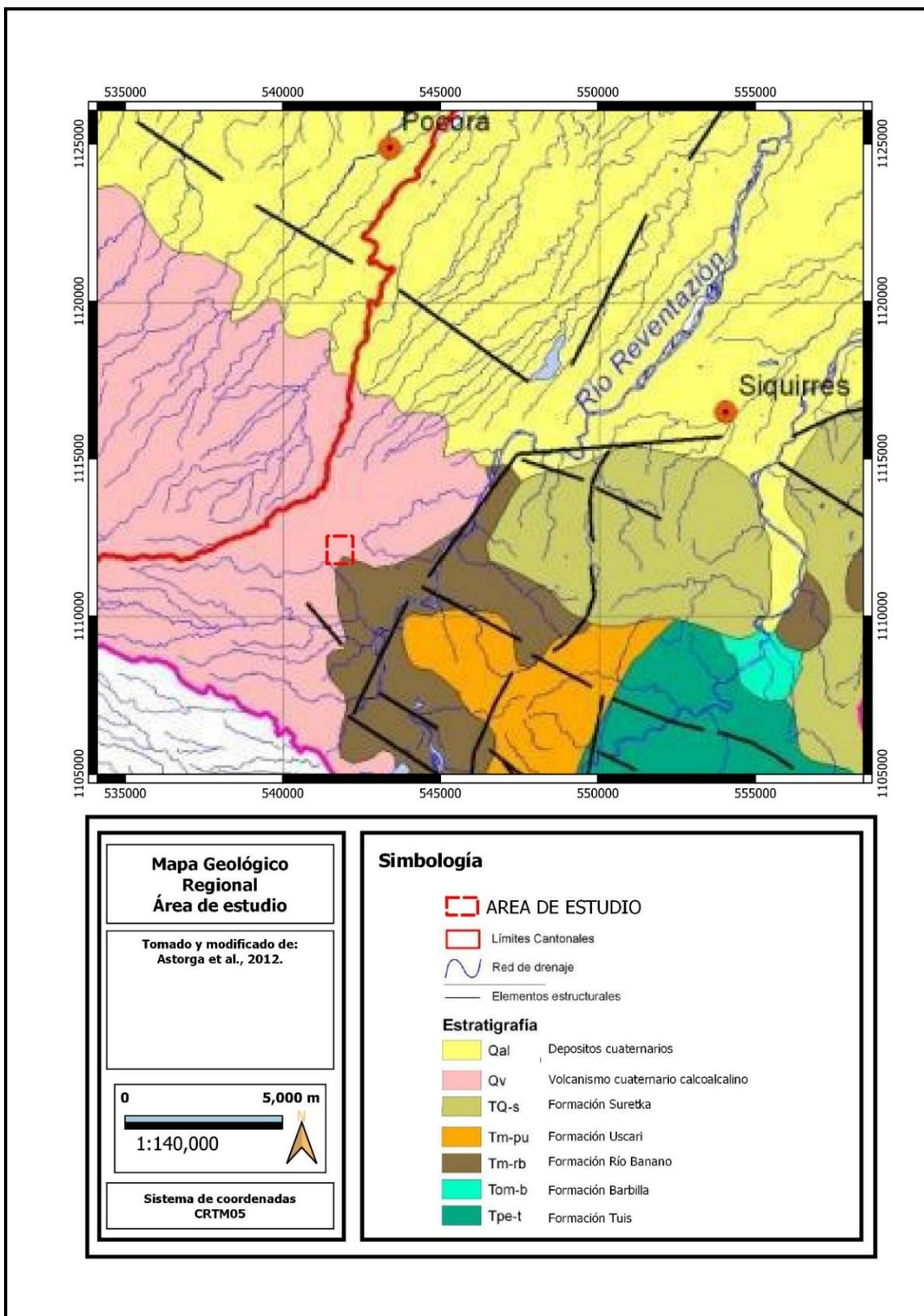


Figura 2. Mapa geológico regional, mostrando la ubicación del área de estudio.

3.1.2 Geología local

En este apartado se presenta y sintetiza la información compilada a nivel local y de posible sitio de obra de la geología observada y analizada, en donde el nivel de detalle alcanza para cartografiar las capas de suelo superficial, estas capas de suelo superficial son relevantes para los diseños geotécnicos de las obras a construir.

Con el inventario de puntos de observación geológica se han podido definir 2 unidades de materiales constituyentes, las cuales se muestran en orden cronológico o de edad, Figura 3, para hacer más fácil la correlación con la geología regional, se aplica la misma nomenclatura en la definición de las unidades según aplique el caso. A continuación, se describen cada una de las unidades definidas a nivel local.

Unidad de suelos coluvio-aluviales (Qsc)

Es la unidad más extensa dentro del área de estudio, constituida principalmente por suelos de textura aparente limo arenosa, de baja a media plasticidad, poco cohesivos y semiconsistentes hasta consistentes, de colores variados que van de tonos de color café, colorado y crema, con presencia de bloques de origen predominantemente ígneo, también los hay sedimentarios y algunos pero poco frecuentes con alteración hidrotermal, redondeados hasta angulares, la concentración o porcentaje de estos bloques es variable en cada sitio observado.

Este suelo sobreyace a la Formación Río Banano y se asocia particularmente con la mayor cantidad de inestabilidades vistas durante el trabajo de campo, formando desde desprendimientos superficiales hasta deslizamientos con mayores espesores de profundidad.

Estos suelos son de origen coluvio-aluvial, posiblemente con aportes de origen volcánico como lo son tobas e incluso lahares.

Unidad de suelos de origen volcánico (Qsv)

Principalmente constituidos por un material arenoso hasta gravoso fino, de color generalmente gris café, con estratificación centimétrica, ondulada hasta horizontal, poco plásticos, poco cohesivos, poco consistentes, se desgranar fácilmente, logran presentar bloques subangulares de origen ígneo de manera aislada en contacto flotante con la matriz.

Son muy susceptibles a formar inestabilidades, cuyo volumen y potencia estarían directamente asociados al espesor que estos posean.

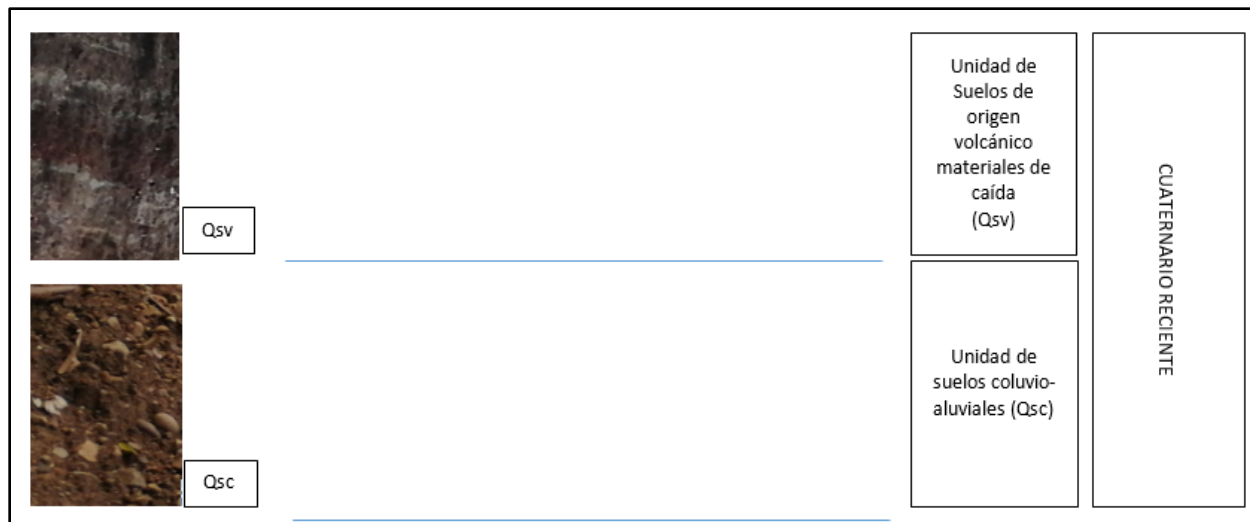


Figura 3. Columna estratigráfica local.

3.2 Investigación geotécnica de campo

Los procedimientos aplicados en las investigaciones de campo cumplen con los lineamientos establecidos en el Código de Cimentaciones de Costa Rica, Código Geotécnico de Taludes y Laderas de Costa Rica y Código Sísmico de Costa Rica, todos en su última versión, así como la legislación vigente y las mejores prácticas de la Ingeniería.

La investigación geotécnica de campo incluyó la ejecución de tres (3) perforaciones SPT (ASTM D 1586) de hasta 7.20 m de profundidad.

A continuación, se describe la metodología utilizada y se resumen los resultados obtenidos para cada uno de los ensayos realizados.

3.2.1 Perforaciones

Los sondeos se ejecutaron utilizando el ensayo de perforación estándar (SPT). Para la presente investigación se ejecutaron tres perforaciones, dos localizadas en la parte alta del talud y una en el entorno de la cimentación del muro. Las características y localización de cada una de las perforaciones se resumen en la Tabla 2.

Tabla 2. Características de las perforaciones.

Perforación	Método de perforación	Coordenadas CRTM05	Profundidad (m)	Nivel freático
SPT-01	SPT	541645.5-1112503.6	7.20	No hay
SPT-02	SPT	541644.8-1112497.3	4.95	3.60
SPT-03	SPT	541647.7-1112493.9	5.40	3.60

A continuación, se describe la metodología utilizada en el proceso de perforación.

MÉTODOLOGÍA DE TRABAJO

Ensayo de penetración estándar

La perforación por medio del ensayo de penetración estándar (SPT) fue realizada siguiendo el procedimiento descrito en la norma ASTM D 1586.

La prueba SPT consiste en hincar una tubería de acero con un muestreador, por medio de golpes aplicados utilizando una masa de 63.5 kg que cae de una altura de 0.76 m.

Durante el ensayo se hinka un muestreador en tramos de 45 cm, contabilizando el número de golpes necesarios para que el muestreador penetre cada 15 cm. El parámetro resultante del ensayo se denomina resistencia a la penetración estándar (N_{SPT}) y se obtiene sumando el número de golpes de los últimos 30 cm de cada tramo.

El ensayo se detiene al alcanzar la profundidad de interés o al presentarse el rebote (R). El rebote se alcanza al cumplirse cualquiera de las siguientes condiciones:

- 50 golpes para avanzar menos de 15 cm.
- 100 golpes para avanzar menos 45 cm.
- 10 golpes sin reportar avance.

RESULTADOS

Para cada una de las perforaciones se consignaron los siguientes datos:

- Ubicación de la perforación.
- Fecha y responsable.
- Profundidad de obtención de la muestra.

- Nivel freático.
- Clasificación y descripción del material.

En el Anexo 1 se presentan los resultados de las perforaciones SPT realizadas.

3.3 Investigación geotécnica de laboratorio

Los ensayos se ejecutaron utilizando las normas ASTM vigentes sobre muestras recuperadas en las perforaciones. En la Tabla 3 se presenta el detalle del tipo y cantidad de ensayos realizados.

Tabla 3. Ensayos de laboratorio ejecutados.

Norma	Descripción	Cantidad
ASTM D 2216	Determinación del contenido de humedad de suelo y rocas	19
ASTM D 6913	Material más fino que 0,075 mm (malla No.200) por lavado del material	1
ASTM D 4318	Límites de Atterberg	5
ASTM D 2487	Clasificación SUCS	5

3.4 Investigación geofísica

3.4.1 Refracción sísmica

La refracción sísmica fue ejecutada siguiendo el procedimiento presentado en la norma ASTM D5777. El método de refracción sísmica se basa en los siguientes supuestos:

- Según la naturaleza del terreno varía la transmisión-velocidad de propagación de las ondas elásticas.
- Los contactos entre los estratos con diferente velocidad de transmisión de las ondas sísmicas (por cambios en la densidad del medio), definen superficies de separación donde las ondas experimentan fenómenos de refracción. Esto permite determinar la profundidad a la que aparecen nuevas capas.

Según Telford (1990), la refracción consiste en generar de manera artificial ondas sísmicas que se transmiten a través de las distintas capas, de manera que una serie de receptores o geófonos son ubicados en superficie de manera colineal, estableciéndose un registro de arribos de ondas refractadas a lo largo del perfil estudiado (Figura 8).

Fue prospectado un perfil de 55 ml. En el estudio se utilizó un perfil compuesto por 12 geófonos de 4,5 Hz, con una separación entre geófonos de 5 m. Fueron utilizados 3 puntos de disparo por

cada perfil, ubicados entre los geófonos 1-2, 6-7, 11-12. Las características y localización del perfil de refracción sísmica se presentan en la Tabla 4.

Tabla 4. Características del perfil de refracción sísmica.

Perfil	Método de prospección	Coordenadas CRTM05		Longitud total	Separación entre geófonos	Offset
		Inicio (G01)	Fin (G12)			
P-01	Refracción sísmica, MASW	629178-1064736	629155-1064686	55 m	5 m	10 m

A partir de los registros sísmicos obtenidos, se construyeron los gráficos de tiempo distancia (dromocrónicas, ver Figura 9). Mediante rutinas matemáticas incorporadas en el software utilizado para la interpretación de los ensayos, se realizó la interpretación de los perfiles sísmicos, definiendo las velocidades de propagación de la onda P (onda compresional, V_p) y la profundidad de cada una de las capas que conforma el modelo geofísico del sitio.

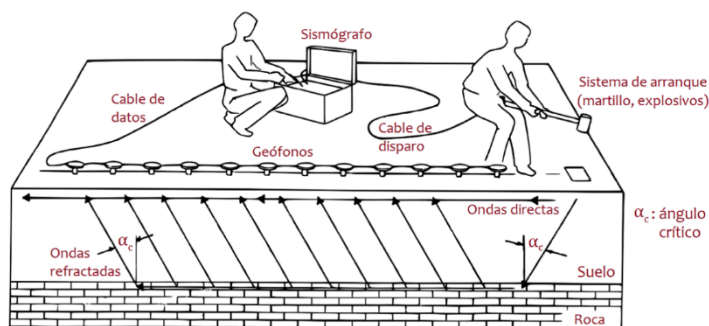


Figura 8. Forma en que las ondas sísmicas generadas por una fuente de energía mecánica, alcanzan el ángulo de refracción total desplazándose a través del contacto entre distintos tipos de materiales (en este caso suelo-roca) y como sus ondas son registradas posteriormente por los geófonos. Fuente: Arias y Mendoza (2017).

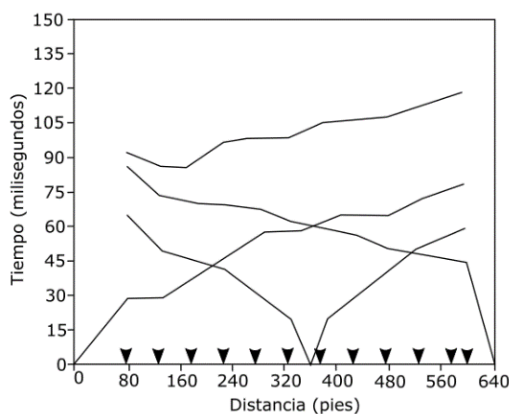


Figura 9. Dromocrónicas. Fuente: Adaptado de ASTM D5777.

3.4.2 Análisis multicanal de ondas superficiales (MASW)

El ensayo MASW es un método que consiste en la interpretación de las ondas superficiales (Ondas Rayleigh) de un registro en arreglo multicanal, generadas por una fuente de energía impulsiva en puntos localizados a distancias predeterminadas a lo largo de un eje sobre la superficie del terreno, obteniéndose el perfil de velocidades de ondas de corte (V_s) para el punto central de dicha línea.

En este método, la interpretación de los registros consiste en obtener de ellos una curva de dispersión de la velocidad de fase (c) vs la frecuencia (f). Luego, el perfil de velocidad de onda de corte (V_s) se calcula utilizando un proceso iterativo que requiere la inversión no lineal de los datos de la curva de dispersión.

El método MASW estima que, a partir de la curva de dispersión, el perfil de velocidad de onda de corte (V_s) del terreno es construido mediante una simple transformación. Esta transformación estima que la longitud de onda (λ) se calcula a partir de la frecuencia (f) y la velocidad de fase (c) (Ecuación 1).

A continuación, la profundidad (D) se define como $1/3$ de la longitud de onda y la velocidad de onda de corte (V_s) a dicha profundidad es b veces la velocidad de fase medida c , donde b es un coeficiente que cambia ligeramente con la frecuencia y se basa en un semi-espacio homogéneo. Se grafica el esquema V_s (m/s) vs Profundidad (m).

$$\lambda = c/f \quad \text{Ecuación 1}$$

$$D = \lambda/3 \quad \text{Ecuación 2}$$

$$V_s = b \cdot c \quad \text{Ecuación 3}$$

Dónde: λ = Longitud de onda, c = Velocidad de fase, f = Frecuencia, D = Profundidad, V_s = Velocidad de la onda de corte y b = parámetro con valor entre 1.05 a 1.11.

Es importante indicar que la forma de la curva de dispersión está fuertemente relacionada a la variación de la rigidez con la profundidad. Por lo tanto, el método MASW tiene la capacidad de identificar estratos más blandos entre estratos rígidos.

Esta técnica se ha venido utilizando con bastante frecuencia en la exploración geotécnica para la cimentación de edificaciones y constituye una alternativa económica para la evaluación de los parámetros elásticos del suelo de cimentación.

Fue ejecutado un MASW 1D utilizando el mismo dispositivo empleado para realizar el perfil de refracción sísmica.

4. Análisis geotécnico

4.1 Modelo geotécnico

De acuerdo con la investigación realizada, se identificaron dos unidades geotécnicas representativas (ver Figura 4), las cuales se describen a continuación:

- **UG-01:** Suelo de consistencia blanda a media.
- **UG-02:** Suelo de consistencia rígida a dura.

El nivel freático se identificó en las perforaciones SPT-01 y SPT-03 a una profundidad de 3,60 m.

En la Tabla 4 se presenta un resumen de los principales parámetros de las unidades geotécnicas, los cuales se utilizaron como base de los análisis presentados en este informe.

Tabla 4. Principales parámetros de las unidades que conforman el modelo geotécnico.

Unidad Geotécnica	Peso volumétrico saturado, γ_{sat} (kN/m ³)	Ángulo de fricción efectiva, ϕ' (grados)	Cohesión efectiva, c' (kPa)
UG-01	16	10	20
UG-02	18	30	30

Nota: Los parámetros de fueron inferidos con base en los valores de número de golpe del ensayo SPT (ver Anexo 1 y 4) y los ensayos geofísicos (ver Anexo 3).

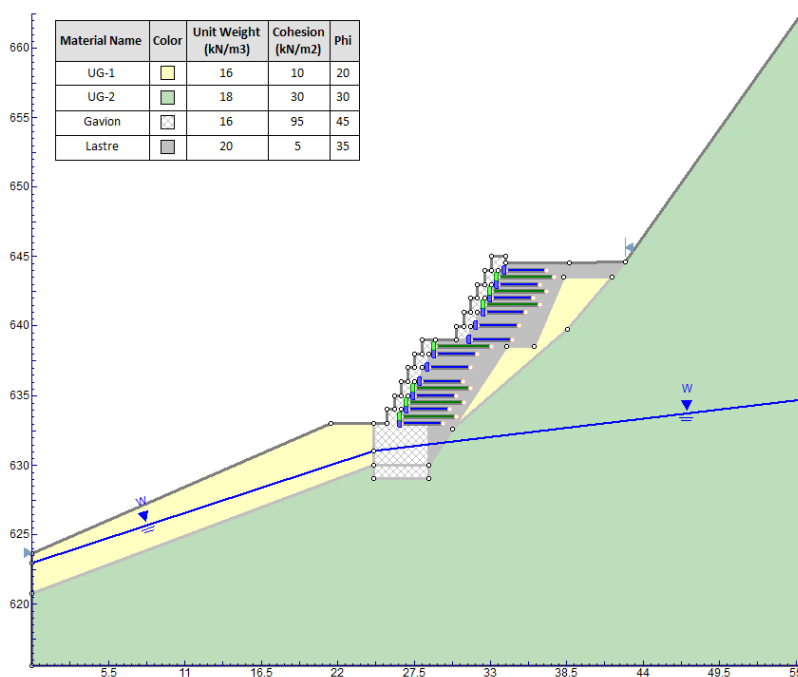


Figura 4. Modelo geotécnico para el muro.

4.2 Capacidad de soporte

El análisis de la capacidad de soporte de la cimentación se realizó utilizando la teoría recomendada en el Código de Cimentaciones de Costa Rica (ACG, 2009), específicamente la metodología descrita en el apartado 4.2.1 "Estimación de la capacidad de soporte".

Para el cálculo de la capacidad de carga se consideró una cimentación de tipo superficial, desplantada sobre la UG-02.

Con base en lo anterior y asumiendo el desplante del muro directamente sobre la UG-02, correspondiente con en el nivel 629.00, se tiene que la capacidad de soporte admisible ($FS=3$) superior de 318 kPa, considerando un ancho de la cimentación $B = 4.0$ m y un desplante $D_f = 3.0$ m (Tabla 5).

4.3 Asentamientos

Con base en las características geomecánicas de los materiales presentes en el área de estudio, se estima que los asentamientos probables se generarán durante la etapa de construcción (asentamientos elásticos, de tipo instantáneo). Adicionalmente, no se prevén asentamientos por consolidación.

Tabla 5. Cálculo de la capacidad de soporte para la cimentación del muro.

Cálculo de capacidad de soporte para cimentación muro de gaviones		
Parámetros de entrada		Valor
Elevación del desplante	(m)	629.00
Nivel de desplante	D_f (m)	3.00
Ángulo de fricción efectiva reducido	ϕ' (grados)	30.00
Cohesión efectiva reducida	c' (kPa)	15.00
Peso volumétrico del suelo por arriba del nivel de desplante	γ_1 (kN/m ³)	16.00
Peso volumétrico del suelo por abajo del nivel de desplante	γ_2 (kN/m ³)	18.00
Factores de capacidad de carga según Meyerhof	N_γ	22.40
	N_c	30.14
	N_q	18.40

Ancho de la cimentación, B (m)	Capacidad de soporte última, q_{ult} (kPa)	Capacidad de soporte admisible, q_{adm} (kPa)				Esfuerzo máximo, $q_{u\ max}$ (kPa)			
		FS=3.00	FS=2.50	FS=2.00	FS=1.60	$\Phi=0.50$	$\Phi=0.60$	$\Phi=0.66$	$\Phi=0.85$
4.00	954.20	318.07	381.68	477.10	596.38	477.10	572.52	629.77	811.07

Sección utilizada en el análisis de la capacidad de soporte:

Material Name	Color	Unit Weight (kN/m³)	cohesion (kN/m²)	phi
soil 1	13	16	15	30
soil 2	13	18	15	30
soil 3	13	18	15	30
soil 4	13	18	15	30

4.4 Coeficientes sísmicos

Con base en los resultados obtenidos en los ensayos de campo y la zonificación sísmica para Costa Rica (CFIA, 2010), fue definido el tipo de sitio de cimentación siguiendo metodología propuesta en CFIA (2010). Con base en lo anterior, se presentan en la Tabla 6 la zonificación sísmica, tipo de sitio y la aceleración pico efectiva (a_{ef}) según CFIA (2010) y el coeficiente pseudoestático según ACG (2015).

Tabla 6. Coeficientes sísmicos definidos con base en los ensayos geofísicos.

Parámetro	Zona sísmica	Tipo de sitio	a_{ef}	k_h
Fuente	CFIA (2010, 2013)		CFIA (2010)	ACG (2015)
Valoración	III	S_3	0,360	0,200

4.5 Análisis de licuación

El fenómeno de licuación ocurre normalmente en presencia de arenas limpias o limos arenosos no plásticos, de compacidad suelta y con niveles freáticos altos, además de una determinada condición sísmica. La licuación provoca que la estructura del material se distorsione, causando el colapso de los paquetes de granos y aumentando la presión de poros hasta anular los esfuerzos efectivos. Por lo general, el fenómeno de licuación no se presenta por debajo de los 15 m de profundidad (González, 2002).

Con base en los criterios geológicos y geomorfológicos presentados en el apartado 8.1.4.1 del CCCR (2009), y los resultados de los ensayos de laboratorio, se considera despreciable la amenaza por el fenómeno de licuación.

4.6 Estabilidad de taludes ante el deslizamiento

Con base en el modelo geotécnico, fue calculado el factor de seguridad ante el deslizamiento en condición estática (con una sobre carga de 20 kN/m) y pseudoestática ($k_h=0.20$).

La zona de estudio presenta una topografía quebrada, por lo que se propone utilizar un muro de suelo reforzado para cumplir con los factores de seguridad mínimos requeridos para garantizar la estabilidad de la ladera ante el deslizamiento.

Para la condición analizada, incluyen el soporte brindado por el muro propuesto (ver Figura 5) se presentan factor de seguridad mayores a los recomendados en la normativa geotécnica nacional

vigente, donde se sugiere un FS mayor de 1.20 en condición estática y mayor de 1.00 para condición pseudoestática (ver Anexo 2):

Tabla 7. Coeficientes sísmicos definidos con base en los ensayos geofísicos.

Condición analizada	FS calculado
Estática	1.34
Sismo ($k=0.20$)	1.08

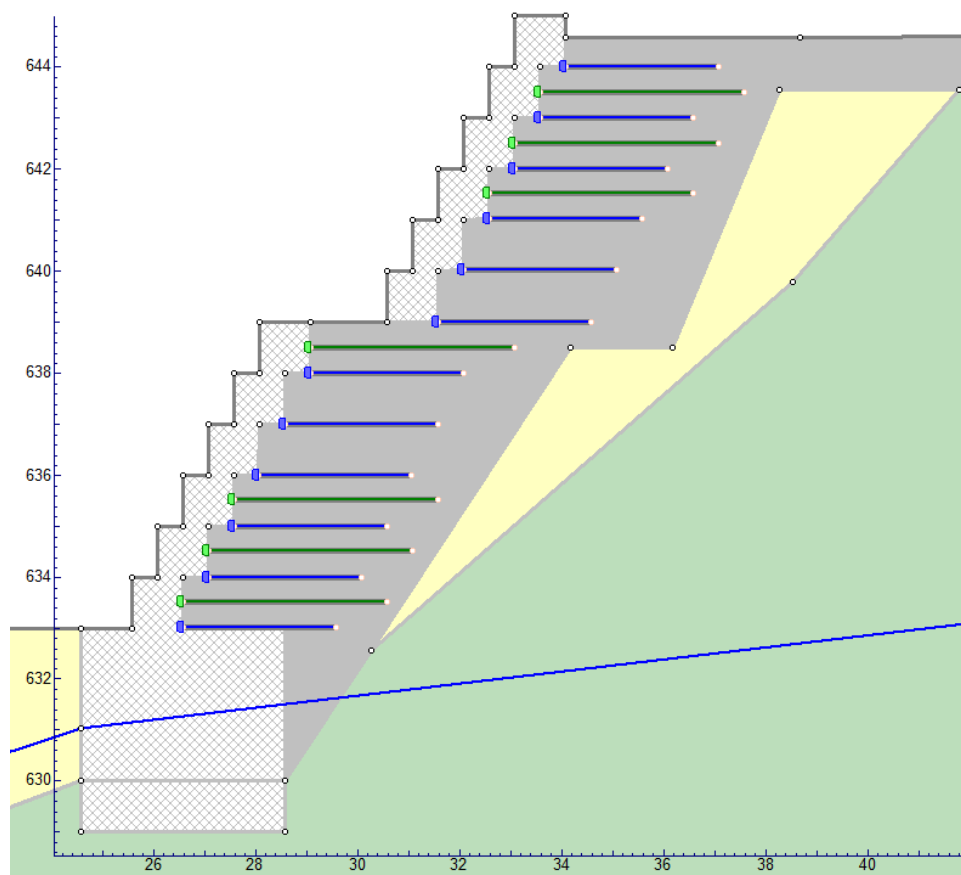


Figura 5. Detalle del muro de suelo reforzado propuesto.

4.7 Rellenos

Los agregados que se utilicen en rellenos del muro de suelo reforzado deben cumplir con el apartado de aproximación deben estar constituidos por partículas duras y durables, fragmentos de piedra triturada, escoria o grava triturada y no deben contener partículas elongadas, raíces y restos vegetales. Además, deben cumplir con lo siguiente:

- Abrasión de los Ángeles (AASHTO T96): máximo 50%.
- Índice de durabilidad (Agregado grueso) (AASHTO T210): 35 min.
- Índice de durabilidad (Agregado fino) (AASHTO T210): 35 min.
- Caras fracturadas (ASTM D 5821): mínimo 50%.
- Libre de materia orgánica, grumos y arcillas.
- Índice plástico menor de 4.

La granulometría de los agregados se debe obtener quebrando, tamizando y mezclando si es necesario. El agregado fino, material que pasa la malla 4,75 mm, debe consistir en arena natural o quebrada, y partículas minerales finas.

Los rellenos deben ejecutarse con procesos controlados de compactación, en capas de máximo 20 cm y alcanzar un 95% del Proctor Modificado.

Los coeficientes de empuje para el material de relleno de aproximación se estimaron a partir del método propuesto por Rankine. Los valores de estos coeficientes se presentan en la Tabla 8.

Tabla 8. Coeficientes de empuje activo, pasivo y de reposo para rellenos seleccionados.

ϕ (grados)	K_a	K_p	K_o
35	0.27	3.69	0.40

5. Conclusiones


- El modelo geotécnico está compuesto por dos unidades geotécnicas: UG-01 Suelo de consistencia blanda a media, UG-02 Suelo de consistencia rígida a dura.
- El nivel freático fue identificado en las perforaciones SPT-01 y SPT-03 a una profundidad de 3.60 m.
- Se recomienda cimentar la estructura del muro al nivel 629.00. Se debe verificar durante la construcción que la estructura sea cimentada sobre materiales correlacionables con la UG-02.
- La capacidad de carga admisible ($FS=3$) calculada al nivel de desplante del muro es de 318 kPa.
- Siguiendo las recomendaciones de este informe, no se esperan problemas de asentamientos por consolidación o debido al efecto de la licuación del terreno.
- El sitio estudiado presenta problemas de estabilidad de laderas a nivel regional. No se descarta que se puedan presentar movimientos de masa a nivel regional que puedan afectar la estructura del muro durante la vida útil de la obra.
- Considerando que el sitio de emplazamiento del muro presenta problemas de estabilidad a nivel regional, el tipo de muro propuesto se considera idóneo para realizar la estabilización en el punto estudiado, tomando en cuenta que la estructura planteada es de tipo flexible.
- Se deben desarrollar las medidas de estabilización propuestas en este informe para garantizar el adecuado desempeño del talud analizado. Estas medidas incluyen la construcción de un muro de suelo reforzado con cara de gavión, una base en gavión, refuerzos adicionales con geomalla y drenaje utilizando geocompuesto.
- Se deben considerar obras adicionales para el manejo de la escorrentía superficial, tales como la construcción de cunetas y cortes de agua a lo largo del camino. Se debe garantizar que en cualquier corte de aguas se construyan cabezales y estructuras de disipación para garantizar el adecuado desempeño de las obras y el talud.

6. Fuentes de consulta

Asociación Costarricense de Geotecnia (ACG). 2009. Código de Cimentaciones de Costa Rica. Cartago, Costa Rica: Editorial Tecnológica de Costa Rica.

ACG. 2015. Código Geotécnico de Taludes y Laderas de Costa Rica. Cartago, Costa Rica: Editorial Tecnológica de Costa Rica.

Colegio Federado de Ingenieros y de Arquitectos de Costa Rica (CFIA). 2010. Código Sísmico de Costa Rica. 4ta edición, editorial Tecnológica de Costa Rica.

		Fecha: 14/9/2022 Cliente: IRSSA Proyecto: Muro de gaviones	
ENSAYO: PENETRACIÓN ESTÁNDAR (SPT) ASTM D-1586			
Perforación: SPT-01		Ubicación: RN415, Alegría, Siquirres, Limón	
Prof. Total: 7.20 m		Técnico: M. Barr	
Nivel de terreno: - msnm		Observaciones:	
Coordenadas X: 541645			
Coordenadas Y: 1112503			

INTERVALO (m)	M	Prof. (cm.)			N	N SPT	%w	Pas200	LL	IP	SUCS	DESCRIPCIÓN VISUAL DEL SUELO
		15	30	45								
0.00 - 0.45	1	14	15	17	32	N=32						0.00 - 0.45: Relleno de lastre. Color gris. Bloques de hasta 25 mm.
0.45 - 0.90	2	10	5	5	10	N=10	18.1					0.45 - 5.85: Limo arenoso. Color café rojizo. Presenta algunas pintas amarillentas y bloques alterados de hasta 12.5 mm. Plasticidad baja.
0.90 - 1.35	3	3	3	3	6	N=6		49	6	ML		
1.35 - 1.80	4	5	5	7	12	N=12	54.1					
1.80 - 2.25	5	1	1	2	3	N=3						
2.25 - 2.70	6	2	2	4	6	N=6	62.5					
2.70 - 3.15	7	4	4	4	8	N=8						
3.15 - 3.60	8	4	5	7	12	N=12	62.2					
3.60 - 4.05	9	3	6	6	12	N=12						
4.05 - 4.50	10	5	6	7	13	N=13	49.5					
4.50 - 4.95	11	6	6	8	14	N=14						
4.95 - 5.40	12	8	8	9	17	N=17	41.7					
5.40 - 5.85	13	7	10	9	19	N=19						
5.85 - 6.30	14	9	9	11	20	N=20	41.4					5.85 - 7.20: Limo arenoso. Color café amarillento. Presenta bloques alterados de hasta 12.5 mm. Plasticidad baja.
6.30 - 6.75	15	14	15	18	33	N=33	51.4					
6.75 - 7.20	16	18	25		25	N=25	39.7					

N.F. = 3.60 m

Simbología:
 N: Valor N de SPT NF: Nivel freático M = Identificación de muestra Pas200: Pasando malla No. 200 LL: Límite líquido IP: Índice de plasticidad SUCS: Clasificación unificada de suelos.



Fecha: 15/9/2022
Cliente: IRSSA
Proyecto: Muro de gaviones

ENSAYO: PENETRACIÓN ESTÁNDAR (SPT) ASTM D-1586

Perforación: SPT-02

Ubicación: RN415, Alegría, Siquirres, Limón

Prof. Total: 4.95 m

Técnico: M. Barr

Nivel de terreno: - msnm

Observaciones:

Coordenadas X: 541645

Coordenadas Y: 1112497

INTERVALO (m)	M	Prof. (cm.)			N	N SPT	%w	Pas200	LL	IP	SUCS	DESCRIPCIÓN VISUAL DEL SUELO
		15	30	45								
0.00	0.45	1	1	1	2	N=2						0.00 - 0.90: Limo arenoso. Color café oscuro. Presenta algunas pintas negras. Plasticidad baja.
0.45	0.90	2	1	1	2	N=2	78.3					
0.90	1.35	3	1	1	2	N=2						
1.35	1.80	4	6	5	8	N=8	25.2					0.90 - 2.70: Limo arenoso. Color café grisáceo. Presenta algunas pintas amarillentas y bloques alterados de hasta 12.5 mm. Plasticidad baja.
1.80	2.25	5	3	3	7	N=7			NP	NP	ML	
2.25	2.70	6	4	4	8	N=8	37.1					
2.70	3.15	7	2	2	6	N=6						
3.15	3.60	8	4	6	13	N=13	52.4		49	9	ML	
3.60	4.05	9	2	2	4	N=4						
4.05	4.50	10	2	3	6	N=6	53.1					
4.50	4.95	11	12	15	25	N=25						
N.F. = No identificado												

Simbología:

N: Valor N de SPT NF: Nivel freático M = Identificación de muestra Pas200: Pasando malla No. 200 LL: Límite líquido IP: Índice de plasticidad SUCS: Clasificación unificada de suelos.



Fecha: 15/9/2022
Cliente: IRSSA
Proyecto: Muro de gaviones

ENSAYO: PENETRACIÓN ESTÁNDAR (SPT) ASTM D-1586

Perforación: SPT-03

Ubicación: RN415, Alegría, Siquirres, Limón

Prof. Total: 5.40 m

Técnico: M. Barr

Nivel de terreno: - msnm

Observaciones:

Coordenadas X: 541648

Coordenadas Y: 1112494

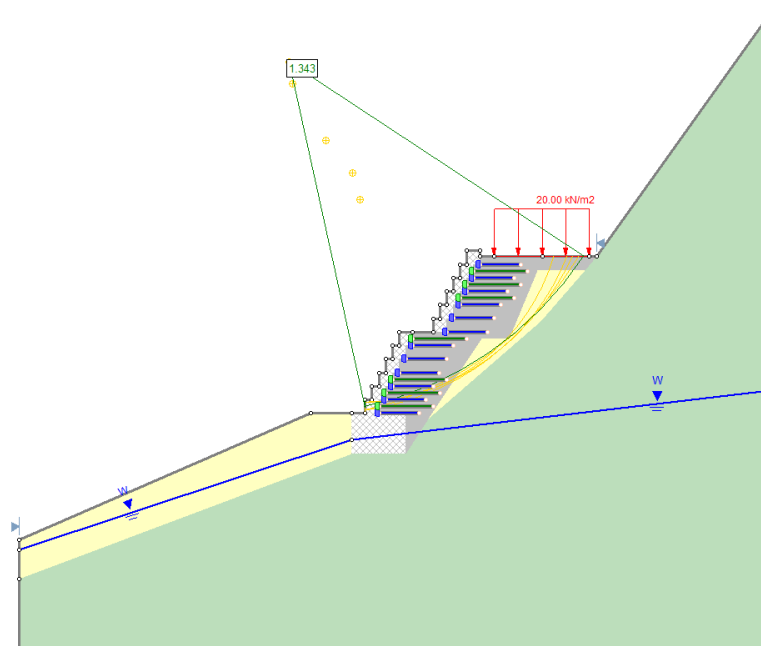
INTERVALO (m)	M	Prof. (cm.)			N	N SPT	%w	Pas200	LL	IP	SUCS	DESCRIPCIÓN VISUAL DEL SUELO
		15	30	45								
0.00	0.45	1	1	1	2	N=2						0.00 - 0.90: Limo arenoso. Color café grisáceo. Presenta algunos bloques alterados de hasta 12.5 mm. Plasticidad baja.
0.45	0.90	2	1	1	2	N=2	54.7		NP	NP	ML	
0.90	1.35	3	1	1	2	N=2						
1.35	1.80	4	1	2	4	N=4	63.1					0.90 - 5.40: Limo arenoso. Color café rojizo. Presenta pintas amarillentas y bloques alterados de hasta 12.5 mm. Plasticidad baja.
1.80	2.25	5	1	1	3	N=3						
2.25	2.70	6	1	1	4	N=4	60.5					
2.70	3.15	7	4	4	10	N=10						
3.15	3.60	8	6	6	14	N=14	50.9					
3.60	4.05	9	4	4	13	N=13			49	5	ML	
4.05	4.50	10	3	5	17	N=17	69.2					
4.50	4.95	11	2	3	7	N=7						
4.95	5.40	12	6	7	17	N=17	58.3					
												N.F. = 3.60 m

Simbología:

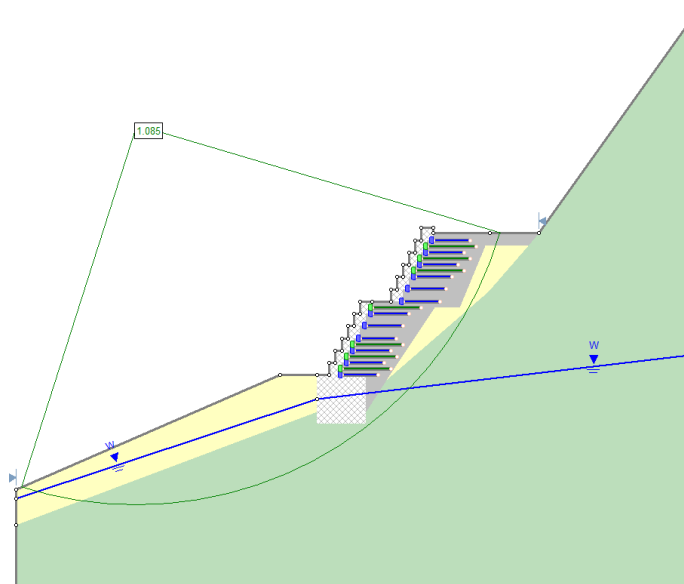
N: Valor N de SPT NF: Nivel freático M = Identificación de muestra Pas200: Pasando malla No. 200 LL: Límite líquido IP: Índice de plasticidad SUCS: Clasificación unificada de suelos.



Perforación SPT-01, SPT -02 y SPT-03

Anexo 2. Resultados de los análisis de estabilidad

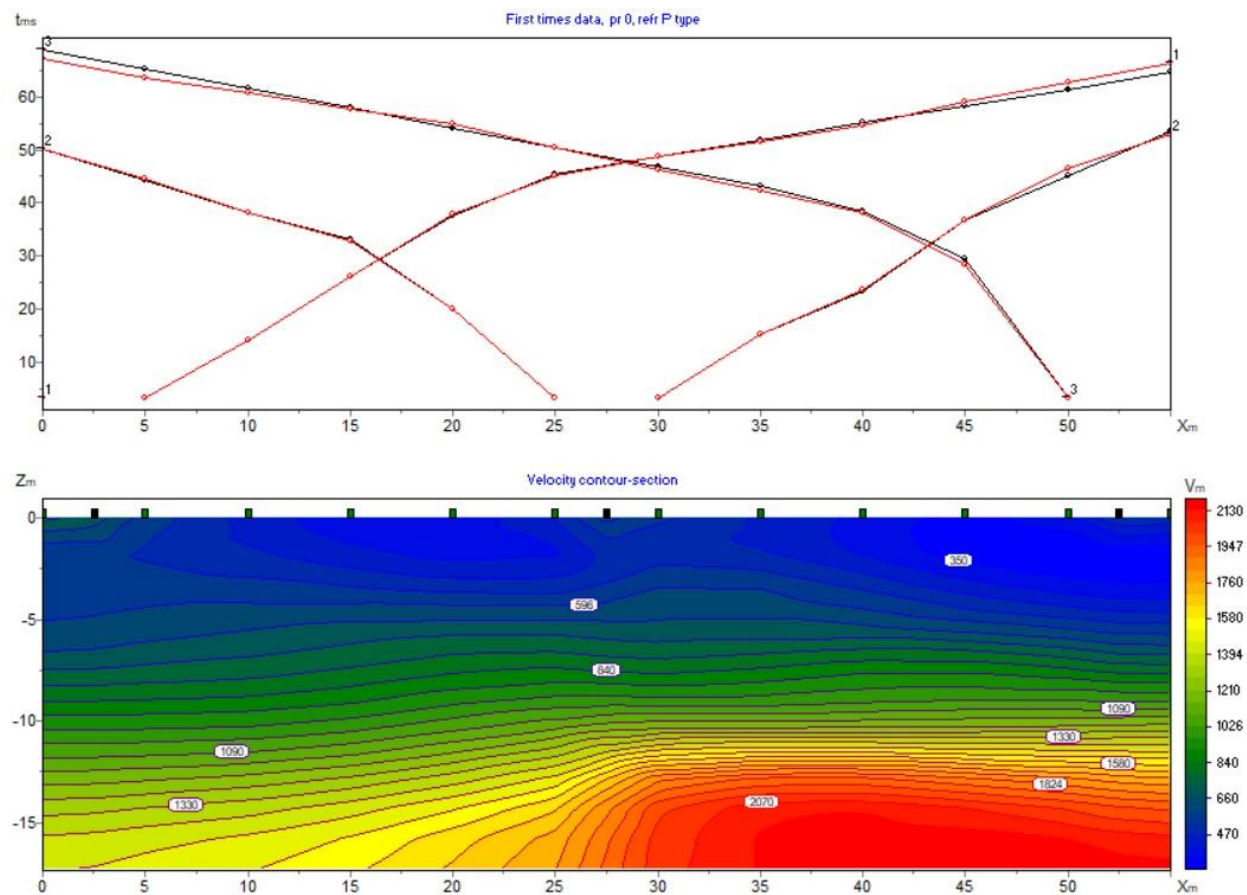
Caso estático



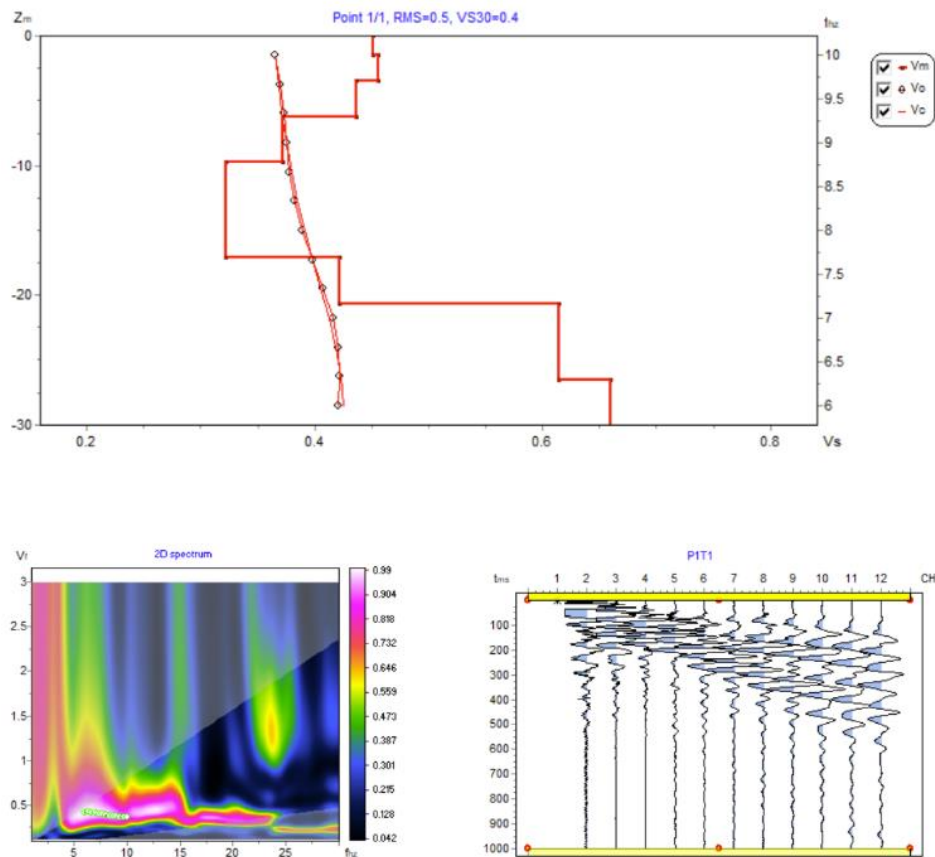
Caso sismo

Anexo 3. Resultados de los estudios geofísicos

Refracción sísmica



MASW



Parámetros inferidos a partir de los ensayos geofísicos

Parámetro geofísico medido	Símbolo	Unidad	Capa	
			1	2
Velocidad de onda compresional	V_p	m/s	600	1500
Velocidad de onda secundaria	V_s	m/s	250	500
Espesor de la capa	h	m	15	15

Parámetro geotécnico derivado (Tezcan et al, 2009)	Símbolo	Unidad	Capa	
			1	2
Peso específico	γ	kN/m ³	15.84	19.91
Parámetro de Poisson	ν	Adim.	0.39	0.44
Módulo de cizalle máximo	G	MPa	101	508
Módulo eodométrico	E_c	MPa	581	4568
Módulo de Young	E	MPa	282	1459
Módulo de Bulk	K	MPa	447	3891
Capacidad de soporte última	q_{ult}	kPa	396	996
Número de golpes SPT	N_{SPT}	Adim.	17	68
Coefficiente de balastro	k_s	kN/m ³	15838	39829
Velocidad cortante promedio de los primeros 30 m	$V_{s(30)}$	m/s	333	

Anexo 4. Parámetros a partir de los ensayos SPT

ENSAYO PENETROMÉTRICO DINÁMICO

Cliente: CONAVI / IRSSA
Descripción: MURO RN 415
Localidad: ALEGRIA, SIQUIRRES

Características Técnico-Instrumentales Sonda: CAMPIONATORE RAYMOND FORO

Ref. Norma	DIN 4094
Peso masa de golpeo	63.5 Kg
Altura de caída libre	0.76 m
Peso sistema de golpeo	4.2 Kg
Diámetro puntaza cónica	50.46 mm
Área de base puntaza	20 cm ²
Largo del varillaje	1 m
Peso varillaje al metro	10 Kg/m
Profundidad niple primer varillaje	0.99 m
Avance puntaza	0.30 m
Número golpes por puntaza	N(30)
Coefic. correlación	0.926
Revestimiento/lodos	NO

ENSAYOS DE PENETRACIÓN DINÁMICA CONTINUA
(DYNAMIC PROBING)
DPL-DPM-DPH-DPSH

Notas ilustrativas – Diferentes tipologías de penetrómetros dinámicos

El ensayo penetrométrico dinámico consiste en hincar en el terreno una punta cónica (en tratos consecutivos δ) midiendo el número de golpes N necesarios.

Los ensayos Penetrométricos Dinámicos son muy conocidos e utilizados en el campo por los geólogos y geotécnicos dada su simplicidad ejecutiva, economía y rapidez de ejecución.

Su elaboración, interpretación y visualización gráfica consiente "catalogar y crear parámetros" del suelo atravesándolo con una imagen continua, que permite también hacer una comparación de las durezas de los diferentes niveles atravesados y una correlación directa con sondeos para la determinación estratigráfica.

La sonda penetrométrica permite además reconocer bastante bien el espesor de los mantos del subsuelo, la cota de eventuales niveles freáticos y superficies de rotura sobre los taludes, así como la consistencia del terreno en general.

La utilización de los datos recabados de correlaciones indirectas y haciendo referencia a varios autores, debe de todas formas hacerse con cautela y si es posible, después de experiencias geológicas adquiridas en la zona.

Los elementos característicos del penetrómetro dinámico son los siguientes:

- peso masa de golpeo M
- altura de caída libre H
- punta cónica: diámetro base cono D, área base A (ángulo de apertura α)
- Avance (penetración) δ
- presencia o no del revestimiento externo (lodos bentoníticos).

Con referencia a la clasificación ISSMFE (1988) de los diferentes tipos de penetrómetros dinámicos (ver la tabla abajo) se da una primer subdivisión en cuatro clases (con base en el peso M de la masa de golpeo):

- tipo LIVIANO (DPL);
- tipo MEDIO (DPM);
- tipo PESADO (DPH);
- tipo SUPERPESADO (DPSH).

Clasificación ISSMFE de los penetrómetros dinámicos:

Tipo	Sigla de referencia	peso de la masa M (Kg)	Prof. Máx. estudio golpeo (m)
Liviano	DPL (Light)	$M \leq 10$	8
Medio	DPM (Medium)	$10 < M < 40$	20-25
Pesado	DPH (Heavy)	$40 \leq M < 60$	25
Súper pesado (Super Heavy)	DPSH	$M \geq 60$	25

Correlación con Nspt

Ya que el ensayo de penetración estándar (SPT) representa hoy en día uno de los medios más conocidos y económicos para adquirir información sobre el subsuelo, la mayor parte de las correlaciones existentes tienen que ver con los valores del número de golpes Nspt obtenido con dicha prueba, por lo tanto se presenta la necesidad de relacionar el número de golpes de un ensayo dinámico con Nspt. El pasaje se da por:

$$NSPT = \beta_t \cdot N$$

Donde:

$$\beta_t = \frac{Q}{Q_{SPT}}$$

en donde Q es la energía específica por golpe y Qspt es la referida a la prueba SPT.

La energía específica por golpe se calcula como sigue:

$$Q = \frac{M^2 \cdot H}{A \cdot \delta \cdot (M + M')}$$

donde

M peso masa de golpeo;
M' peso varillaje;
H altura de caída;
A área base punta cónica;
δ intervalo de avance.

Valuación resistencia dinámica a la punta (Rpd)

Formula Olandesi

$$Rpd = \frac{M^2 \cdot H}{[A \cdot e \cdot (M + P)]} = \frac{M^2 \cdot H \cdot N}{[A \cdot \delta \cdot (M + P)]}$$

Rpd	resistencia dinámica punta (área A);
e	hincia promedio por golpe δ / N ;
M	peso masa de golpeo (altura caída H);
P	peso total varillaje sistema golpeo.

Metodología de Elaboración

Las elaboraciones han sido efectuadas mediante un programa de cálculo automático, Dynamic Probing, de GeoStru Software.

El programa calcula el porcentaje de energías transmitidas (coeficiente de correlación con SPT) con las elaboraciones propuestas por Pasqualini 1983 - Meyerhof 1956 - Desai 1968 - Borowczyk-Frankowsky 1981.

Permite además utilizar los datos obtenidos de la realización de ensayos de penetración dinámica para extrapolar útiles informaciones geotécnicas y geológicas.

Una vasta experiencia adquirida, unida a una buena interpretación y correlación permiten a menudo obtener datos útiles para el proyecto y frecuentemente datos más verídicos que muchos de los de las bibliografías sobre litologías y datos geotécnicos determinados en las verticales litológicas de pocos ensayos de laboratorio efectuados como representación general de una vertical heterogénea no uniforme y/o compleja.

En particular obtener información sobre:

- El avance vertical y horizontal de los intervalos estratigráficos,
- la caracterización litológica de las unidades estratigráficas,
- los parámetros geotécnicos sugeridos por varios autores en función de los valores del número de golpes y de la resistencia en la punta.

Evaluaciones estadísticas y correlaciones

Elaboración estadística

Permite la elaboración estadística de los datos numéricos de Dynamic Probing, utilizando en el cálculo valores representativos del estrato considerado un valor inferior o mayor al promedio aritmético del estrato (de por sí el dato mayormente utilizado); los valores posibles son:

Promedio

Promedio aritmético de los valores del número de golpes en el estrato considerado.

Promedio mínimo

Valor estadístico inferior al promedio aritmético de los valores del número de golpes en el estrato considerado.

Máximo

Valor máximo de los valores del número de golpes en el estrato considerado.

Mínimo

Valor mínimo de los valores del número de golpes en el estrato considerado.

Desviación estándar

Valore estadístico de desviación de los valores del número de golpes en el estrato considerado.

Promedio (+ s)

Promedio + desviación (valor estadístico) de los valores del número de golpes en el estrato considerado.

Promedio (- s)

Promedio - desviación (valor estadístico) de los valores del número de golpes en el estrato considerado.

Presión admisible

Presión admisible específica en el íter estrato (con efecto de reducción energía por plegamiento varillaje o no) calculada según las conocidas elaboraciones propuestas por Herminier, aplicando un coeficiente de seguridad (generalmente = 20-22) que corresponde a un coeficiente de seguridad standard de las cimentaciones igual a 4, con una geometría standard de longitud igual a 1 mt. Y empotramiento $d = 1$ m.

Correlaciones geotécnicas terrenos sin cohesión***Liquefacción***

Permite calcular, utilizando datos N_{spt} , el potencial de licuefacción de los suelos (predominantemente arenosos).

Con la relación de SHI-MING (1982), aplicable a terrenos arenosos poco finos, la licuefacción resulta posible solamente si N_{spt} del estrato considerado resulta inferior a N_{spt} crítico calculado con la elaboración de SHI-MING.

Corrección N_{spt} en presencia de nivel freático

$$N_{spt\text{ corretto}} = 15 + 0.5 \cdot (N_{spt} - 15)$$

N_{spt} es el valor promedio en el estrato

La corrección se aplica en presencia de nivel freático solo si el número de golpes es mayor que 15 (la corrección se efectúa si todo el estrato está en nivel freático).

ángulo de rozamiento interno

- Peck-Hanson-Thornburn-Meyerhof (1956), válida para suelos que no sean blandos en prof. < 5 m; correlación válida para arenas y gravas representa valores medios. - Correlación histórica muy usada,

válida para prof. < 5 m para suelos sobre nivel freático y < 8 m para terrenos en nivel freático (tensiones < 8-10 t/mq).

- Meyerhof (1956), correlación válida para suelos arcillosos y arcillosos-margosos fracturados, terrenos sueltos mantos fragmentados (en variación experimental de datos).
- Sowers (1961), Ángulo de rozamiento interno en grados válido para arenas en general (cond. óptimas para prof. < 4 m sobre nivel freático y < 7 m para terrenos en nivel freático) $\sigma > 5$ t/mq.
- De Mello - Correlación válida para suelos predominantemente arenosos y arenosos-gravosos (en variación experimental de datos) con ángulo de rozamiento interno < 38°.
- Malcev (1964) - Ángulo de rozamiento interno en grados válido para arenas en general (cond. óptimas para prof. > 2 m y para valores de ángulo de rozamiento interno < 38°.
- Schmertmann (1977) - Ángulo de rozamiento interno (grados) para varios tipos litológicos (valores máximos). Nota: valores a menudo demasiado optimistas ya que se deducen de correlaciones indirectas de D_r (%).
- Shioi-Fukuni (1982) - (ROAD BRIDGE SPECIFICATION) Ángulo de rozamiento interno en grados válido para arenas - arenas finas o limosas y limos orgánicos (cond. óptimas para prof. > 8 m sobre nivel freático y > 15 m para terrenos en nivel freático) $\sigma > 15$ t/mq.
- Shioi-Fukuni (1982) - (JAPANESE NATIONALE RAILWAY). Ángulo de rozamiento interno válido arenas medias gruesas a gravosas.
- Ángulo de rozamiento interno en grados (Owasaki & Iwasaki) válido para arenas - arenas medias y gruesas-gravosas (cond. óptimas para prof. > 8 m sobre nivel freático y > 15 m para terrenos en nivel freático) $s > 15$ t/mq.
- Meyerhof 1965 - Correlación válida para terrenos por arenas con (%) de limo < 5% a profundidad < 5 m y con % de limo > 5% a profundidad < 3 m.
- Mitchell y Katti (1965) - Correlación válida para arenas y gravas.

Densidad relativa (%)

- Gibbs & Holtz (1957), correlación válida para cualquier presión eficaz, para gravas D_r se sobre estima, para limos es subestimado.
- Skempton (1986), elaboración válida para limos y arenas y arenas de finas a gruesas NC en cualquier presión eficaz, para gravas el valor de D_r (%) se sobreestima, para limos se subestima.
- Meyerhof (1957).
- Schultze & Menzenbach (1961) - para arenas finas y gravosas NC, método válido para cualquier valor de presión eficaz en depósitos NC, para gravas el valor de D_r (%) se sobreestima, para limos es subestimado.

Modulo De Young (Ey)

- Terzaghi- elaboración válida para arena limpia y arena con grava sin considerar la presión eficaz.
- Schmertmann (1978), correlación válida para varios tipos litológicos.
- Schultze-menzenbach, correlación válida para varios tipos litológicos.
- D'Appollonia y otros (1970), correlación válida para arena, arena SC, arena NC y grava
- Bowles (1982), correlación válida para arena arcillosa, arena limosa, limo arenoso, arena media, arena y grava.

Modulo Edométrico

- Begemann (1974), elaboración derivada de experiencias en Grecia, correlación valida para limo con arena, arena y grava.
- Buismann-sanglerat, correlación valida para arena y arena arcillosa.
- Farrent (1963), valida para arenas, algunas veces para arenas con grava (en variación experimental de datos).
- Menzenbach y Malcev valida para arenas finas, arena gravosa y arena y grava.

Estado de consistencia

- Clasificación A.G.I. 1977.

Peso Específico

Meyerhof y otros, válida para arenas, gravas, limos, limo arenoso.

Peso Específico saturado

- Bowles (1982), Terzaghi-Peck (1948-1967) - Correlación valida para especifico del material igual a cerca $G=2,65 \text{ t/mc}$ y para peso específico seco variable de 1,33 ($N_{spt}=0$) a 1,99 ($N_{spt}=95$).

Modulo de poisson

- Clasificación A.G.I.

Potencial de licuefacción (Stress Ratio)

- Seed-Idriss (1978-1981) - Tal correlación es valida solamente para arenas, gravas y limos arenosos, representa la relación entre el esfuerzo dinámico promedio τ y la tensión vertical de consolidación para la valuación del potencial de licuefacción de las arenas y suelos areno-gravosos con gráficos de los autores.

Velocidad ondas transversales V_s (m/s)

- Tal correlación es válida solamente para suelos sin cohesión arenosos y gravosos.

Modulo de deformación de corte (G)

- Ohsaki & Iwasaki – elaboración válida para arenas con finos plásticos y arenas limpias.
- Robertson e Campanella (1983) e Imai & Tonouchi (1982) elaboración válida sobretodo para arenas y para tensiones litostáticas comprendidas entre 0,5 - 4,0 kg/cmq.

Modulo de reacción (K_o)

- Navfac 1971-1982 - elaboración válida para arenas, gravas, limos, limos arenosos.

Resistencia a la punta del Penetrómetro Estático (Q_c)

- Robertson 1983 Q_c

Correlaciones geotecnicas terrenos cohesivos**Cohesión no drenada**

- Benassi & Vannelli- correlaciones provenientes de experiencias de la empresa constructora Penetrometri SUNDA (1983).
- Terzaghi-Peck (1948-1967), correlación valida para arcillas arenosas – orgánicas NC con $N_{spt} < 8$, arcillas limosas-orgánicas medianamente plásticas, arcillas margosas alteradas-fracturadas.
- Terzaghi-Peck (1948). C_u (mín.-máx).
- Sanglerat, de datos Penetr. Estático para suelos cohesivos saturados, tal correlación no es válida para arcillas sensitivas con sensibilidad > 5 , para arcillas sobre consolidadas fracturadas y para limos de baja plasticidad.
- Sanglerat, (para arcillas limo-arenosas con poca cohesión), valores válidos para resistencias penetrométricas < 10 golpes. Para resistencias penetrométricas > 10 la elaboración válida es siempre la de las "arcillas plásticas " de Sanglerat.
- (U.S.D.M.S.M.) U.S. Design Manual Soil Mechanics Cohesión sin drenaje C_u (Kg/cm²) para arcillas limosas y arcillas de baja, media y alta plasticidad, (C_u - N_{spt} -grado de plasticidad).
- Schmertmann (1975) - C_u (Kg/cm²) (valores medios), válida para arcillas y limos arcillosos con $N_c=20$ y $Q_c/N_{spt}=2$.
- Schmertmann (1975) - C_u (Kg/cm²) (valores mínimos), valida para arcillas NC.

- Fletcher (1965) - (Arcilla de Chicago) Cohesión sin drenaje C_u (Kg/cm²), columna valores válidos para arcillas de media-baja plasticidad.
- Houston (1960) - arcilla de media-alta plasticidad.
- Shioi-Fukuni (1982), valida para suelos poco cohesivos y plásticos, arcilla de media-alta plasticidad.
- Begemann.
- De Beer.

Resistencia a la punta del Penetrómetro Estático (Q_c)

- Robertson 1983 Q_c .

Modulo Edométrico-Confinado (M_o)

- Stroud e Butler (1975) - para litotipos de media plasticidad, válida para litotipos arcillosos de media-medio-alta plasticidad - de experiencias con arcillas glaciales.
- Stroud e Butler (1975), para litotipos de media-baja plasticidad ($IP < 20$), válida para litotipos arcillosos de media-baja plasticidad ($IP < 20$) - de experiencias con arcillas glaciales.
- Vesic (1970), correlación válida para arcillas blandas (valores mínimos y máximos).
- Trofimenkov (1974), Mitchell e Gardner Modulo Confinado - M_o (Eed) (Kg/cm²)-, válida para litotipos arcillosos y limosos-arcillosos (relación $Q_c/N_{spt}=1.5-2.0$).
- Buismann- Sanglerat, valida para arcillas compactas ($N_{spt} < 30$) medias y blandas ($N_{spt} < 4$) y arcillas arenosas ($N_{spt} = 6-12$).

Modulo De Young (E_Y)

- Schultze-Menzenbach - (Mín. e Máx.), correlación válida para limos coherentes y limos arcillosos con $IP > 15$.
- D'Appollonia y otros (1983), correlación válida para arcillas saturadas-arcillas fracturadas.

Estado de consistencia

- Clasificación A.G.I. 1977.

Peso Específico Gama

- Meyerhof y otros, valida para arcillas, arcillas arenosas y limosas predominantemente con cohesión.

Peso Específico saturado

- Correlación Bowles (1982), Terzaghi-Peck (1948-1967), valida para condiciones específicas: peso específico del material igual a cerca $G=2,70$ (t/mc) y para índices de vacío variables da 1,833 ($N_{spt}=0$) a 0,545 ($N_{spt}=28$).

ENSAYO...SPT-1

Equipo utilizado...CAMPIONATORE RAYMOND FORO

Ensayo realizado el 14/9/2022

Nivel freático

Tipo de elaboración: Medio

Profundidad (m)	Nº de golpes
0.15	14
0.30	15
0.45	17
0.60	10
0.75	5
0.90	5
1.05	3
1.20	3
1.35	3
1.50	5
1.65	5
1.80	7
1.95	1
2.10	1
2.25	2
2.40	2
2.55	2
2.70	4
2.85	4
3.00	4
3.15	4
3.30	4
3.45	5

3.60	7
3.75	3
3.90	6
4.05	6
4.20	5
4.35	6
4.50	7
4.65	6
4.80	6
4.95	8
5.10	8
5.25	8
5.40	9
5.55	7
5.70	10
5.85	9
6.00	9
6.15	9
6.30	11
6.45	14
6.60	15
6.75	18
6.90	18
7.05	25
7.20	50

SUELOS SIN COHESIÓN

Densidad relativa

	NSPT	Prof. Estrato (m)	Gibbs & Holtz 1957	Meyerhof 1957	Schultze & Menzenbach (1961)	Skempton 1986
[1] -	29.632	0.45	68.9	100	100	63.13
[2] -	9.26	0.90	39.36	75.44	100	31.33
[3] -	5.556	1.35	28.54	58.14	100	22.3
[4] -	11.112	1.80	43.06	81.77	100	35.39
[5] -	2.778	2.25	15.63	40.7	65.06	14.66

[6] -	5.556	2.70	28.05	57.29	86.75	22.3
[7] -	7.408	3.15	33.68	65.82	95.7	26.97
[8] -	11.112	3.60	42.29	80.18	100	35.39
[9] -	11.112	4.05	42.09	79.76	100	35.39
[10] -	12.038	4.50	43.71	82.57	100	37.32
[11] -	12.964	4.95	45.21	85.23	100	39.17
[12] -	15.742	5.40	49.62	93.4	100	44.34
[13] -	17.594	5.85	52.12	98.2	100	47.48
[14] -	18.52	6.30	55.61	100	100	48.97
[15] -	30.558	6.75	66.17	100	100	64.07
[16] -	69.45	7.20	91.01	100	100	100

Ángulo de resistencia al corte

	NSPT	Prof. Estrato (m)	Nspt corregido con Nivel Freático	Peck-Hanson-Thornburn-Meyerhof 1956	Meyerhof (1956)	Sowers (1961)	Malcev (1964)	Meyerhof (1965)	Schmertmann (1977)	Mitchell & Katti (1981)	Shioini Fuku (1982) (ROAD BRIDGE SPECIFICATION)	Japanese National Railway	De Mello	Owasaki & Iwasaki
[1] -	29.632	0.45	29.632	35.47	28.47	36.3	40.54	39.59	42	32-35	36.08	35.89	31.81	39.34
[2] -	9.26	0.90	9.26	29.65	22.65	30.59	37.39	33.39	0	<30	26.79	29.78	27.37	28.61
[3] -	5.556	1.35	5.556	28.59	21.59	29.56	35.81	31.9	0	<30	24.13	28.67	25.41	25.54
[4] -	11.112	1.80	11.112	30.17	23.17	31.11	36.32	34.09	39.45	<30	27.91	30.33	28	29.91
[5] -	2.778	2.25	2.778	27.79	20.79	28.78	33.67	30.72	0	<30	21.46	27.83	22.72	22.45
[6] -	5.556	2.70	5.556	28.59	21.59	29.56	34.44	31.9	0	<30	24.13	28.67	25.32	25.54
[7] -	7.408	3.15	7.408	29.12	22.12	30.07	34.58	32.66	0	<30	25.54	29.22	26.39	27.17
[8] -	11.112	3.60	11.112	30.17	23.17	31.11	34.93	34.09	39.23	<30	27.91	30.33	27.89	29.91
[9] -	11.112	4.05	11.112	30.17	23.17	31.11	34.66	34.09	39.17	<30	27.91	30.33	27.86	29.91
[10] -	12.038	4.50	12.038	30.44	23.44	31.37	34.55	34.43	39.56	30-32	28.44	30.61	28.13	30.52
[11] -	12.964	4.95	12.964	30.7	23.7	31.63	34.45	34.76	39.93	30-32	28.94	30.89	28.38	31.1
[12] -	15.742	5.40	15.742	31.5	24.5	32.41	34.56	35.72	41.08	30-32	30.37	31.72	29.09	32.74
[13] -	17.594	5.85	17.594	32.03	25.03	32.93	34.55	36.33	41.75	30-32	31.25	32.28	29.47	33.76

[14] -	18.52	6.30	18.52	32.29	25.29	33.19	37.58	36.62	42	30-32	31.67	32.56	29.96	34.25
[15] -	30.55 8	6.75	30.55 8	35.73	28.73	36.56	35.08	39.79	42	32-35	36.41	36.17	31.5	39.72
[16] -	69.45	7.20	69.45	46.84	39.84	47.45	36.23	42.12	42	>38	47.28	47.83	34.57	52.27

Módulo de Young (Mpa)

	NSPT	Prof. Estrato (m)	Nspt corregido con Nivel Freático	Terzaghi	Schmertmann (1978) (Sabbie)	Schultze-Menzenbach (Sabbia ghiaiosa)	D'Appolonia ed altri 1970 (Sabbia)	Bowles (1982) Sabbia Media
[1] -	29.632	0.45	29.632	38.10	23.25	34.36	39.45	21.88
[2] -	9.26	0.90	9.26	---	7.26	10.78	---	---
[3] -	5.556	1.35	5.556	---	4.36	---	---	---
[4] -	11.112	1.80	11.112	23.33	8.72	12.93	25.82	12.80
[5] -	2.778	2.25	2.778	---	2.18	---	---	---
[6] -	5.556	2.70	5.556	---	4.36	---	---	---
[7] -	7.408	3.15	7.408	---	5.81	---	---	---
[8] -	11.112	3.60	11.112	23.33	8.72	12.93	25.82	12.80
[9] -	11.112	4.05	11.112	23.33	8.72	12.93	25.82	12.80
[10] -	12.038	4.50	12.038	24.29	9.44	14.00	26.51	13.26
[11] -	12.964	4.95	12.964	25.20	10.17	15.07	27.19	13.71
[12] -	15.742	5.40	15.742	27.77	12.35	18.29	29.23	15.07
[13] -	17.594	5.85	17.594	29.36	13.80	20.43	30.59	15.98
[14] -	18.52	6.30	18.52	30.12	14.53	21.50	31.27	16.44
[15] -	30.558	6.75	30.558	38.70	23.97	35.43	40.13	22.34
[16] -	69.45	7.20	69.45	58.33	54.49	80.44	68.73	41.41

Peso específico

	NSPT	Prof. Estrato (m)	Nspt corregido con Nivel Freático	Correlación	Peso específico (KN/m³)
[1] -	29.632	0.45	29.632	Meyerhof et al.	20.89
[2] -	9.26	0.90	9.26	Meyerhof et al.	16.67
[3] -	5.556	1.35	5.556	Meyerhof et al.	15.30
[4] -	11.112	1.80	11.112	Meyerhof et al.	17.36
[5] -	2.778	2.25	2.778	Meyerhof et al.	14.12
[6] -	5.556	2.70	5.556	Meyerhof et al.	15.30
[7] -	7.408	3.15	7.408	Meyerhof et al.	16.08
[8] -	11.112	3.60	11.112	Meyerhof et al.	17.36
[9] -	11.112	4.05	11.112	Meyerhof et al.	17.36
[10] -	12.038	4.50	12.038	Meyerhof et al.	17.65
[11] -	12.964	4.95	12.964	Meyerhof et al.	17.85
[12] -	15.742	5.40	15.742	Meyerhof et al.	18.63

[13] -	17.594	5.85	17.594	Meyerhof et al.	19.02
[14] -	18.52	6.30	18.52	Meyerhof et al.	19.22
[15] -	30.558	6.75	30.558	Meyerhof et al.	20.99
[16] -	69.45	7.20	69.45	Meyerhof et al.	23.44

ENSAYO...SPT-2

Equipo utilizado...CAMPIONATORE RAYMOND FORO

Ensayo realizado el 15/9/2022

No se encontró NF

Tipo de elaboración: Medio

Profundidad (m)	N° de golpes
0.15	1
0.30	1
0.45	1
0.60	1
0.75	1
0.90	1
1.05	1
1.20	1
1.35	1
1.50	6
1.65	5
1.80	3
1.95	3
2.10	3
2.25	4
2.40	4
2.55	4
2.70	4
2.85	2
3.00	2
3.15	4
3.30	4
3.45	6
3.60	7

3.75	2
3.90	2
4.05	2
4.20	2
4.35	3
4.50	3
4.65	12
4.80	15
4.95	50

SUELOS SIN COHESIÓN

Densidad relativa

	NSPT	Prof. Estrato (m)	Gibbs & Holtz 1957	Meyerhof 1957	Schultze & Menzenbach (1961)	Skempton 1986
[1] -	1.852	0.45	9.72	34.01	87.73	11.94
[2] -	1.852	0.90	9.61	33.87	73.32	11.94
[3] -	1.852	1.35	9.5	33.73	65.88	11.94
[4] -	7.408	1.80	34.41	67.18	100	26.97
[5] -	6.482	2.25	31.51	62.58	100	24.68
[6] -	7.408	2.70	34.12	66.63	100	26.97
[7] -	5.556	3.15	28.16	57.47	89.25	22.3
[8] -	12.038	3.60	44.51	84.26	100	37.32
[9] -	3.704	4.05	20.33	46.55	68.85	17.3
[10] -	5.556	4.50	27.76	56.79	81.32	22.3
[11] -	60.19	4.95	88.56	100	100	90.26

Ángulo de resistencia al corte

	NSPT	Prof. Estrato (m)	Nspt corre gido con Nivel Freático	Peck- Hanson- Thornbu- rn-Meyerh- of 1956	Meyer- hof (1956)	Sowers (1961)	Malcev (1964)	Meyer- hof (1965)	Schm- ertman (1977) Sabbie	Mitch- ell & Katti (1981)	Shioi- Fuku- ni 1982 (ROAD BRIDGE SPECIFIC ATION)	Japan- ese Natio- nal Railway	De Mello	Owas- aki & Iwasaki
[1] -	1.852	0.45	1.852	27.53	20.53	28.52	37.1	30.31	0	<30	20.27	27.56	21.31	21.09
[2] -	1.852	0.90	1.852	27.53	20.53	28.52	35.61	30.31	0	<30	20.27	27.56	21.29	21.09

[3] -	1.852	1.35	1.852	27.53	20.53	28.52	34.73	30.31	0	<30	20.27	27.56	21.27	21.09
[4] -	7.408	1.80	7.408	29.12	22.12	30.07	36.36	32.66	0	<30	25.54	29.22	26.5	27.17
[5] -	6.482	2.25	6.482	28.85	21.85	29.81	35.65	32.28	0	<30	24.86	28.94	25.97	26.39
[6] -	7.408	2.70	7.408	29.12	22.12	30.07	35.48	32.66	0	<30	25.54	29.22	26.46	27.17
[7] -	5.556	3.15	5.556	28.59	21.59	29.56	34.67	31.9	0	<30	24.13	28.67	25.34	25.54
[8] -	12.038	3.60	12.038	30.44	23.44	31.37	35.64	34.43	39.8	30-32	28.44	30.61	28.25	30.52
[9] -	3.704	4.05	3.704	28.06	21.06	29.04	33.47	31.12	0	<30	22.45	28.11	23.76	23.61
[10] -	5.556	4.50	5.556	28.59	21.59	29.56	33.9	31.9	0	<30	24.13	28.67	25.28	25.54
[11] -	60.19	4.95	60.19	44.2	37.2	44.85	37.41	42.67	42	>38	45.05	45.06	34.27	49.7

Módulo de Young (Mpa)

	NSPT	Prof. Estrato (m)	Nspt corregido con Nivel Freático	Terzaghi	Schmertmann (1978) (Sabbie)	Schultze-Menzenbach (Sabbia ghiaiosa)	D'Appolonia ed altri 1970 (Sabbia)	Bowles (1982) Sabbia Media
[1] -	1.852	0.45	1.852	---	1.45	---	---	---
[2] -	1.852	0.90	1.852	---	1.45	---	---	---
[3] -	1.852	1.35	1.852	---	1.45	---	---	---
[4] -	7.408	1.80	7.408	---	5.81	---	---	---
[5] -	6.482	2.25	6.482	---	5.09	---	---	---
[6] -	7.408	2.70	7.408	---	5.81	---	---	---
[7] -	5.556	3.15	5.556	---	4.36	---	---	---
[8] -	12.038	3.60	12.038	24.29	9.44	14.00	26.51	13.26
[9] -	3.704	4.05	3.704	---	2.91	---	---	---
[10] -	5.556	4.50	5.556	---	4.36	---	---	---
[11] -	60.19	4.95	60.19	54.31	47.22	69.72	61.92	36.87

Peso específico

	NSPT	Prof. Estrato (m)	Nspt corregido con Nivel Freático	Correlación	Peso específico (KN/m³)
[1] -	1.852	0.45	1.852	Meyerhof et al.	13.63
[2] -	1.852	0.90	1.852	Meyerhof et al.	13.63
[3] -	1.852	1.35	1.852	Meyerhof et al.	13.63
[4] -	7.408	1.80	7.408	Meyerhof et al.	16.08
[5] -	6.482	2.25	6.482	Meyerhof et al.	15.69
[6] -	7.408	2.70	7.408	Meyerhof et al.	16.08
[7] -	5.556	3.15	5.556	Meyerhof et al.	15.30
[8] -	12.038	3.60	12.038	Meyerhof et al.	17.65
[9] -	3.704	4.05	3.704	Meyerhof et al.	14.51
[10] -	5.556	4.50	5.556	Meyerhof et al.	15.30
[11] -	60.19	4.95	60.19	Meyerhof et al.	22.46

ENSAYO...SPT-3

Equipo utilizado...CAMPIONATORE RAYMOND FORO

Ensayo realizado el 15/9/2022

No se encontró NF

Tipo de elaboración: Medio

Profundidad (m)	Nº de golpes
0.15	1
0.30	1
0.45	1
0.60	1
0.75	1
0.90	1
1.05	1
1.20	1
1.35	1
1.50	1
1.65	2
1.80	2
1.95	1
2.10	1
2.25	2
2.40	1
2.55	1
2.70	3
2.85	4
3.00	4
3.15	6
3.30	6
3.45	6
3.60	8
3.75	4
3.90	4
4.05	9

4.20	3
4.35	5
4.50	12
4.65	2
4.80	3
4.95	4
5.10	6
5.25	7
5.40	50

SUELOS SIN COHESIÓN

Densidad relativa

	NSPT	Prof. Estrato (m)	Gibbs & Holtz 1957	Meyerhof 1957	Schultze & Menzenbach (1961)	Skempton 1986
[1] -	1.852	0.45	9.72	34	86.23	11.94
[2] -	1.852	0.90	9.6	33.85	72.06	11.94
[3] -	1.852	1.35	9.48	33.7	64.76	11.94
[4] -	3.704	1.80	20.9	47.44	83.36	17.3
[5] -	2.778	2.25	15.76	40.9	68.44	14.66
[6] -	3.704	2.70	20.62	47	74.7	17.3
[7] -	9.26	3.15	38.78	74.27	100	31.33
[8] -	12.964	3.60	46.43	87.84	100	39.17
[9] -	12.038	4.05	44.09	83.37	100	37.32
[10] -	15.742	4.50	50.24	94.8	100	44.34
[11] -	6.482	4.95	30.37	60.54	81.1	24.68
[12] -	52.782	5.40	83.58	100	100	82.78

Ángulo de resistencia al corte

	NSPT	Prof. Estrato (m)	Nspt corre gido con Nivel Freático	Peck- Hans on-Th ornbu rn-M eyerh of 1956	Meyer hof (1956)	Sowers (1961)	Malcev (1964)	Meyer hof (1965)	Schmertmann (1977) Sabbie	Mitchell & Katti (1981)	Shioini Fuku ni 1982 (ROAD BRIDGE SPECIFICATION)	Japanese National Railway	De Mello	Owasaki & Iwasaki
[1] -	1.852	0.45	1.852	27.53	20.53	28.52	36.96	30.31	0	<30	20.27	27.56	21.31	21.09

[2] -	1.852	0.90	1.852	27.53	20.53	28.52	35.47	30.31	0	<30	20.27	27.56	21.29	21.09
[3] -	1.852	1.35	1.852	27.53	20.53	28.52	34.59	30.31	0	<30	20.27	27.56	21.26	21.09
[4] -	3.704	1.80	3.704	28.06	21.06	29.04	35.05	31.12	0	<30	22.45	28.11	23.87	23.61
[5] -	2.778	2.25	2.778	27.79	20.79	28.78	34.09	30.72	0	<30	21.46	27.83	22.75	22.45
[6] -	3.704	2.70	3.704	28.06	21.06	29.04	34.15	31.12	0	<30	22.45	28.11	23.81	23.61
[7] -	9.26	3.15	9.26	29.65	22.65	30.59	35.57	33.39	0	<30	26.79	29.78	27.29	28.61
[8] -	12.96 4	3.60	12.96 4	30.7	23.7	31.63	36.09	34.76	40.3	30-32	28.94	30.89	28.56	31.1
[9] -	12.03 8	4.05	12.03 8	30.44	23.44	31.37	35.01	34.43	39.67	30-32	28.44	30.61	28.19	30.52
[10] -	15.74 2	4.50	15.74 2	31.5	24.5	32.41	35.16	35.72	41.27	30-32	30.37	31.72	29.17	32.74
[11] -	6.482	4.95	6.482	28.85	21.85	29.81	33.52	32.28	0	<30	24.86	28.94	25.78	26.39
[12] -	52.78 2	5.40	52.78 2	42.08	35.08	42.78	36.65	42.61	42	>38	43.14	42.83	33.69	47.49

Módulo de Young (Mpa)

	NSPT	Prof. Estrato (m)	Nspt corregido con Nivel Freático	Terzaghi	Schmertmann (1978) (Sabbie)	Schultze-Menzenbach (Sabbia ghiaiosa)	D'Appolonia ed altri 1970 (Sabbia)	Bowles (1982) Sabbia Media
[1] -	1.852	0.45	1.852	---	1.45	---	---	---
[2] -	1.852	0.90	1.852	---	1.45	---	---	---
[3] -	1.852	1.35	1.852	---	1.45	---	---	---
[4] -	3.704	1.80	3.704	---	2.91	---	---	---
[5] -	2.778	2.25	2.778	---	2.18	---	---	---
[6] -	3.704	2.70	3.704	---	2.91	---	---	---
[7] -	9.26	3.15	9.26	---	7.26	10.78	---	---
[8] -	12.964	3.60	12.964	25.20	10.17	15.07	27.19	13.71
[9] -	12.038	4.05	12.038	24.29	9.44	14.00	26.51	13.26
[10] -	15.742	4.50	15.742	27.77	12.35	18.29	29.23	15.07
[11] -	6.482	4.95	6.482	---	5.09	---	---	---
[12] -	52.782	5.40	52.782	50.86	41.41	61.15	56.47	33.24

Peso específico

	NSPT	Prof. Estrato (m)	Nspt corregido con Nivel Freático	Correlación	Peso específico (KN/m³)
[1] -	1.852	0.45	1.852	Meyerhof et al.	13.63
[2] -	1.852	0.90	1.852	Meyerhof et al.	13.63
[3] -	1.852	1.35	1.852	Meyerhof et al.	13.63
[4] -	3.704	1.80	3.704	Meyerhof et al.	14.51
[5] -	2.778	2.25	2.778	Meyerhof et al.	14.12
[6] -	3.704	2.70	3.704	Meyerhof et al.	14.51
[7] -	9.26	3.15	9.26	Meyerhof et al.	16.67

[8] -	12.964	3.60	12.964	Meyerhof et al.	17.85
[9] -	12.038	4.05	12.038	Meyerhof et al.	17.65
[10] -	15.742	4.50	15.742	Meyerhof et al.	18.63
[11] -	6.482	4.95	6.482	Meyerhof et al.	15.69
[12] -	52.782	5.40	52.782	Meyerhof et al.	22.06

Índice

ENSAYO...SPT-1	.9
Densidad relativa	.11
Ángulo de resistencia al corte	.11
Módulo de Young (Mpa)	.12
Peso específico	.13
ENSAYO...SPT-2	.13
Densidad relativa	.14
Ángulo de resistencia al corte	.15
Módulo de Young (Mpa)	.15
Peso específico	.16
ENSAYO...SPT-3	.16
Densidad relativa	.17
Ángulo de resistencia al corte	.18
Módulo de Young (Mpa)	.18
Peso específico	.19
Índice	.21

Anexo 5. Memoria de cálculo de la estabilidad interna del muro

Análisis de pendientes reforzadas

Entrada de datos

Proyecto

Tarea : RUTA NACIONAL 415
Parte : MURO PARA ESTABILIZACIÓN DE CARRETERA
Descripción : PERFIL A-A - BASE GAVIONES H4.0 m + LANDPRO H12.0m
Cliente : CONSEJO NACIONAL DE VIALIDAD
Autor : GÁVEA INGENIERÍA - IRSSA
Fecha : jue. 30 nov. 2023
ID del proyecto : ANÁLISIS ESTÁTICO

Configuración

Código Geotécnico de Costa Rica 2022_NS-A & NR-A

Materiales y estándares

Estructuras de hormigón : EN 1992-1-1 (EC2)
Coeficientes EN 1992-1-1 : Estándar

Análisis de muro

Cálculo de la presión activa de la tierra : Coulomb
Cálculo de la presión pasiva de la tierra : Coulomb
Análisis sísmico : Mononobe-Okabe
Forma de la cuña de la tierra : Calcular oblicuo
Excentricidad permitida : 0.333
Estabilidad interna : Estándar- superficie de deslizamiento recta
Metodología de verificación : Factores de seguridad (ASD)

Factores de seguridad			
Situación de diseño permanente			
Frente al vuelco :	$SF_o =$	1.50	[-]
Para resistencia al deslizamiento :	$SF_s =$	1.50	[-]
Para capacidad portante :	$SF_b =$	3.00	[-]
Para deslizamiento a lo largo del geo-refuerzo :	$SF_{sr} =$	1.30	[-]
Para fuerza de geo-refuerzo :	$SF_{st} =$	1.30	[-]
Para la resistencia a la extracción del geo-refuerzo :	$SF_{po} =$	1.30	[-]
Factor de seguridad para resistencia de conexiones :	$SF_{con} =$	1.30	[-]

Análisis de estabilidad

Metodología de verificación : Factores de seguridad (ASD)

Factores de seguridad			
Situación de diseño permanente			
Factor de seguridad :	$SF_s =$	1.50	[-]

Geometría de la estructura

Nro.	Altura del terraplén $h_n[m]$	Ancho del terraplén $l_n[m]$	Longitud de terraza $l_t[m]$	Con Recubrimiento	Espesor $t_c[m]$
1	1.00	0.05		Si	1.00
2	1.00	0.05	0.45	Si	1.00

Nro.	Altura del terraplén h_n [m]	Ancho del terraplén l_n [m]	Longitud de terraza l_t [m]	Con Recubrimiento	Espesor t_c [m]
3	1.00	0.05	0.45	Si	1.00
4	1.00	0.05	0.45	Si	1.00
5	1.00	0.05	0.45	Si	1.00
6	1.00	0.05	0.45	Si	1.00
7	1.00	0.05	2.45	Si	1.00
8	1.00	0.05	0.45	Si	1.00
9	1.00	0.05	0.45	Si	1.00
10	1.00	0.05	0.45	Si	1.00
11	1.00	0.05	0.45	Si	1.00
12	1.00	0.05	0.50	Si	1.00

Material

Material de recubrimiento

Peso unitario γ = 19.00 kN/m³
Resistencia de corte R_s = 95.00 kPa

Tipos de refuerzos

Nro.	Nombre	Tipo de refuerzo	Tipo de línea	Refuerzo de resistencia		Coeficiente	
				T_{ult} [kN/m]	R_t [kN/m]	C_{ds} [-]	C_i [-]
1	UX 150 kN/m_78 (usuario)	Definido por usuario	— · — · — · — · —	150.00	78.01	0.75	0.75
2	LP-Malla DT_32 kN/m (usuario)	Definido por usuario	x x x x x x x	42.00	32.00	0.90	0.90
3	UX 200 kN/m + DT_112 kN/m (usuario)	Definido por usuario	— · — · — · — · —	280.00	112.02	0.65	0.65

Refuerzo

Nro.	Número de refuerzos	Tipo de refuerzo	Separación entre refuerzos h_r [m]	Altura del primer refuerzo y [m]	Geometría de refuerzos
1	3	UX 150 kN/m_78 (usuario)	1.00	0.50	Longitud idéntica de refuerzos
2	1	UX 150 kN/m_78 (usuario)	1.00	5.50	Longitud idéntica de refuerzos
3	2	UX 150 kN/m_78 (usuario)	1.00	8.50	Longitud idéntica de refuerzos
4	6	LP-Malla DT_32 kN/m (usuario)	1.00	0.01	Longitud idéntica de refuerzos
5	4	LP-Malla DT_32 kN/m (usuario)	1.00	6.00	Longitud idéntica de refuerzos

Nro.	Número de refuerzos	Tipo de refuerzo	Separación entre refuerzos h_r [m]	Altura del primer refuerzo y [m]	Geometría de refuerzos
6	1	UX 150 kN/m_78 (usuario)	1.00	10.50	Longitud idéntica de refuerzos

Perfil de terreno

Detrás de la estructura el terreno es plano.

Influencia del agua

El nivel freático no es considerado!

Entrada de cargas de superficie

Nro.	Sobrecarga		Acción	Mag.1 [kN/m ²]	Mag.2 [kN/m ²]	Ord.x x [m]	Longitud l [m]	Profundidad z [m]
	nueva	cambiar						
1	Si		Permanente	20.00		3.00	6.00	0.50

Nro.	Nombre
1	Carretera [20kPa]

Resistencia en la cara frontal de la estructura

No se considera la resistencia en la cara frontal de la estructura.

Configuraciones de la etapa de construcción

Situación de diseño : permanente

Verificación Nro.1

Fuerzas que actúan sobre la construcción

Nombre	F_{hor} [kN/m]	Pto.Apl. z [m]	F_{vert} [kN/m]	Pto.Apl. x [m]	Diseño Coeficiente
Peso - Suelo reforzado	0.00	-6.05	1263.88	6.57	1.000
Presión activa	0.00	-12.00	0.00	13.03	1.000
Carretera [20kPa]	0.00	-12.00	-2.17	11.87	1.000
Carretera [20kPa]	0.00	-11.50	48.50	11.81	1.000

Verificación del muro completo

Verificación de la estabilidad de vuelco

Momento estabilizador $M_{res} = 8849.26$ kNm/m

Momento de vuelco $M_{ovr} = 0.00$ kNm/m

Factor de seguridad = 1000.00 > 1.50

Muro para vuelco ES SATISFACTORIA

Verificación del deslizamiento

Fuerza horizontal resistente $H_{res} = 875.84$ kN/m

Fuerza horizontal activa $H_{act} = 0.00$ kN/m

Factor de seguridad = 1000.00 > 1.50

Muro para deslizamiento ES SATISFACTORIA

Verificación completa - MURO ES SATISFACTORIA

Advertencia - se ha excedido la cantidad permitida de datos de entrada durante el análisis de presiones!

El análisis se realiza con el valor modificado de la inclinación de la estructura α .

Capacidad portante del terreno de cimentación

Carga de diseño actuando en el centro del fondo de la zapata

Nro.	Momento [kNm/m]	Fuerza Normal [kN/m]	Resistencia al corte [kN/m]	Excentricidad [-]	Tensión [kPa]
1	-6242.20	1310.21	0.00	0.000	329.23

Carga de servicio actuando en el centro del fondo de la zapata

Nro.	Momento [kNm/m]	Fuerza Normal [kN/m]	Resistencia al corte [kN/m]
1	-6242.20	1310.21	0.00

Verificación de la capacidad portante del terreno de cimentación

Tensión en el fondo de la zapata : trapecioide

Verificación de excentricidad

Máx. excentricidad de fuerza normal $e = 0.000$

Máxima excentricidad permitida $e_{alw} = 0.333$

Excentricidad de la fuerza normal ES SATISFACTORIA

Verificación de la capacidad portante del fondo de la zapata

Max. tensión en el fondo de la zapata $\sigma = 329.23$ kPa

Capacidad portante del terreno de cimentación $R_d = 990.00$ kPa

Factor de seguridad = 3.01 > 3.00

Capacidad portante del terreno de cimentación ES SATISFACTORIA

Estabilidad global - Cap. portante del terreno de cimentación ES SATISFACTORIA

Cálculo de estabilidad interna Nro.1

Verificación de la capacidad portante del refuerzo Nro.: 1

Verificación de resistencia a la tracción

Resistencia a la tracción $R_t = 32.00$ kN/m

Fuerza en refuerzo $F_x = 2.30$ kN/m

Factor de seguridad = 13.88 > 1.30

Refuerzo para resistencia a la tracción ES SATISFACTORIA

Verificación de la resistencia a la extracción

Resistencia a la extracción $T_p = 1147.78$ kN/m

Fuerza en refuerzo $F_x = 2.30$ kN/m

Factor de seguridad = 498.01 > 1.30

Refuerzo para resistencia a la extracción ES SATISFACTORIA

Verificación global - refuerzo ES SATISFACTORIA

Cálculo de estabilidad interna Nro.2

Verificación de la capacidad portante del refuerzo Nro.: 2

Verificación de resistencia a la tracción

Resistencia a la tracción $R_t = 78.01$ kN/m

Fuerza en refuerzo $F_x = 4.43$ kN/m

Factor de seguridad = 17.61 > 1.30

Refuerzo para resistencia a la tracción ES SATISFACTORIA

Verificación de la resistencia a la extracción

Resistencia a la extracción $T_p = 1030.34 \text{ kN/m}$

Fuerza en refuerzo $F_x = 4.43 \text{ kN/m}$

Factor de seguridad = 232.54 > 1.30

Refuerzo para resistencia a la extracción ES SATISFACTORIA

Verificación global - refuerzo ES SATISFACTORIA

Cálculo de estabilidad interna Nro.3

Verificación de la capacidad portante del refuerzo Nro.: 3

Verificación de resistencia a la tracción

Resistencia a la tracción $R_t = 32.00 \text{ kN/m}$

Fuerza en refuerzo $F_x = 4.17 \text{ kN/m}$

Factor de seguridad = 7.68 > 1.30

Refuerzo para resistencia a la tracción ES SATISFACTORIA

Verificación de la resistencia a la extracción

Resistencia a la extracción $T_p = 901.04 \text{ kN/m}$

Fuerza en refuerzo $F_x = 4.17 \text{ kN/m}$

Factor de seguridad = 216.11 > 1.30

Refuerzo para resistencia a la extracción ES SATISFACTORIA

Verificación global - refuerzo ES SATISFACTORIA

Cálculo de estabilidad interna Nro.4

Verificación de la capacidad portante del refuerzo Nro.: 4

Verificación de resistencia a la tracción

Resistencia a la tracción $R_t = 78.01 \text{ kN/m}$

Fuerza en refuerzo $F_x = 3.86 \text{ kN/m}$

Factor de seguridad = 20.20 > 1.30

Refuerzo para resistencia a la tracción ES SATISFACTORIA

Verificación de la resistencia a la extracción

Resistencia a la extracción $T_p = 817.58 \text{ kN/m}$

Fuerza en refuerzo $F_x = 3.86 \text{ kN/m}$

Factor de seguridad = 211.73 > 1.30

Refuerzo para resistencia a la extracción ES SATISFACTORIA

Verificación global - refuerzo ES SATISFACTORIA

Cálculo de estabilidad interna Nro.5

Verificación de la capacidad portante del refuerzo Nro.: 5

Verificación de resistencia a la tracción

Resistencia a la tracción $R_t = 32.00 \text{ kN/m}$

Fuerza en refuerzo $F_x = 4.15 \text{ kN/m}$

Factor de seguridad = 7.72 > 1.30

Refuerzo para resistencia a la tracción ES SATISFACTORIA

Verificación de la resistencia a la extracción

Resistencia a la extracción $T_p = 678.34 \text{ kN/m}$

Fuerza en refuerzo $F_x = 4.15 \text{ kN/m}$

Factor de seguridad = 163.56 > 1.30

Refuerzo para resistencia a la extracción ES SATISFACTORIA

Verificación global - refuerzo ES SATISFACTORIA

Cálculo de estabilidad interna Nro.6

Verificación de la capacidad portante del refuerzo Nro.: 6

Verificación de resistencia a la tracción

Resistencia a la tracción $R_t = 78.01 \text{ kN/m}$

Fuerza en refuerzo $F_x = 4.43 \text{ kN/m}$

Factor de seguridad = 17.62 > 1.30

Refuerzo para resistencia a la tracción ES SATISFACTORIA

Verificación de la resistencia a la extracción

Resistencia a la extracción $T_p = 628.28 \text{ kN/m}$

Fuerza en refuerzo $F_x = 4.43 \text{ kN/m}$

Factor de seguridad = 141.94 > 1.30

Refuerzo para resistencia a la extracción ES SATISFACTORIA

Verificación global - refuerzo ES SATISFACTORIA

Cálculo de estabilidad interna Nro.7

Verificación de la capacidad portante del refuerzo Nro.: 7

Verificación de resistencia a la tracción

Resistencia a la tracción $R_t = 32.00 \text{ kN/m}$

Fuerza en refuerzo $F_x = 6.21 \text{ kN/m}$

Factor de seguridad = 5.16 > 1.30

Refuerzo para resistencia a la tracción ES SATISFACTORIA

Verificación de la resistencia a la extracción

Resistencia a la extracción $T_p = 483.80 \text{ kN/m}$

Fuerza en refuerzo $F_x = 6.21 \text{ kN/m}$

Factor de seguridad = 77.96 > 1.30

Refuerzo para resistencia a la extracción ES SATISFACTORIA

Verificación global - refuerzo ES SATISFACTORIA

Cálculo de estabilidad interna Nro.8

Verificación de la capacidad portante del refuerzo Nro.: 8

Verificación de resistencia a la tracción

Resistencia a la tracción $R_t = 32.00 \text{ kN/m}$

Fuerza en refuerzo $F_x = 7.47 \text{ kN/m}$

Factor de seguridad = 4.29 > 1.30

Refuerzo para resistencia a la tracción ES SATISFACTORIA

Verificación de la resistencia a la extracción

Resistencia a la extracción $T_p = 317.39 \text{ kN/m}$

Fuerza en refuerzo $F_x = 7.47 \text{ kN/m}$

Factor de seguridad = 42.51 > 1.30

Refuerzo para resistencia a la extracción ES SATISFACTORIA

Verificación global - refuerzo ES SATISFACTORIA

Cálculo de estabilidad interna Nro.9

Verificación de la capacidad portante del refuerzo Nro.: 9

Verificación de resistencia a la tracción

Resistencia a la tracción $R_t = 32.00 \text{ kN/m}$

Fuerza en refuerzo $F_x = 5.00 \text{ kN/m}$

Factor de seguridad = $6.41 > 1.30$

Refuerzo para resistencia a la tracción ES SATISFACTORIA

Verificación de la resistencia a la extracción

Resistencia a la extracción $T_p = 179.13 \text{ kN/m}$

Fuerza en refuerzo $F_x = 5.00 \text{ kN/m}$

Factor de seguridad = $35.86 > 1.30$

Refuerzo para resistencia a la extracción ES SATISFACTORIA

Verificación global - refuerzo ES SATISFACTORIA

Cálculo de estabilidad interna Nro.10

Verificación de la capacidad portante del refuerzo Nro.: 10

Verificación de resistencia a la tracción

Resistencia a la tracción $R_t = 78.01 \text{ kN/m}$

Fuerza en refuerzo $F_x = 3.04 \text{ kN/m}$

Factor de seguridad = $25.63 > 1.30$

Refuerzo para resistencia a la tracción ES SATISFACTORIA

Verificación de la resistencia a la extracción

Resistencia a la extracción $T_p = 201.07 \text{ kN/m}$

Fuerza en refuerzo $F_x = 3.04 \text{ kN/m}$

Factor de seguridad = $66.06 > 1.30$

Refuerzo para resistencia a la extracción ES SATISFACTORIA

Verificación global - refuerzo ES SATISFACTORIA

Cálculo de estabilidad interna Nro.11

Verificación de la capacidad portante del refuerzo Nro.: 11

Verificación de resistencia a la tracción

Resistencia a la tracción $R_t = 32.00 \text{ kN/m}$

Fuerza en refuerzo $F_x = 4.14 \text{ kN/m}$

Factor de seguridad = $7.73 > 1.30$

Refuerzo para resistencia a la tracción ES SATISFACTORIA

Verificación de la resistencia a la extracción

Resistencia a la extracción $T_p = 356.78 \text{ kN/m}$

Fuerza en refuerzo $F_x = 4.14 \text{ kN/m}$

Factor de seguridad = $86.24 > 1.30$

Refuerzo para resistencia a la extracción ES SATISFACTORIA

Verificación global - refuerzo ES SATISFACTORIA

Cálculo de estabilidad interna Nro.12

Verificación de la capacidad portante del refuerzo Nro.: 12

Verificación de resistencia a la tracción

Resistencia a la tracción $R_t = 32.00 \text{ kN/m}$

Fuerza en refuerzo $F_x = 4.72 \text{ kN/m}$

Factor de seguridad = $6.78 > 1.30$

Refuerzo para resistencia a la tracción ES SATISFACTORIA

Verificación de la resistencia a la extracción

Resistencia a la extracción $T_p = 226.92 \text{ kN/m}$

Fuerza en refuerzo $F_x = 4.72 \text{ kN/m}$

Factor de seguridad = $48.05 > 1.30$

Refuerzo para resistencia a la extracción ES SATISFACTORIA

Verificación global - refuerzo ES SATISFACTORIA

Cálculo de estabilidad interna Nro.13

Verificación de la capacidad portante del refuerzo Nro.: 13

Verificación de resistencia a la tracción

Resistencia a la tracción $R_t = 32.00 \text{ kN/m}$

Fuerza en refuerzo $F_x = 2.95 \text{ kN/m}$

Factor de seguridad = $10.83 > 1.30$

Refuerzo para resistencia a la tracción ES SATISFACTORIA

Verificación de la resistencia a la extracción

Resistencia a la extracción $T_p = 125.20 \text{ kN/m}$

Fuerza en refuerzo $F_x = 2.95 \text{ kN/m}$

Factor de seguridad = $42.39 > 1.30$

Refuerzo para resistencia a la extracción ES SATISFACTORIA

Verificación global - refuerzo ES SATISFACTORIA

Cálculo de estabilidad interna Nro.14

Verificación de la capacidad portante del refuerzo Nro.: 14

Verificación de resistencia a la tracción

Resistencia a la tracción $R_t = 78.01 \text{ kN/m}$

Fuerza en refuerzo $F_x = 1.69 \text{ kN/m}$

Factor de seguridad = $46.06 > 1.30$

Refuerzo para resistencia a la tracción ES SATISFACTORIA

Verificación de la resistencia a la extracción

Resistencia a la extracción $T_p = 125.03 \text{ kN/m}$

Fuerza en refuerzo $F_x = 1.69 \text{ kN/m}$

Factor de seguridad = $73.81 > 1.30$

Refuerzo para resistencia a la extracción ES SATISFACTORIA

Verificación global - refuerzo ES SATISFACTORIA

Cálculo de estabilidad interna Nro.15

Verificación de la capacidad portante del refuerzo Nro.: 15

Verificación de resistencia a la tracción

Resistencia a la tracción $R_t = 32.00 \text{ kN/m}$

Fuerza en refuerzo $F_x = 1.48 \text{ kN/m}$

Factor de seguridad = 21.65 > 1.30

Refuerzo para resistencia a la tracción ES SATISFACTORIA

Verificación de la resistencia a la extracción

Resistencia a la extracción $T_p = 51.62 \text{ kN/m}$

Fuerza en refuerzo $F_x = 1.48 \text{ kN/m}$

Factor de seguridad = 34.92 > 1.30

Refuerzo para resistencia a la extracción ES SATISFACTORIA

Verificación global - refuerzo ES SATISFACTORIA

Cálculo de estabilidad interna Nro.16

Verificación de la capacidad portante del refuerzo Nro.: 16

Verificación de resistencia a la tracción

Resistencia a la tracción $R_t = 78.01 \text{ kN/m}$

Fuerza en refuerzo $F_x = 0.43 \text{ kN/m}$

Factor de seguridad = 182.57 > 1.30

Refuerzo para resistencia a la tracción ES SATISFACTORIA

Verificación de la resistencia a la extracción

Resistencia a la extracción $T_p = 59.98 \text{ kN/m}$

Fuerza en refuerzo $F_x = 0.43 \text{ kN/m}$

Factor de seguridad = 140.36 > 1.30

Refuerzo para resistencia a la extracción ES SATISFACTORIA

Verificación global - refuerzo ES SATISFACTORIA

Cálculo de estabilidad interna Nro.17

Verificación de la capacidad portante del refuerzo Nro.: 17

Verificación de resistencia a la tracción

Resistencia a la tracción $R_t = 78.01 \text{ kN/m}$

Fuerza en refuerzo $F_x = 0.00 \text{ kN/m}$

Factor de seguridad = 1000.00 > 1.30

Refuerzo para resistencia a la tracción ES SATISFACTORIA

Verificación de la resistencia a la extracción

Resistencia a la extracción $T_p = 48.51 \text{ kN/m}$

Fuerza en refuerzo $F_x = 0.00 \text{ kN/m}$

Factor de seguridad = 1000.00 > 1.30

Refuerzo para resistencia a la extracción ES SATISFACTORIA

Verificación global - refuerzo ES SATISFACTORIA

Cálculo de estabilidad interna Nro.18

Fuerzas calculadas y tensión de los refuerzos

Nro.	Nombre	F_x [kN/m]	Profundidad z[m]	R_t [kN/m]	Utiliz. [%]	T_p [kN/m]	Utiliz. [%]
1	LP-Malla DT_32 kN/m (usuario)	-2.30	12.00	32.00	9.36	1147.78	0.26
2	UX 150 kN/m_78 (usuario)	-4.43	11.51	78.01	7.38	1030.34	0.56
3	LP-Malla DT_32 kN/m (usuario)	-4.17	11.01	32.00	16.94	901.04	0.60
4	UX 150 kN/m_78 (usuario)	-3.86	10.51	78.01	6.43	817.58	0.61
5	LP-Malla DT_32 kN/m (usuario)	-4.15	10.01	32.00	16.85	678.34	0.79
6	UX 150 kN/m_78 (usuario)	-4.43	9.51	78.01	7.38	628.28	0.92
7	LP-Malla DT_32 kN/m (usuario)	-6.21	9.01	32.00	25.21	483.80	1.67
8	LP-Malla DT_32 kN/m (usuario)	-7.47	8.01	32.00	30.33	317.39	3.06
9	LP-Malla DT_32 kN/m (usuario)	-5.00	7.01	32.00	20.29	179.13	3.63
10	UX 150 kN/m_78 (usuario)	-3.04	6.51	78.01	5.07	201.07	1.97
11	LP-Malla DT_32 kN/m (usuario)	-4.14	6.01	32.00	16.81	356.78	1.51
12	LP-Malla DT_32 kN/m (usuario)	-4.72	5.01	32.00	19.19	226.92	2.71
13	LP-Malla DT_32 kN/m (usuario)	-2.95	4.01	32.00	12.00	125.20	3.07
14	UX 150 kN/m_78 (usuario)	-1.69	3.51	78.01	2.82	125.03	1.76
15	LP-Malla DT_32 kN/m (usuario)	-1.48	3.01	32.00	6.01	51.62	3.72
16	UX 150 kN/m_78 (usuario)	-0.43	2.51	78.01	0.71	59.98	0.93
17	UX 150 kN/m_78 (usuario)	0.00	1.51	78.01	0.00	48.51	0.00

Verificación de resistencia a la tracción (refuerzo Nro.8)

Resistencia a la tracción $R_t = 32.00$ kN/m

Fuerza en refuerzo $F_x = 7.47$ kN/m

Factor de seguridad = 4.29 > 1.30

Refuerzo para resistencia a la tracción ES SATISFACTORIA

Verificación de la resistencia a la extracción (refuerzo Nro.15)

Resistencia a la extracción $T_p = 51.62$ kN/m

Fuerza en refuerzo $F_x = 1.48$ kN/m

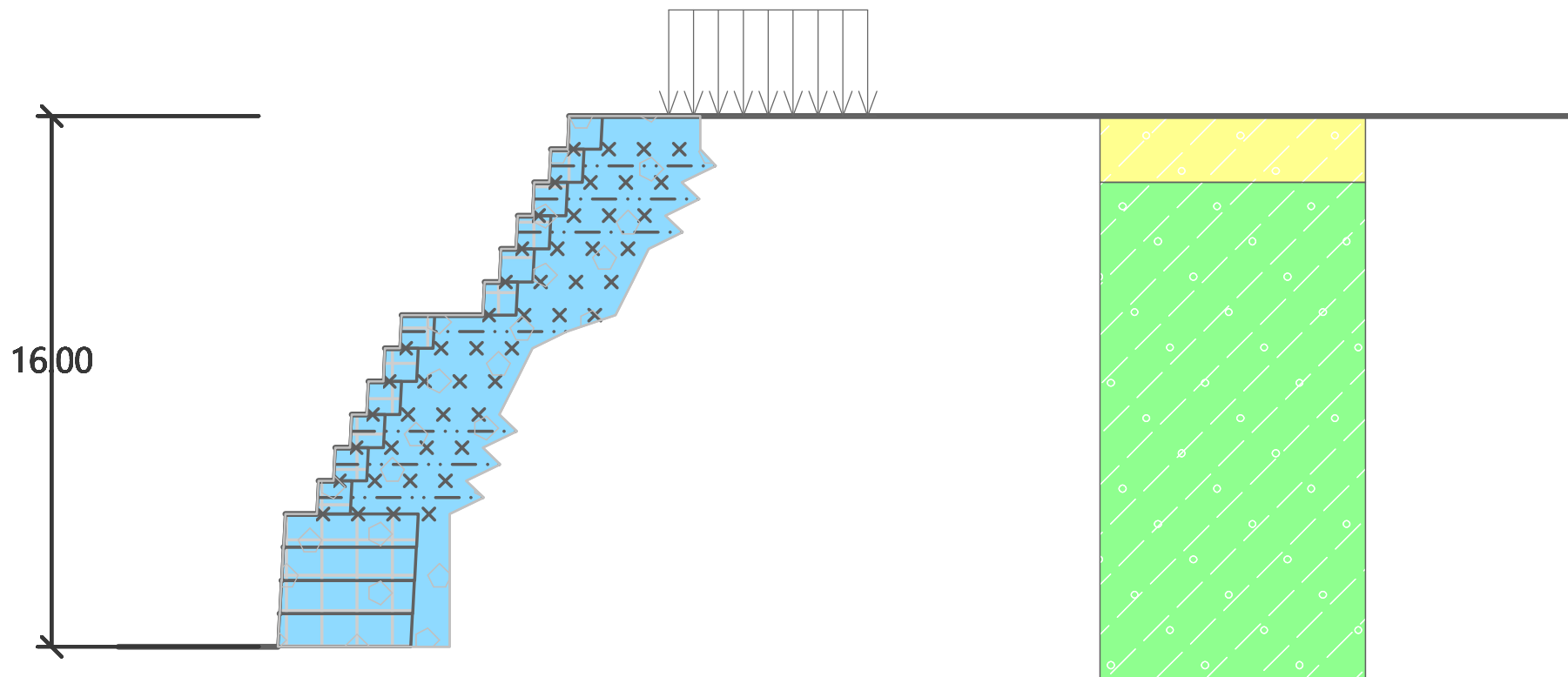
Factor de seguridad = 34.92 > 1.30

Refuerzo para resistencia a la extracción ES SATISFACTORIA

Verificación global - refuerzo ES SATISFACTORIA

Nombre :

Etapa : 1



UG-01



RELLENO ESTRUCTURAL



UG-02

Análisis de pendientes reforzadas

Entrada de datos

Proyecto

Tarea : RUTA NACIONAL 415
Parte : MURO PARA ESTABILIZACIÓN DE CARRETERA
Descripción : PERFIL A-A - BASE GAVIONES H4.0 m + LANDPRO H12.0m
Cliente : CONSEJO NACIONAL DE VIALIDAD
Autor : GÁVEA INGENIERÍA - IRSSA
Fecha : jue. 30 nov. 2023
ID del proyecto : ANÁLISIS SEUDOESTÁTICO $K_h = 0.20g$

Configuración

Código Geotécnico de Costa Rica 2022_NS-A & NR-A

Materiales y estándares

Estructuras de hormigón : EN 1992-1-1 (EC2)
Coeficientes EN 1992-1-1 : Estándar

Análisis de muro

Cálculo de la presión activa de la tierra : Coulomb
Cálculo de la presión pasiva de la tierra : Coulomb
Análisis sísmico : Mononobe-Okabe
Forma de la cuña de la tierra : Calcular oblicuo
Excentricidad permitida : 0.333
Estabilidad interna : Estándar- superficie de deslizamiento recta
Metodología de verificación : Factores de seguridad (ASD)

Factores de seguridad			
Situación de diseño sísmico			
Frente al vuelco :	$SF_o =$	1.15	[-]
Para resistencia al deslizamiento :	$SF_s =$	1.15	[-]
Para capacidad portante :	$SF_b =$	2.00	[-]
Para deslizamiento a lo largo del geo-refuerzo :	$SF_{sr} =$	1.10	[-]
Para fuerza de geo-refuerzo :	$SF_{st} =$	1.10	[-]
Para la resistencia a la extracción del geo-refuerzo :	$SF_{po} =$	1.10	[-]
Factor de seguridad para resistencia de conexiones :	$SF_{con} =$	1.10	[-]

Análisis de estabilidad

Metodología de verificación : Factores de seguridad (ASD)

Factores de seguridad			
Situación de diseño sísmico			
Factor de seguridad :	$SF_s =$	1.10	[-]

Geometría de la estructura

Nro.	Altura del terraplén $h_n[m]$	Ancho del terraplén $l_n[m]$	Longitud de terraza $l_t[m]$	Con Recubrimiento	Espesor $t_c[m]$
1	1.00	0.05		Si	1.00
2	1.00	0.05	0.45	Si	1.00

Nro.	Altura del terraplén $h_n[m]$	Ancho del terraplén $l_n[m]$	Longitud de terraza $l_t[m]$	Con Recubrimiento	Espesor $t_c[m]$
3	1.00	0.05	0.45	Si	1.00
4	1.00	0.05	0.45	Si	1.00
5	1.00	0.05	0.45	Si	1.00
6	1.00	0.05	0.45	Si	1.00
7	1.00	0.05	2.45	Si	1.00
8	1.00	0.05	0.45	Si	1.00
9	1.00	0.05	0.45	Si	1.00
10	1.00	0.05	0.45	Si	1.00
11	1.00	0.05	0.45	Si	1.00
12	1.00	0.05	0.50	Si	1.00

Material

Material de recubrimiento

Peso unitario $\gamma = 19.00 \text{ kN/m}^3$

Resistencia de corte $R_s = 95.00 \text{ kPa}$

Tipos de refuerzos

Nro.	Nombre	Tipo de refuerzo	Tipo de línea	Refuerzo de resistencia		Coeficiente	
				$T_{ult}[kN/m]$	$R_t[kN/m]$	$C_{ds}[-]$	$C_i[-]$
1	UX 150 kN/m_78 (usuario)	Definido por usuario	— — — — —	150.00	78.01	0.75	0.75
2	LP-Malla DT_32 kN/m (usuario)	Definido por usuario	x x x x x	42.00	32.00	0.90	0.90
3	UX 200 kN/m + DT_112 kN/m (usuario)	Definido por usuario	— — — — —	280.00	112.02	0.65	0.65

Refuerzo

Nro.	Número de refuerzos	Tipo de refuerzo	Separación entre refuerzos $h_r[m]$	Altura del primer refuerzo $y[m]$	Geometría de refuerzos
1	3	UX 150 kN/m_78 (usuario)	1.00	0.50	Longitud idéntica de refuerzos
2	1	UX 150 kN/m_78 (usuario)	1.00	5.50	Longitud idéntica de refuerzos
3	2	UX 150 kN/m_78 (usuario)	1.00	8.50	Longitud idéntica de refuerzos
4	6	LP-Malla DT_32 kN/m (usuario)	1.00	0.01	Longitud idéntica de refuerzos
5	4	LP-Malla DT_32 kN/m (usuario)	1.00	6.00	Longitud idéntica de refuerzos

Nro.	Número de refuerzos	Tipo de refuerzo	Separación entre refuerzos $h_r[m]$	Altura del primer refuerzo $y[m]$	Geometría de refuerzos
6	1	UX 150 kN/m_78 (usuario)	1.00	10.50	Longitud idéntica de refuerzos

Perfil de terreno

Detrás de la estructura el terreno es plano.

Influencia del agua

El nivel freático no es considerado!

Entrada de cargas de superficie

Nro.	Sobrecarga		Acción	Mag.1 [kN/m ²]	Mag.2 [kN/m ²]	Ord.x x [m]	Longitud l [m]	Profundidad z [m]
	nueva	cambiar						
1	Si		Permanente	20.00		3.00	6.00	0.50

Nro.	Nombre
1	Carretera [20kPa]

Resistencia en la cara frontal de la estructura

No se considera la resistencia en la cara frontal de la estructura.

Sismo

Factor de aceleración horizontal $K_h = 0.2000$

Factor de aceleración vertical $K_v = 0.0000$

El agua debajo del NF está confinada.

Configuraciones de la etapa de construcción

Situación de diseño : sísmico

Verificación Nro.1

Fuerzas que actúan sobre la construcción

Nombre	F_{hor} [kN/m]	Pto.Apl. z [m]	F_{vert} [kN/m]	Pto.Apl. x [m]	Diseño Coeficiente
Peso - Suelo reforzado	0.00	-6.05	1263.88	6.57	1.000
Sismo - cuña de suelo	234.93	-5.96	0.00	6.50	1.000
Presión activa	0.00	-12.00	0.00	13.03	1.000
Sismo - presión activa	264.37	-9.26	-19.49	10.19	1.000
Carretera [20kPa]	0.00	-12.00	-2.17	11.87	1.000
Carretera [20kPa]	0.00	-11.50	48.50	11.81	1.000

Verificación del muro completo

Verificación de la estabilidad de vuelco

Momento estabilizador $M_{res} = 8650.74$ kNm/m

Momento de vuelco $M_{ovr} = 3846.64$ kNm/m

Factor de seguridad = 2.25 > 1.15

Muro para vuelco ES SATISFACTORIA

Verificación del deslizamiento

Fuerza horizontal resistente $H_{res} = 864.59$ kN/m

Fuerza horizontal activa $H_{act} = 499.30 \text{ kN/m}$

Factor de seguridad = 1.73 > 1.15

Muro para deslizamiento ES SATISFACTORIA

Verificación completa - MURO ES SATISFACTORIA

Advertencia - se ha excedido la cantidad permitida de datos de entrada durante en análisis sísmico!

El análisis de se llevó a cabo con el valor modificado de la inclinación del terreno β . ($\beta=0.00^\circ$, $\beta_{modif}=0.00^\circ$) ($\xi=0.20$, $\xi_{modif}=0.17$)

Advertencia - se ha excedido la cantidad permitida de datos de entrada durante el análisis de presiones!

El análisis se realiza con el valor modificado de la inclinación de la estructura α .

Capacidad portante del terreno de cimentación

Carga de diseño actuando en el centro del fondo de la zapata

Nro.	Momento [kNm/m]	Fuerza Normal [kN/m]	Resistencia al corte [kN/m]	Excentricidad [-]	Tensión [kPa]
1	-2235.83	1290.72	499.30	0.000	324.34

Carga de servicio actuando en el centro del fondo de la zapata

Nro.	Momento [kNm/m]	Fuerza Normal [kN/m]	Resistencia al corte [kN/m]
1	-2235.83	1290.72	499.30

Verificación de la capacidad portante del terreno de cimentación

Tensión en el fondo de la zapata : trapecoide

Verificación de excentricidad

Máx. excentricidad de fuerza normal $e = 0.000$

Máxima excentricidad permitida $e_{alw} = 0.333$

Excentricidad de la fuerza normal ES SATISFACTORIA

Verificación de la capacidad portante del fondo de la zapata

Max. tensión en el fondo de la zapata $\sigma = 324.34 \text{ kPa}$

Capacidad portante del terreno de cimentación $R_d = 690.00 \text{ kPa}$

Factor de seguridad = 2.13 > 2.00

Capacidad portante del terreno de cimentación ES SATISFACTORIA

Estabilidad global - Cap. portante del terreno de cimentación ES SATISFACTORIA

Cálculo de estabilidad interna Nro.1

Verificación de la capacidad portante del refuerzo Nro.: 1

Verificación de resistencia a la tracción

Resistencia a la tracción $R_t = 32.00 \text{ kN/m}$

Fuerza en refuerzo $F_x = 2.36 \text{ kN/m}$

Factor de seguridad = 13.55 > 1.10

Refuerzo para resistencia a la tracción ES SATISFACTORIA

Verificación de la resistencia a la extracción

Resistencia a la extracción $T_p = 1147.78 \text{ kN/m}$

Fuerza en refuerzo $F_x = 2.36 \text{ kN/m}$

Factor de seguridad = 486.17 > 1.10

Refuerzo para resistencia a la extracción ES SATISFACTORIA

Verificación global - refuerzo ES SATISFACTORIA

Cálculo de estabilidad interna Nro.2

Verificación de la capacidad portante del refuerzo Nro.: 2

Verificación de resistencia a la tracción

Resistencia a la tracción $R_t = 78.01 \text{ kN/m}$

Fuerza en refuerzo $F_x = 4.89 \text{ kN/m}$

Factor de seguridad = 15.96 > 1.10

Refuerzo para resistencia a la tracción ES SATISFACTORIA

Verificación de la resistencia a la extracción

Resistencia a la extracción $T_p = 1030.34 \text{ kN/m}$

Fuerza en refuerzo $F_x = 4.89 \text{ kN/m}$

Factor de seguridad = 210.83 > 1.10

Refuerzo para resistencia a la extracción ES SATISFACTORIA

Verificación global - refuerzo ES SATISFACTORIA

Cálculo de estabilidad interna Nro.3

Verificación de la capacidad portante del refuerzo Nro.: 3

Verificación de resistencia a la tracción

Resistencia a la tracción $R_t = 32.00 \text{ kN/m}$

Fuerza en refuerzo $F_x = 5.10 \text{ kN/m}$

Factor de seguridad = 6.28 > 1.10

Refuerzo para resistencia a la tracción ES SATISFACTORIA

Verificación de la resistencia a la extracción

Resistencia a la extracción $T_p = 901.04 \text{ kN/m}$

Fuerza en refuerzo $F_x = 5.10 \text{ kN/m}$

Factor de seguridad = 176.83 > 1.10

Refuerzo para resistencia a la extracción ES SATISFACTORIA

Verificación global - refuerzo ES SATISFACTORIA

Cálculo de estabilidad interna Nro.4

Verificación de la capacidad portante del refuerzo Nro.: 4

Verificación de resistencia a la tracción

Resistencia a la tracción $R_t = 78.01 \text{ kN/m}$

Fuerza en refuerzo $F_x = 5.26 \text{ kN/m}$

Factor de seguridad = 14.84 > 1.10

Refuerzo para resistencia a la tracción ES SATISFACTORIA

Verificación de la resistencia a la extracción

Resistencia a la extracción $T_p = 817.58 \text{ kN/m}$

Fuerza en refuerzo $F_x = 5.26 \text{ kN/m}$

Factor de seguridad = 155.57 > 1.10

Refuerzo para resistencia a la extracción ES SATISFACTORIA

Verificación global - refuerzo ES SATISFACTORIA

Cálculo de estabilidad interna Nro.5

Verificación de la capacidad portante del refuerzo Nro.: 5

Verificación de resistencia a la tracción

Resistencia a la tracción $R_t = 32.00 \text{ kN/m}$

Fuerza en refuerzo $F_x = 6.01 \text{ kN/m}$

Factor de seguridad = $5.33 > 1.10$

Refuerzo para resistencia a la tracción ES SATISFACTORIA

Verificación de la resistencia a la extracción

Resistencia a la extracción $T_p = 678.34 \text{ kN/m}$

Fuerza en refuerzo $F_x = 6.01 \text{ kN/m}$

Factor de seguridad = $112.88 > 1.10$

Refuerzo para resistencia a la extracción ES SATISFACTORIA

Verificación global - refuerzo ES SATISFACTORIA

Cálculo de estabilidad interna Nro.6

Verificación de la capacidad portante del refuerzo Nro.: 6

Verificación de resistencia a la tracción

Resistencia a la tracción $R_t = 78.01 \text{ kN/m}$

Fuerza en refuerzo $F_x = 6.76 \text{ kN/m}$

Factor de seguridad = $11.55 > 1.10$

Refuerzo para resistencia a la tracción ES SATISFACTORIA

Verificación de la resistencia a la extracción

Resistencia a la extracción $T_p = 628.28 \text{ kN/m}$

Fuerza en refuerzo $F_x = 6.76 \text{ kN/m}$

Factor de seguridad = $93.00 > 1.10$

Refuerzo para resistencia a la extracción ES SATISFACTORIA

Verificación global - refuerzo ES SATISFACTORIA

Cálculo de estabilidad interna Nro.7

Verificación de la capacidad portante del refuerzo Nro.: 7

Verificación de resistencia a la tracción

Resistencia a la tracción $R_t = 32.00 \text{ kN/m}$

Fuerza en refuerzo $F_x = 10.58 \text{ kN/m}$

Factor de seguridad = $3.03 > 1.10$

Refuerzo para resistencia a la tracción ES SATISFACTORIA

Verificación de la resistencia a la extracción

Resistencia a la extracción $T_p = 483.80 \text{ kN/m}$

Fuerza en refuerzo $F_x = 10.58 \text{ kN/m}$

Factor de seguridad = $45.74 > 1.10$

Refuerzo para resistencia a la extracción ES SATISFACTORIA

Verificación global - refuerzo ES SATISFACTORIA

Cálculo de estabilidad interna Nro.8

Verificación de la capacidad portante del refuerzo Nro.: 8

Verificación de resistencia a la tracción

Resistencia a la tracción $R_t = 32.00 \text{ kN/m}$

Fuerza en refuerzo $F_x = 14.93 \text{ kN/m}$

Factor de seguridad = $2.14 > 1.10$

Refuerzo para resistencia a la tracción ES SATISFACTORIA

Verificación de la resistencia a la extracción

Resistencia a la extracción $T_p = 317.39 \text{ kN/m}$

Fuerza en refuerzo $F_x = 14.93 \text{ kN/m}$

Factor de seguridad = $21.26 > 1.10$

Refuerzo para resistencia a la extracción ES SATISFACTORIA

Verificación global - refuerzo ES SATISFACTORIA

Cálculo de estabilidad interna Nro.9

Verificación de la capacidad portante del refuerzo Nro.: 9

Verificación de resistencia a la tracción

Resistencia a la tracción $R_t = 32.00 \text{ kN/m}$

Fuerza en refuerzo $F_x = 11.82 \text{ kN/m}$

Factor de seguridad = $2.71 > 1.10$

Refuerzo para resistencia a la tracción ES SATISFACTORIA

Verificación de la resistencia a la extracción

Resistencia a la extracción $T_p = 179.13 \text{ kN/m}$

Fuerza en refuerzo $F_x = 11.82 \text{ kN/m}$

Factor de seguridad = $15.15 > 1.10$

Refuerzo para resistencia a la extracción ES SATISFACTORIA

Verificación global - refuerzo ES SATISFACTORIA

Cálculo de estabilidad interna Nro.10

Verificación de la capacidad portante del refuerzo Nro.: 10

Verificación de resistencia a la tracción

Resistencia a la tracción $R_t = 78.01 \text{ kN/m}$

Fuerza en refuerzo $F_x = 8.18 \text{ kN/m}$

Factor de seguridad = $9.54 > 1.10$

Refuerzo para resistencia a la tracción ES SATISFACTORIA

Verificación de la resistencia a la extracción

Resistencia a la extracción $T_p = 201.07 \text{ kN/m}$

Fuerza en refuerzo $F_x = 8.18 \text{ kN/m}$

Factor de seguridad = $24.58 > 1.10$

Refuerzo para resistencia a la extracción ES SATISFACTORIA

Verificación global - refuerzo ES SATISFACTORIA

Cálculo de estabilidad interna Nro.11

Verificación de la capacidad portante del refuerzo Nro.: 11

Verificación de resistencia a la tracción

Resistencia a la tracción $R_t = 32.00 \text{ kN/m}$

Fuerza en refuerzo $F_x = 12.72 \text{ kN/m}$

Factor de seguridad = $2.52 > 1.10$

Refuerzo para resistencia a la tracción ES SATISFACTORIA

Verificación de la resistencia a la extracción

Resistencia a la extracción $T_p = 356.78 \text{ kN/m}$

Fuerza en refuerzo $F_x = 12.72 \text{ kN/m}$

Factor de seguridad = $28.05 > 1.10$

Refuerzo para resistencia a la extracción ES SATISFACTORIA

Verificación global - refuerzo ES SATISFACTORIA

Cálculo de estabilidad interna Nro.12

Verificación de la capacidad portante del refuerzo Nro.: 12

Verificación de resistencia a la tracción

Resistencia a la tracción $R_t = 32.00 \text{ kN/m}$

Fuerza en refuerzo $F_x = 17.80 \text{ kN/m}$

Factor de seguridad = $1.80 > 1.10$

Refuerzo para resistencia a la tracción ES SATISFACTORIA

Verificación de la resistencia a la extracción

Resistencia a la extracción $T_p = 226.92 \text{ kN/m}$

Fuerza en refuerzo $F_x = 17.80 \text{ kN/m}$

Factor de seguridad = $12.75 > 1.10$

Refuerzo para resistencia a la extracción ES SATISFACTORIA

Verificación global - refuerzo ES SATISFACTORIA

Cálculo de estabilidad interna Nro.13

Verificación de la capacidad portante del refuerzo Nro.: 13

Verificación de resistencia a la tracción

Resistencia a la tracción $R_t = 32.00 \text{ kN/m}$

Fuerza en refuerzo $F_x = 13.99 \text{ kN/m}$

Factor de seguridad = $2.29 > 1.10$

Refuerzo para resistencia a la tracción ES SATISFACTORIA

Verificación de la resistencia a la extracción

Resistencia a la extracción $T_p = 125.20 \text{ kN/m}$

Fuerza en refuerzo $F_x = 13.99 \text{ kN/m}$

Factor de seguridad = $8.95 > 1.10$

Refuerzo para resistencia a la extracción ES SATISFACTORIA

Verificación global - refuerzo ES SATISFACTORIA

Cálculo de estabilidad interna Nro.14

Verificación de la capacidad portante del refuerzo Nro.: 14

Verificación de resistencia a la tracción

Resistencia a la tracción $R_t = 78.01 \text{ kN/m}$

Fuerza en refuerzo $F_x = 9.64 \text{ kN/m}$

Factor de seguridad = $8.10 > 1.10$

Refuerzo para resistencia a la tracción ES SATISFACTORIA

Verificación de la resistencia a la extracción

Resistencia a la extracción $T_p = 125.03 \text{ kN/m}$

Fuerza en refuerzo $F_x = 9.64 \text{ kN/m}$

Factor de seguridad = $12.97 > 1.10$

Refuerzo para resistencia a la extracción ES SATISFACTORIA

Verificación global - refuerzo ES SATISFACTORIA

Cálculo de estabilidad interna Nro.15

Verificación de la capacidad portante del refuerzo Nro.: 15

Verificación de resistencia a la tracción

Resistencia a la tracción $R_t = 32.00 \text{ kN/m}$

Fuerza en refuerzo $F_x = 9.89 \text{ kN/m}$

Factor de seguridad = $3.24 > 1.10$

Refuerzo para resistencia a la tracción ES SATISFACTORIA

Verificación de la resistencia a la extracción

Resistencia a la extracción $T_p = 51.62 \text{ kN/m}$

Fuerza en refuerzo $F_x = 9.89 \text{ kN/m}$

Factor de seguridad = $5.22 > 1.10$

Refuerzo para resistencia a la extracción ES SATISFACTORIA

Verificación global - refuerzo ES SATISFACTORIA

Cálculo de estabilidad interna Nro.16

Verificación de la capacidad portante del refuerzo Nro.: 16

Verificación de resistencia a la tracción

Resistencia a la tracción $R_t = 78.01 \text{ kN/m}$

Fuerza en refuerzo $F_x = 13.92 \text{ kN/m}$

Factor de seguridad = $5.60 > 1.10$

Refuerzo para resistencia a la tracción ES SATISFACTORIA

Verificación de la resistencia a la extracción

Resistencia a la extracción $T_p = 59.98 \text{ kN/m}$

Fuerza en refuerzo $F_x = 13.92 \text{ kN/m}$

Factor de seguridad = $4.31 > 1.10$

Refuerzo para resistencia a la extracción ES SATISFACTORIA

Verificación global - refuerzo ES SATISFACTORIA

Cálculo de estabilidad interna Nro.17

Verificación de la capacidad portante del refuerzo Nro.: 17

Verificación de resistencia a la tracción

Resistencia a la tracción $R_t = 78.01 \text{ kN/m}$

Fuerza en refuerzo $F_x = 41.42 \text{ kN/m}$

Factor de seguridad = $1.88 > 1.10$

Refuerzo para resistencia a la tracción ES SATISFACTORIA

Verificación de la resistencia a la extracción

Resistencia a la extracción $T_p = 48.51 \text{ kN/m}$

Fuerza en refuerzo $F_x = 41.42 \text{ kN/m}$

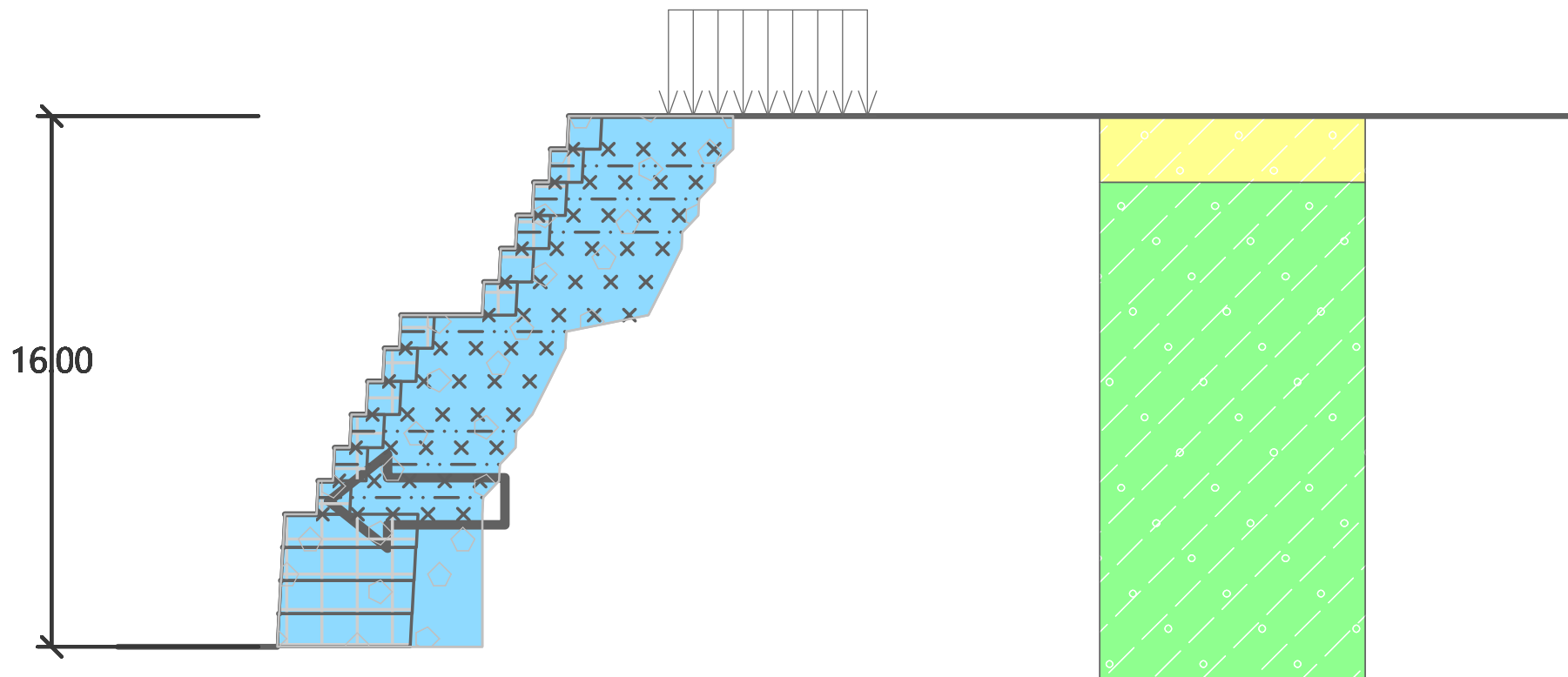
Factor de seguridad = $1.17 > 1.10$

Refuerzo para resistencia a la extracción ES SATISFACTORIA

Verificación global - refuerzo ES SATISFACTORIA

Nombre :

Etapas : 1



UG-01

RELLENO ESTRUCTURAL

UG-02