

BORUCAO

INGENIERÍA • ARQUITECTURA

INFORME ANÁLISIS ESTRUCTURAL DE TANQUE PARA AGUA POTABLE DE 300.000 LITROS:

ASADA NARANJO

Contenido

1. Análisis estructural de tanque para agua potable – ASADA Naranja	3
a. Objetivo.....	3
b. Descripción.....	3
2. Metodología utilizada:	4
a. Inspección visual.....	4
b. Pruebas destructivas.....	4
c. Pruebas de laboratorio.....	4
3. Resultados obtenidos de las pruebas:	5
a. Refuerzo de muros.....	5
b. Losa de piso	7
c. Losa de techo.....	8
d. Núcleos de concreto	10
e. Ensayos SPT (Standard Penetration Test)	11
4. Análisis estructural del sistema de paredes (mampostería confinada).....	13
5. Análisis estructural losa de piso	16
6. Análisis estructural losa de techo.....	17
7. Conclusiones y recomendaciones	18
a. Conclusiones.....	18
b. Recomendaciones.....	19

1. Análisis estructural de tanque para agua potable – ASADA

Naranjo

a. Objetivo

El presente informe tiene como objetivo evaluar el estado estructural actual de un tanque para almacenamiento de agua potable, con una capacidad aproximada de 300 000 litros, ubicado en el cantón de Naranjo, con el fin de determinar su condición estructural y establecer criterios técnicos y recomendaciones para su uso seguro y continuo.

b. Descripción

A continuación, se describen las dimensiones y características generales del tanque objeto de evaluación:

- **Ancho interno:** 10.16 m
- **Largo interno:** 12.67 m
- **Profundidad:** 3.61 m
- **Espesor de las paredes:** 0.20 m
- **Espesor de la losa de techo:** 0.15 m
- **Espesor de la losa de cimentación:** 0.20 m

El tanque presenta las siguientes características constructivas:

- Paredes perimetrales e internas en **mampostería**.
- Losa de techo en **concreto armado**.
- Losa de cimentación en **concreto armado**.
- Vigas medianera y corona en **concreto armado**.

El tanque tiene muros de 1.58m de longitud por 3.61m de altura, espaciados a cada 2.38m en todo el perímetro. El propósito de estos muros es para darle apoyo a la losa de techo.

2. Metodología utilizada:

a. Inspección visual

Se realizó una visita de campo con el fin de identificar posibles problemas de filtración, así como evaluar el estado general de las paredes, la losa de techo y otros aspectos relevantes, tales como condiciones de pintura, recubrimientos y mantenimiento general.

b. Pruebas destructivas

Se efectuaron demoliciones parciales y controladas en sectores específicos del tanque, con el objetivo de identificar el acero de refuerzo existente en las paredes, la losa de cimentación y la losa de techo. La información obtenida permitió contar con datos reales de la estructura para llevar a cabo un análisis estructural confiable.

c. Pruebas de laboratorio

Se extrajeron núcleos de concreto de la losa de techo y de la losa de cimentación, con el propósito de determinar la resistencia a la compresión del concreto existente. Adicionalmente, se realizaron ensayos SPT (Standard Penetration Test) para determinar las características geotécnicas del terreno y la capacidad portante del suelo de cimentación.

3. Resultados obtenidos de las pruebas:

Con base en la inspección visual y las pruebas realizadas, se obtuvieron los siguientes resultados:

- Se identificaron filtraciones en algunos sectores de las paredes del tanque, las cuales están provocando deterioro progresivo de la mampostería, evidenciado por manchas de humedad y desprendimiento superficial del material.
- El estado general de la pintura se considera de malo a regular, presentando desgaste y pérdida de adherencia en ciertas áreas, lo cual reduce la protección superficial de los elementos estructurales frente a la humedad.

Con base a las pruebas destructivas, se obtuvieron los siguientes resultados:

a. Refuerzo de muros

- Se efectuó una demolición parcial en un sector de la pared este del tanque.
- Se identificó el acero de refuerzo existente, correspondiente a barras verticales #3 espaciadas cada 0.40 m y barras horizontales #3 espaciadas cada 0.60 m, tal como se aprecia en la fotografía adjunta:



1918.jpg

Creado: mié 12 nov 09:19 2025

Imagen 1. Refuerzo de muros

b. Losa de piso



Imagen 2. Refuerzo de muros

- Se efectuó una excavación hasta el nivel de cimentación en la esquina NE del tanque, se halló la placa de cimentación a 1.10m del nivel de terreno.
- La placa sobresale 0.50m de las paredes del tanque.
- El acero de refuerzo está constituido por una malla con varillas #4 a cada 0.20m, en ambas direcciones.

c. Losa de techo



1916.jpg

Creado: mié 12 nov 09:15 2025
Voladizo de losa de techo de 15cm

Imagen 3. Losa de techo

- El espesor de la losa de techo es de 0.15m.
- La losa de techo sobresale 0.20m de las paredes exteriores

- Se realizó una demolición para identificar el acero de refuerzo presente en la losa de techo, el cual es de #4 y 2#3 a cada 0.20m.



1921.jpg

Creado: mié 12 nov 11:18 2025
Malla a cada 20cm, con 2#3 y #4

Imagen 4. Losa de techo

d. Núcleos de concreto

Se extrajeron cinco núcleos para verificar la resistencia a compresión del concreto en la placa de cimentación, vigas de amarre y losa de techo.

Se obtuvieron los siguientes resultados, según informe 79-1746-2025:

Anexo N° 1 Resultado de los ensayos realizados

Tabla 1. Resultados de las fallas a núcleos de concreto.

N° de Muestra	Fecha Extracción	Ubicación	Carga (kN)	Longitud de Extracción Promedio (mm)	Diametro Promedio (mm)	Longitud Después del corte (mm)	Área (mm ²)	Área (cm ²)	Carga (kg)	L/D	Factor de Corrección L/D	Resistencia (kg/cm ²)	Resistencia (MPa)	Resistencia (kPa)
22-275,01-25	12/11/2025	Viga	64	200	69,11	137,00	3751	37,51	6525	1,98	1,00	174	17,1	17058
22-275,02-25	12/11/2025	Viga	72	210	68,81	136,40	3718	37,18	7299	1,98	1,00	196	19,3	19251
22-275,03-25	12/11/2025	Zapata	84	200	68,61	135,97	3697	36,97	8553	1,98	1,00	231	22,7	22688
22-275,04-25	12/11/2025	Alero	60	155	68,62	141,53	3698	36,98	6075	2,06	1,00	164	16,1	16111
22-275,05-25	12/11/2025	Alero	61	160	68,78	140,34	3715	37,15	6201	2,04	1,00	167	16,4	16367

Imagen 5. Resultados de Nucleos de concreto

- Los valores obtenidos para las vigas y losa de techo son **bajos**, no llegan como mínimo a los 210kg/cm² que se requiere para elementos estructurales.
- Únicamente la placa de cimentación presenta una resistencia superior al mínimo requerido, con un valor de 231 kg/cm².

e. Ensayos SPT (Standard Penetration Test)

Se realizaron dos sondeos con el objetivo de conocer las capacidades soportantes del terreno y la configuración geotécnica.

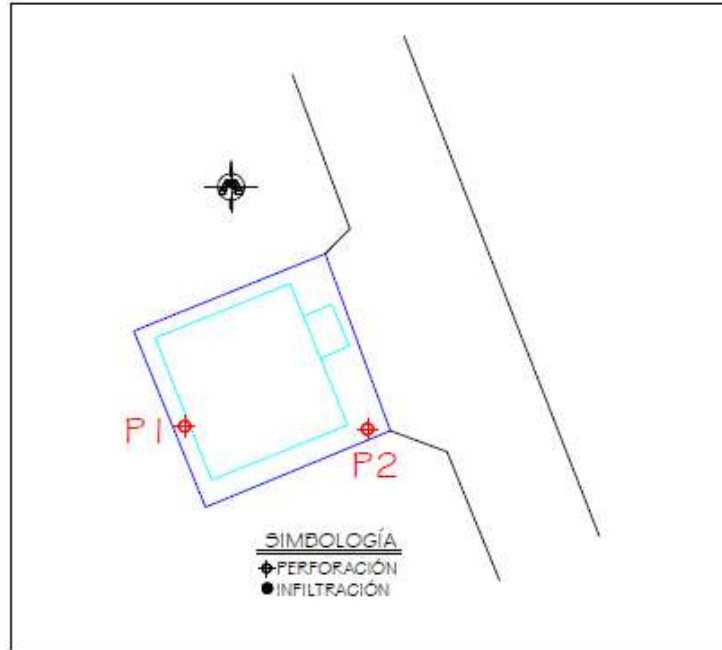


Imagen 6. Ubicación de Ensayos SPT



Imagen 7 y 8. Imágenes en sitio de las pruebas de los ensayos SPT

Los valores obtenidos de la capacidad soportante del terreno son los siguientes:

Tabla 4. Valores N_{SPT}

Tramo	Sondeo	
	1	2
0.00 - 0.55	4	7
0.55 - 1.00	7	7
1.00 - 1.45	5	5
1.45 - 1.90	9	4
1.90 - 2.35	13	4
2.35 - 2.80	15	8
2.80 - 3.25	14	12
3.25 - 3.70	16	12
3.70 - 4.15	16	24
4.15 - 4.60	16	reb
4.60 - 5.05	17	-
5.05 - 5.50	19	-
5.50 - 5.95	24	-

Imagen 9. Resultados Ensayos SPT

De acuerdo con los niveles del fondo del tanque, se determina que la capacidad portante del terreno en el punto 2 es de 8 ton/m² y en el punto 1 es de 13 ton/m².

Esto significa que el terreno es apto para soportar las cargas que se transmiten, las cuales se detallan a continuación:

Carga transmitida al terreno

Peso paredes de mampostería	0.2	3.61	46.26	61.79
Losa de techo	0.15	10.86	12.87	50.32
Cimentación	0.2	11.46	14.07	77.40
Peso del agua	3.61	10.46	12.67	478.43

Total	667.93 ton
Área	161.24 m ²
	4.14 ton/m²

4. Análisis estructural del sistema de paredes (mampostería confinada)

El sistema estructural de las paredes del tanque está conformado por mampostería reforzada, confinada y vinculada mediante una viga medianera de concreto armado, la cual actúa como elemento de amarre.

El tanque se encuentra semienterrado, lo que implica que una parte de sus paredes está enterrada y otra parte se ubica por encima del terreno natural, con una altura variable.

Para efectos de análisis y considerando que la altura del tanque es baja, se adopta el mismo tipo de refuerzo desde la cimentación hasta el nivel del techo. No se realizaron pruebas destructivas en la base del tanque, debido a que estas podrían generar grietas estructurales y provocar problemas de filtración.

Las pruebas se llevaron a cabo en la parte superior del tanque, en un punto cercano al nivel de agua, donde la presión hidrostática es prácticamente nula.

El refuerzo identificado en las paredes del tanque, correspondiente a barras verticales #3 espaciadas cada 0,40 m y barras horizontales #3 espaciadas cada 0,60 m, cumple la función de refuerzo a flexión y cortante de la mampostería, orientado principalmente al control de fisuración y a la resistencia frente a los esfuerzos de tracción inducidos por la presión hidrostática y del terreno.

Desde el punto de vista estructural, las paredes de mampostería están sometidas a empujes hidrostáticos que aumentan con la profundidad, generando momentos flectores máximos en la base del tanque.

En este contexto, el refuerzo vertical constituye el elemento principal para resistir dichos esfuerzos, mientras que el refuerzo horizontal contribuye, en conjunto con la mampostería, a resistir los esfuerzos de cortante del muro.

La viga medianera de concreto armado proporciona rigidez adicional al sistema y actúa como apoyo intermedio para los paños de mampostería. No obstante, su presencia no elimina la necesidad de un refuerzo adecuado dentro de los muros, especialmente en las zonas cercanas a la base y en la condición de tanque vacío, donde la presión ejercida por el terreno es significativamente mayor.

La separación del refuerzo vertical (#3 @ 0,40 m) puede considerarse insuficiente para una estructura destinada a la contención permanente de agua potable, en la cual los criterios de control de fisuración y estanqueidad son más exigentes que en estructuras convencionales. Esta condición es consistente con las filtraciones observadas durante la inspección visual, las cuales evidencian un desempeño deficiente en estado de servicio, asociado a una baja cuantía de acero (barras #3).

Al tratarse de un tanque enterrado, las paredes no solo están sometidas a presiones hidrostáticas internas debidas al almacenamiento de agua potable, sino también a empujes laterales del terreno circundante cuando el tanque se encuentra vacío o parcialmente lleno.

Esta condición genera estados de carga desfavorables, principalmente cuando el tanque está vacío, debido a que la presión de tierra es mayor que la presión de agua ya que la densidad del terreno es alrededor de los 1850 kg/m³, mientras que el agua tiene una densidad de 1000 kg/m³.

Es importante señalar que no se hallaron drenajes perimetrales para evacuar las aguas y eliminar la presión hidrostática en condición de terreno saturado.

Para el análisis del refuerzo, se considera una altura de retención de 2m de altura, en condición de vacío y se considera también el empuje de sismo.

El espesor de la placa de cimentación de 0.20m, es insuficiente para generar una condición de empotramiento del muro, siendo una práctica segura, una condición de empotramiento, para lo cual se requiere un espesor de placa que permita la longitud de anclaje del refuerzo vertical exigida por el Código Sísmico de Costa Rica 2010 (CSCR2010).

La condición estructural actual del muro corresponde a una viga continua, con apoyo simple en la base (debido al espesor de la placa), un apoyo intermedio proporcionado por la viga de concreto y un apoyo en la losa de techo. Esta condición genera una mayor demanda de momentos flectores y, por lo tanto, una mayor cuantía de acero requerida.

Se presenta a continuación el cálculo de los esfuerzos en el muro bajo la condición crítica, correspondiente al tanque vacío, considerando un empuje de tierra equivalente a 2 m de altura y la base del muro empotrada:

Análisis de Fuerzas						
Combinación	Pu (kg/m)	4u (kg m/m)	Vu (kg/m)		Var #	Area
Primer caso	2 453	1 635	2 453		Var #3	0.71
Segundo caso	2 058	1 652	2 058		Var #4	1.27
					Var #5	1.96
					Var #6	2.84
					Var #7	3.88
Diseño a flexión del muro			Diseño a cortante			
As=Mu/(ϕ fy 0.9 d)	4.08 cm ² /m		Vu=	2453.04 kg/m		
Var #3	0.71		ϕ =	0.60		
@	40 cm		Amv	2000.00 cm ²		
As colocado	1.78 cm ² /m	No cumple	Vn=	10600.00 kg/m		
Tu	7 455.00 kg		ϕ Vn=	6360.00 kg/m	OK	
a=	0.88 cm	OK				
ϕ Mn=	775.03 kg m/m	No cumple				
Diametro maximo varilla	2.50 cm					
As max=	12.31 cm ²	OK				
As min total=	4 cm ² /cm	No cumple				
As min en una dirección=	1.4 cm ² /cm					
As horizontal=						
Var #3	1.2 cm ² /m	No cumple				
@	60 cm					

Imagen 10. Cálculo de esfuerzos en el muro bajo - Existente

El acero #3 a cada 0.40m es insuficiente para la demanda de 1 635kg/m, pues resiste 775 kg/m. Además, no se cumple con el acero mínimo en una dirección, tampoco cumple el acero mínimo horizontal y por ende, el acero mínimo total.

Para cubrir la demanda, se requiere varillas #4 a cada 0.20m:

Análisis de Fuerzas						
Combinación	Pu (kg/m)	4u (kg m/m)	Vu (kg/m)		Var #	Area
Primer caso	2 453	1 635	2 453		Var #3	0.71
Segundo caso	2 058	1 652	2 058		Var #4	1.27
					Var #5	1.96
					Var #6	2.84
					Var #7	3.88
Diseño a flexión del muro			Diseño a cortante			
As=Mu/(ϕ fy 0.9 d)	4.08 cm ² /m		Vu=	2453.04 kg/m		
Var #4	1.27		ϕ =	0.60		
@	20 cm		Amv	2000.00 cm ²		
As colocado	6.34 cm ² /m	OK	Vn=	10600.00 kg/m		
Tu	26 607.00 kg		ϕ Vn=	6360.00 kg/m	OK	
a=	3.13 cm	OK				
ϕ Mn=	2541.28 kg m/m	OK				
Diametro maximo varilla	2.50 cm					
As max=	12.31 cm ²	OK				
As min total=	4 cm ² /cm	OK				
As min en una dirección=	1.4 cm ² /cm					
As horizontal=						
Var #3	1.8 cm ² /m	OK				
@	40 cm					

Imagen 11. Cálculo de esfuerzos en el muro bajo – Con recomendación

Debido a la baja resistencia del concreto en las vigas de concreto, no se considera que aporten rigidez, por lo que se considera el muro en voladizo para el análisis.

5. Análisis estructural losa de piso

Se considera la condición de piscina vacía, ya que cuando la piscina está llena, la presión interna genera compresión sobre la losa, siendo la condición más crítica a flexión cuando la piscina está vacía, donde la losa se apoya sobre el suelo (comportamiento tipo “slab on grade”)

Por eso, lo normal (y lo que establecen normas tipo ACI 350 / ACI 318 en tanques) es diseñar principalmente por:

- Refuerzo mínimo estructural
- Control de fisuración
- Durabilidad y estanqueidad

Para concreto en ambiente de agua:

- $A_s(\text{min})=0.0018 \cdot b \cdot t$

Por metro:

- $A_s=0.0018(100\text{cm})(20\text{cm})=3.6 \text{ cm}^2/\text{m}$

Esto:

- Aplica En **Ambas Direcciones**
- Preferiblemente **Doble Malla**
- Acero Inferior + Acero Superior
- Acero Continuo

Del análisis se determina un espesor mínimo de losa de 30cm (el doble del existente), para control de deflexiones e integridad estructural.

El acero calculado para la malla inferior es #4 a cada 25cm y para el acero superior #4 a cada 20cm. La doble malla es un refuerzo típico para losas en dos direcciones por la reversión de momentos.

Por lo que ni el espesor de losa ni el acero existente, cumplen con las solicitaciones de diseño.

7. Conclusiones y recomendaciones

a. Conclusiones

- El acero de refuerzo en los muros de mampostería no cumple con la cuantía mínima requerida, ni con las solicitaciones generadas por el empuje de tierra ni por la combinación de empuje de tierra más sismo, donde la demanda estructural es mayor y, por lo tanto, se requiere una mayor cuantía de acero vertical.
- Esta condición representa un alto riesgo de falla estructural, incluso en la condición de tanque lleno.
- Como consecuencia de la insuficiente capacidad del refuerzo en los muros, se presentan fisuras que, con el paso del tiempo, pueden evolucionar en grietas y provocar daños estructurales de mayor magnitud.
- La losa de piso, si bien cumple con la cuantía mínima de acero, no cumple con el espesor mínimo necesario para garantizar el empotramiento en la base de los muros y favorecer una adecuada integridad estructural.
- Las vigas medianeras de concreto no aportan la rigidez estructural esperada, debido a la baja resistencia del concreto identificada.
- La losa de techo no cumple con el espesor mínimo requerido en la zona central, ni con la cuantía de acero de refuerzo necesaria.

- La capacidad portante del terreno es adecuada para resistir las cargas transmitidas por el tanque.

b. Recomendaciones

- Se recomienda la construcción de un tanque nuevo, ya sea en la misma propiedad, previa eliminación del tanque existente, y que cumpla con los requerimientos establecidos por la normativa vigente.
- Como medida paliativa, se recomienda la reparación de las grietas y filtraciones mediante el uso de MAXIPATCH o un producto de características similares, seguida de la aplicación de una capa de pintura para exteriores.

Sin otro particular por el momento, agradezco la confianza depositada y quedo atenta a cualquier consulta o ampliación de la información presentada.

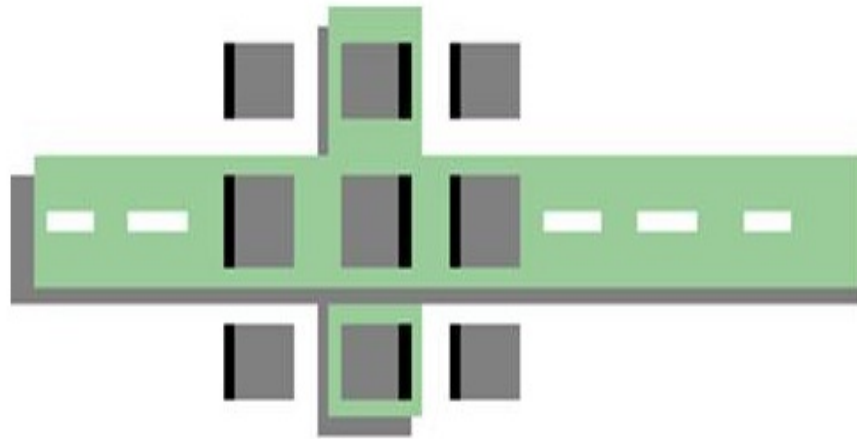


Ing. Harold Campos Zárate
IC-25460

GLORIANA OUELLETTE
CARRILLO
(FIRMA)

Firmado digitalmente por
GLORIANA OUELLETTE
CARRILLO (FIRMA)
Fecha: 2026.01.05
10:22:46 -06'00'

Ing. Gloriana Ouellette Carrillo
IC-24514



O. J. M. Consultores de Calidad y Laboratorios S.A

INFORME DE RESULTADOS
Control de calidad
Falla de núcleos de concreto

Proyecto: Asada, Naranjo

Cliente: Borucao Ingeniería &
Arquitectura

Numero de informe:
79-1746-2025
(RC-50)

✓ ORIGINAL

	<p><i>O. J. M. Consultores de Calidad y Laboratorios S.A</i></p> <p>INFORME DE RESULTADOS DE ENSAYO</p>	RC-50 V.14
		Aprobado: 2021-12-16
		Página 2 de 5
		Número Informe 79-1746-2025

San José, 24 de noviembre del 2025.

Referencia: Control de calidad Núcleos de concreto

Proyecto: Asada, Naranjo

**Señores:
Borucao Ingeniería & Arquitectura**

Estimados señores:

Me permito presentar de acuerdo a lo solicitado los resultados de fallas a núcleos de concreto



Información del cliente	
Nombre:	Borucao Ingeniería & Arquitectura
Dirección:	San Jose, Curridabat.
Contacto que solicita el servicio (Nombre, correo electrónico y/o número telefónico)	-

Información de las Muestras	
Fecha de recepción de la muestra:	2025-11-12
Identificación de la muestra (RC-59):	22-275-25
Descripción y condición de la muestra:	Núcleos de concreto

Información sobre el "Muestreo"	
El laboratorio realizo el muestreo:	<input checked="" type="checkbox"/> Sí <input type="checkbox"/> No
Fecha de realización del muestreo:	2025-11-12
Lugar de muestreo:	En sitio
Condiciones ambientales durante el muestreo:	<input type="checkbox"/> Soleado <input checked="" type="checkbox"/> Nublado <input type="checkbox"/> Lluvioso <input type="checkbox"/> Noche
Observaciones:	Ninguna

Descripción del método de ensayo utilizado	
Fecha de realización del ensayo:	noviembre 2025
Lugar de realización del ensayo:	Laboratorio central y en sitio.
Ensayos realizados:	(*) Ensayo Acreditado (**) Ensayo No Acreditado Extracción y falla de núcleos de concreto AASHTO T24 (*) Resistencia a la compresión INTE C39 (*)

Se cumplió con el o los procedimientos:	<input checked="" type="checkbox"/> Si <input type="checkbox"/> No
Desviaciones aplicadas :	<input type="checkbox"/> Si : Detalle _____ <input checked="" type="checkbox"/> No

Licencia Protección
Radiológica:



DPAH-UASSAH-005-2014-T
DPAH-UASSAH-005-2014-I

OJM Consultores de Calidad y Laboratorios S.A.
50 m este y 25 m sur del Archivo Nacional
Curridabat, San José, Costa Rica

Tel: (506) 2226-4078
Tel: (506) 2226-6192
E-mail: OJM@ojmconsultores.com

Laboratorio Acreditado: INTE ISO/ IEC 17025:2017
Alcance: LE-066 disponible en: www.eca.co.or

	<p><i>O. J. M. Consultores de Calidad y Laboratorios S.A</i></p> <p>INFORME DE RESULTADOS DE ENSAYO</p>	RC-50 V.14
		Aprobado: 2021-12-16
		Página 3 de 5
		Número Informe 79-1746-2025

INFORME DE RESULTADOS DE ENSAYO (S) REALIZADO (S)

Los resultados obtenidos se encuentran numerados en los siguientes anexos:	
Anexo N° 1	Resultado de los ensayos realizados

Sin otro particular quedo en la mejor disposición para aclarar ampliar o comentar este documento.

Atentamente encargado de aprobar el informe:

**ADRIAN
ALEJANDRO
ZUÑIGA
VASQUEZ
(FIRMA)**

Firmado digitalmente por
ADRIAN ALEJANDRO ZUÑIGA
VASQUEZ (FIRMA)
Nombre de reconocimiento
(DN):
serialNumber=CPF-03-0492-029
9, sn=ZUÑIGA VASQUEZ,
givenName=ADRIAN
ALEJANDRO, c=CR, o=PERSONA
FISICA, ou=CIUDADANO,
cn=ADRIAN ALEJANDRO
ZUÑIGA VASQUEZ (FIRMA)
Fecha: 2025.11.24 11:47:26
-06'00'

Ing. Adrián Zúñiga Vásquez
Encargado de proyectos



CC.: Archivo y digital / Informe No 79-1746-2025.

Licencia Protección
Radiológica:



DPAH-UASSAH-005-2014-T
DPAH-UASSAH-005-2014-I

OJM Consultores de Calidad y Laboratorios S.A.
50 m este y 25 m sur del Archivo Nacional
Curridabat, San José, Costa Rica

Tel: (506) 2226-4078
Tel: (506) 2226-6192
E-mail: OJM@ojmconsultores.com

Laboratorio Acreditado: INTE ISO/ IEC 17025:2017
Alcance: LE-066 disponible en: www.eca.co.or

	<p><i>O. J. M. Consultores de Calidad y Laboratorios S.A</i></p> <p>INFORME DE RESULTADOS DE ENSAYO</p>	RC-50 V.14
		Aprobado: 2021-12-16
		Página 4 de 5
		Número Informe 79-1746-2025

Anexo N° 1
Resultado de los ensayos realizados

Tabla 1. Resultados de las fallas a núcleos de concreto.

N° de Muestra	Fecha Extracción	Ubicación	Carga (kN)	Longitud de Extracción Promedio (mm)	Diametro Promedio (mm)	Longitud Después del corte (mm)	Área (mm ²)	Área (cm ²)	Carga (kg)	L/D	Factor de Correccion L/D	Resistencia (kg/cm ²)	Resistencia (MPa)	Resistencia (kPa)
22-275,01-25	12/11/2025	Viga	64	200	69,11	137,00	3751	37,51	6525	1,98	1,00	174	17,1	17058
22-275,02-25	12/11/2025	Viga	72	210	68,81	136,40	3718	37,18	7299	1,98	1,00	196	19,3	19251
22-275,03-25	12/11/2025	Zapata	84	200	68,61	135,97	3697	36,97	8553	1,98	1,00	231	22,7	22688
22-275,04-25	12/11/2025	Alero	60	155	68,62	141,53	3698	36,98	6075	2,06	1,00	164	16,1	16111
22-275,05-25	12/11/2025	Alero	61	160	68,78	140,34	3715	37,15	6201	2,04	1,00	167	16,4	16367

Licencia Protección Radiológica:



DPAH-UASSAH-005-2014-T
DPAH-UASSAH-005-2014-I

OJM Consultores de Calidad y Laboratorios S.A.
50 m este y 25 m sur del Archivo Nacional
Curridabat, San José, Costa Rica

Tel: (506) 2226-4078
Tel: (506) 2226-6192
E-mail: OJM@ojmconsultores.com

Laboratorio Acreditado: INTE ISO/ IEC 17025:2017
Alcance: LE-066 disponible en: www.eca.co.or

	<p><i>O. J. M. Consultores de Calidad y Laboratorios S.A</i></p> <p>INFORME DE RESULTADOS DE ENSAYO</p>	RC-50 V.14
		Aprobado: 2021-12-16
		Página 5 de 5
		Número Informe 79-1746-2025

Notas

Nota 1: El informe presente **NO** puede ser reproducido en forma parcial, únicamente en forma total y con la aprobación de OJM Consultores de Calidad y Laboratorios S.A.

Nota 2: Los resultados reportados corresponden únicamente a los ítems ensayados.

Nota 3: La incertidumbre de los resultados se expresa a un 95 % de confianza, es decir con un $k=2$.

Nota 4: Los resultados de ensayo (s) que han sido subcontratados se encuentran identificados mediante las siglas ES (Ensayo Subcontratado).

Nota 5: Su opinión nos importa, si tiene quejas o reclamos comuníquese con nosotros o escribanos a ojmescucha@ojmconsultores.com

Nota 6: La incertidumbre se calcula según lo establecido en el instructivo “Estimación de la Incertidumbre” (I-02) y se reporta en el formulario “Incertidumbre” (RC-91).

Nota 7: Los ensayos identificados en este documento con un asterisco (*) al lado del nombre del ensayo, son todos aquellos que estén “Acreditados”, y con dos asteriscos (**) al lado del nombre del ensayo son todos aquellos que no estén acreditados. El símbolo de acreditación se utilizará en este registro únicamente si se incluyen resultados de ensayos dentro del alcance de la acreditación de nuestro laboratorio. Si desea conocer el alcance del laboratorio puede visitar el sitio web del ECA www.eca.or.cr

Nota 8: El símbolo de acreditación se utilizará en este registro únicamente si se incluyen resultados de ensayos dentro del alcance de la acreditación de nuestro laboratorio.

Nota 9: Las incertidumbres al 95 % de confianza de los resultados emitidos son custodiadas por el Laboratorio OJM, en caso de ser necesarias se le podrán solicitar en cualquier momento al Gerente Técnico.

Nota 10: OJM efectúa los ensayos de acuerdo a cada método de referencia en específico, por lo cual obtiene el registro y reporte de todo lo establecido, en caso de requerir información adicional, a la solicitada para este informe, relacionada con las muestras analizadas, por favor comuníquese con Gerente Técnico.

-----Última línea -----

Licencia Protección
Radiológica:



DPAH-UASSAH-005-2014-T
DPAH-UASSAH-005-2014-I

OJM Consultores de Calidad y Laboratorios S.A.
50 m este y 25 m sur del Archivo Nacional
Curridabat, San José, Costa Rica

Tel: (506) 2226-4078
Tel: (506) 2226-6192
E-mail: OJM@ojmconsultores.com

Laboratorio Acreditado: INTE ISO/ IEC 17025:2017
Alcance: LE-066 disponible en: www.eca.co.or

18 de noviembre de 2025
INF-623-2025

Señores
Asada de Concepción de Naranjo, Alajuela
Presente

Asunto: Informe geotécnico


Estimados señores:

Sírvase encontrar adjunto el informe geotécnico de las pruebas realizadas en un terreno ubicado cerca de la localidad de Concepción, cantón Naranjo, provincia Alajuela; donde se planea construir un Tanque; conforme a su solicitud.

Dichas pruebas se realizaron el día 12 de noviembre del presente año.

Atentamente,

INGEOTECNIA DE EL GENERAL



Ing. Adrián Fallas Gamboa M. Eng.
IC-14702
CI-033-2013 SETENA

C.c.: Archivo



Consultorías en Ingeniería

REPORTE GEOTECNICO

INF-623-2025

PARA EL PROYECTO:

**“CONSTRUCCIÓN
DE TANQUE”**

TERRENO UBICADO:

CONCEPCION

CANTÓN NARANJO, PROVINCIA ALAJUELA

12 DE NOVIEMBRE DEL 2025

Índice General

1. Introducción y alcance del estudio.....	1
2. Datos del terreno.....	1
3. Labor realizada.....	3
4. Caracterización y clasificación del suelo.....	5
5. Propiedad de resistencia del suelo.....	6
6. Capacidad de soporte del suelo.....	7
7. Evaluación del potencial de licuefacción del terreno.....	11
8. Recomendaciones de cimentación.....	12
9. Taludes.....	15
10. Análisis de asentamientos.....	19
11. Recomendaciones de pisos.....	20
12. Tipología del suelo para diseño estructural.....	20
13. Parámetros para obras de retención y estructuras enterradas.....	21
14. Inspección en obra.....	21
15. Referencias bibliográficas.....	22
16. Anexos.....	23

1. INTRODUCCIÓN Y ALCANCE DEL ESTUDIO

Se presenta el siguiente informe geotécnico para la evaluación de las cimentaciones de las futuras obras de un Tanque, el mismo tiene como objetivos fundamentales:

- ✓ Proporcionar un conocimiento de las características geotécnicas del subsuelo de acuerdo con la construcción prevista.
- ✓ Conocer y evaluar las posibles problemáticas geotécnicas de la zona, que puedan incidir sobre la futura construcción.
- ✓ Definir y analizar el tipo de cimentación más recomendable para el tipo de construcción prevista de acuerdo con los condicionantes geotécnicos.

Por otro lado, es importante indicar, que dicho estudio se enmarca en la categoría de Estudios Preliminares, según el Código de Cimentaciones de Costa Rica, ya que el mismo va orientado a la verificación de que no existen problemas mayores, como, por ejemplo: arcillas expansivas, rellenos orgánicos, riesgo de deslizamiento y otros que comprometan la seguridad del proyecto.

Debido a lo anterior, se recomienda realizar Estudios de Comprobación, con el fin de verificar el modelo geotécnico establecido a partir de los resultados del presente informe, dichos estudios se llevan a cabo durante las excavaciones que se realizan para la construcción de las cimentaciones de la obra, antes que las mismas sean construidas, pues podría requerirse alguna modificación al diseño para ajustarse a las condiciones reales del sitio.

2. DATOS DEL TERRENO

Localización

El terreno se ubica cerca de la localidad de Concepción, cantón Naranjo, provincia Alajuela; las Figuras 1 y 2 muestran la localización de este.



Figura 1. Localización geográfica - Mapa de Costa Rica



Figura 2. Localización geográfica - Hoja 1:50.000 Naranjo

Generalidades del terreno

El terreno se encuentra a nivel de calle en el frente del Tanque existente. Luego, tiene una pendiente cae hacia atrás y va en aumento, con un talud de altura y pendiente importante.



Figura 3. Imágenes del Terreno

3. LABOR REALIZADA

Se realizaron dos sondeos, esto con el objetivo de realizar un reconocimiento geotécnico y determinar capacidades soportantes; la figura 4 muestra la ubicación de la exploración.

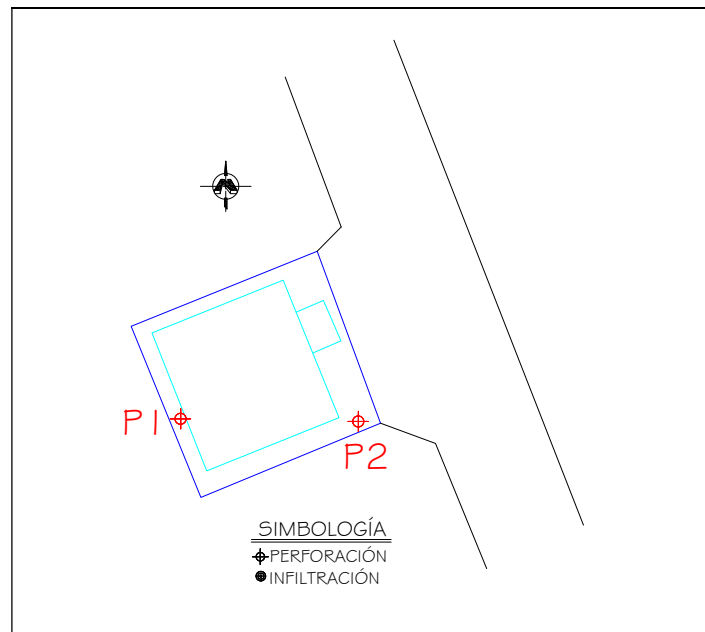


Figura 4. Ubicación de la exploración

Metodología de exploración:

Los sondeos se realizaron según las especificaciones de ASTM D-1586-84 para lo cual se utilizó el equipo llamado "S.P.T.", por sus siglas en inglés (*Standard Penetration Test*), este ensayo determina la resistencia de los suelos a la penetración de un sacamuestras partido

unido a un dispositivo de acero, mediante la caída libre de una masa de 63.5 kg desde una altura de 76.2 cm, se registra la cantidad de golpes necesaria para lograr dicho objetivo, proporcionando información sobre la variabilidad y rigidez del suelo; además permite obtener muestras alteradas de suelo dentro de los sondeos para su identificación.

En el proceso de ejecución del ensayo se distinguen dos fases. Una hincada de colocación de 15cm (incluyendo la penetración inicial del tomamuestras bajo su propio peso) y la segunda fase o ensayo de hincada propiamente dicho, en la cual se anota el número de golpes necesarios para penetrar adicionalmente 30cm; este número obtenido se denomina resistencia a la penetración N_{SPT} ; la Figura 5 se muestra un diagrama del equipo.

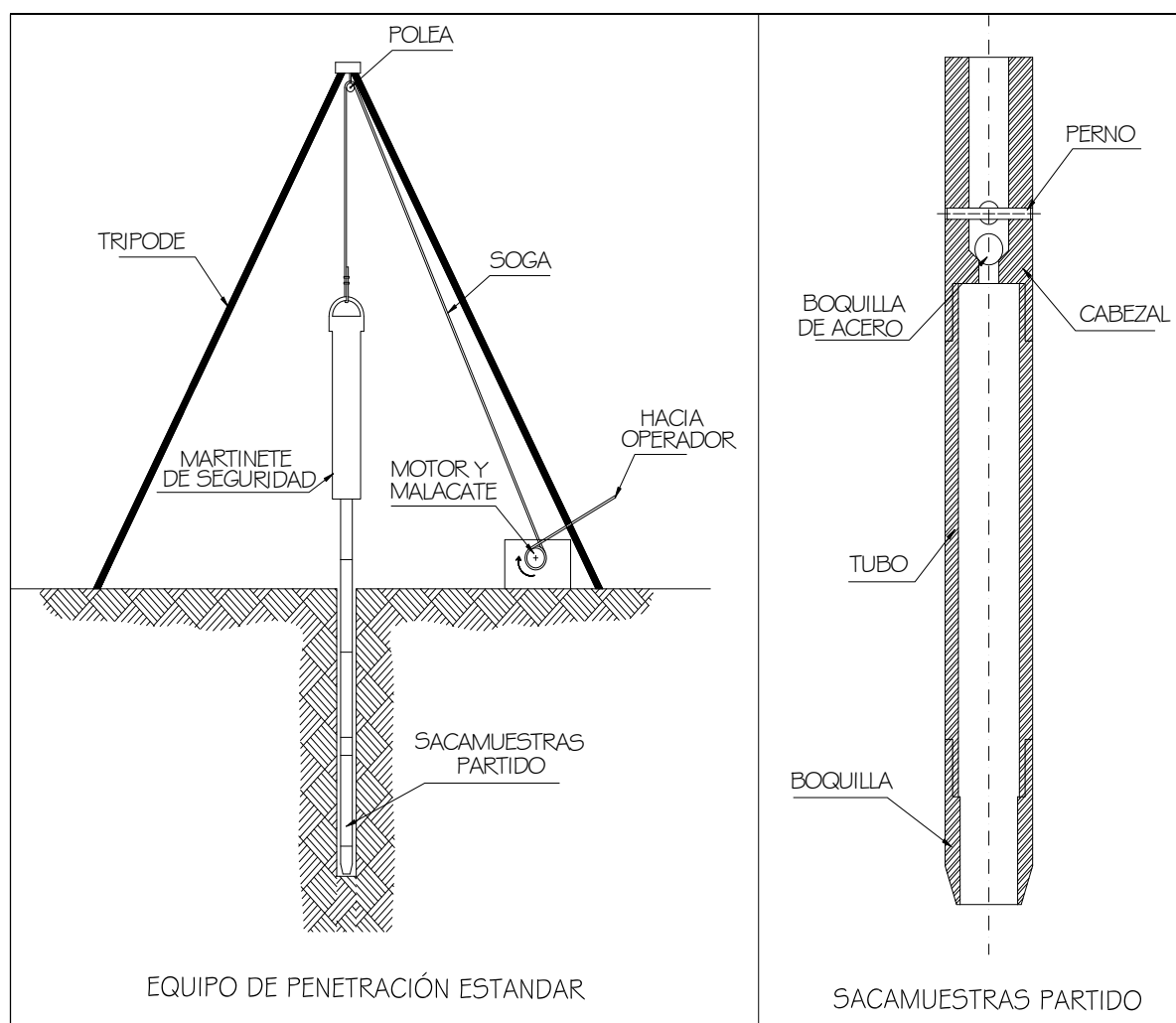


Figura 5. Equipo "SPT"

En caso de determinar suelo muy resistente se detiene la prueba al alcanzar el rebote del mazo (reb), el sondeo se puede dar por finalizado cuando:

- ✓ Se registre un total de 50 golpes en cualquiera de los tres incrementos de 15 cm.
- ✓ Se registre un total de 100 golpes.

- ✓ No se observe avance del muestreador mediante la aplicación de 10 golpes sucesivos del mazo.
- ✓ El muestreador avance 45 cm completos, sin alcanzar las cuentas límites de golpes, descritos en los incisos anteriores.

Ensayos realizados:

Los siguientes son los ensayos realizados en el laboratorio a las muestras alteradas extraídas durante la exploración; dichas pruebas estuvieron a cargo del Técnico: José Santos González Jiménez (Laboratorista de Obras Viales - LANAMME). En el anexo A se muestra el resumen de los resultados obtenidos en los ensayos.

Tabla 1. Ensayos de laboratorio

Ensayo	Norma
Humedad natural	ASTM D-2216
Límites de Atterberg	ASTM D-4318
Análisis granulométrico	ASTM C-136
Clasificación de suelos	ASTM D-2487
Compresión inconfiada	ASTM D-2166

4. CARACTERIZACIÓN Y CLASIFICACIÓN DEL SUELO

A continuación, se presenta el perfil estratigráfico del suelo, determinado por la observación de las diferentes muestras en el laboratorio y campo; dicho perfil es generalizado y los resultados puntuales de perforaciones pueden variar.

Tabla 2. Perfil estratigráfico

Capa	Descripción del suelo
Capa 1	Limo arcilloso color café oscuro, presenta partículas meteorizadas. Materiales de consistencia variable entre blanda y medianamente rígida. Clasificación SUCS: MH . Esta capa fue detectada en ambos sondeos.
Capa 2	Limo arcilloso color café oscuro, presenta algunas vetas rojizas y partículas meteorizadas. Materiales de consistencia variable entre rígida y muy rígida. Clasificación SUCS: MH . Esta capa fue detectada en ambos sondeos y subyaciendo el suelo de la capa 1.

5. PROPIEDADES DE RESISTENCIA DEL SUELO

A continuación, en la Tabla 3 se muestra las características generales de las perforaciones realizadas, por otro lado, en la Tabla 4 se muestra los valores " N_{spt} " obtenidos para dichas perforaciones.

Tabla 3. Resumen de las perforaciones ejecutadas

Sondeo	Coordenadas (WGS 84) (*)	Profundidad (m)	Nivel freático (**)
P1	-84.405706° 10.094149°	5.95	No detectado
P2	-84.405588° 10.094153°	4.15	No detectado

(*) Dato tomado con GPS por la cuadrilla de campo.

(**) Esta situación no debe considerarse estable, ya que la profundidad del nivel freático experimenta variaciones en el tiempo, derivadas del régimen hídrico de precipitaciones, de las condiciones hidrogeológicas, de aportes artificiales (riegos), extracciones próximas (bombeos), etc.

Tabla 4. Valores N_{SPT}

Tramo	Sondeo	
	1	2
0.00 - 0.55	4	7
0.55 - 1.00	7	7
1.00 - 1.45	5	5
1.45 - 1.90	9	4
1.90 - 2.35	13	4
2.35 - 2.80	15	8
2.80 - 3.25	14	12
3.25 - 3.70	16	12
3.70 - 4.15	16	24
4.15 - 4.60	16	reb
4.60 - 5.05	17	-
5.05 - 5.50	19	-
5.50 - 5.95	24	-

Tal y como se mostró en el perfil estratigráfico de la sección 4, en las zonas sondeadas se localizaron suelos mayormente limo arcillosos, a la profundidad donde eventualmente se podría cimentar, de esta forma la consistencia y la resistencia del suelo pueden entonces estimarse de acuerdo con la Tabla 5.

Tabla 5. Estimación de la resistencia del suelo de acuerdo con el N_{SPT} (Desarrollado por Terzaghi y Peck).

N_{SPT}	Consistencia	Resistencia a la compresión simple q_u (ton/m ²)	Simbología de colores
< a 2	Muy Blanda	0.0 a 2.5	
2-5.	Blanda	2.5 a 5.0	
5-10.	Medianamente rígida	5.0 a 10.0	
10-20.	Rígida	10.0 a 20.0	
20-30.	Muy rígida	20.0 a 40.0	
> a 30	Dura	> a 40.0	

6. CAPACIDAD DE SOPORTE DEL SUELO

Para estimar la capacidad de carga del suelo se utilizó la teoría de Terzaghi para suelos cohesivos, la formula general de carga admisible en suelos es la siguiente:

$$q_{adm} = \frac{q_h}{F_s} = \frac{c \cdot N_c \cdot \xi_c + q \cdot N_q \cdot \xi_q + \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot \xi_\gamma}{3} + q \quad (\text{Ecuación \#1})$$

Dónde:

q_h : corresponde a la carga de hundimiento.

c : corresponde a la cohesión del terreno.

q : corresponde a la sobrecarga sobre el nivel de cimentación.

γ : corresponde al peso unitario del suelo.

B : corresponde al ancho de la placa de cimentación.

F_s : corresponde al Factor de Seguridad = 3.

ξ_c , ξ_q y ξ_γ : corresponde a factores de corrección, según distintos autores.

N_c , N_q y N_γ : corresponde a factores de capacidad de carga, función del ángulo de rozamiento del suelo y se pueden estimar como se indica a continuación:

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi \quad (\text{Ecuación \#2})$$

$$N_q = \tan^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right) e^{\pi \tan \phi} \quad (\text{Ecuación \#3})$$

$$N_\gamma = (N_q + 1) \tan \phi \quad (\text{Ecuación \#4})$$

Dónde:

ϕ : corresponde al ángulo de rozamiento interno del suelo.

En materiales limosos - arcillosos, el valor más desfavorable de la carga de hundimiento se obtiene para una condición a corto plazo, donde el ángulo de rozamiento interno es nulo ($\phi=0$) y la cohesión corresponde con la resistencia al corte no drenada. En este caso el Factor N_c tiene un valor de 5.14 y la expresión queda:

$$q_{adm} = \frac{q_h}{F_s} = \frac{c_u \cdot N_c}{3} = \frac{c_u \cdot 5.14}{3} \quad (\text{Ecuación \#5})$$

Para el cálculo de la cohesión no drenada, se utilizará la expresión propuesta por Stroud (1974), donde dicho valor se estima a partir de la prueba SPT:

$$c_u = K \cdot N \quad (\text{Ecuación \#6})$$

Dónde:

K: corresponde a una constante, que varía de 3.5-6.5 KN/m²

N: corresponde al valor del número de penetración estándar (SPT).

Si el valor N, es menor a 5 golpes, se disminuye el valor de la Cohesión a 2/3 del valor.

Por otro lado, para el cálculo de la capacidad de soporte de los sondeos, como se encuentran en zonas cercanas a taludes, se utilizó la ecuación 7 y la figura 6 desarrollada por Meyerhof.

$$q_u = c_u \cdot N_{cq} \quad (\text{Ecuación \#7})$$

Dónde:

- c: corresponde a la cohesión no drenada.
- N_{cq} corresponde a factores de capacidad de carga, estimados según la figura 6 para sondeos cerca de la corona del talud.

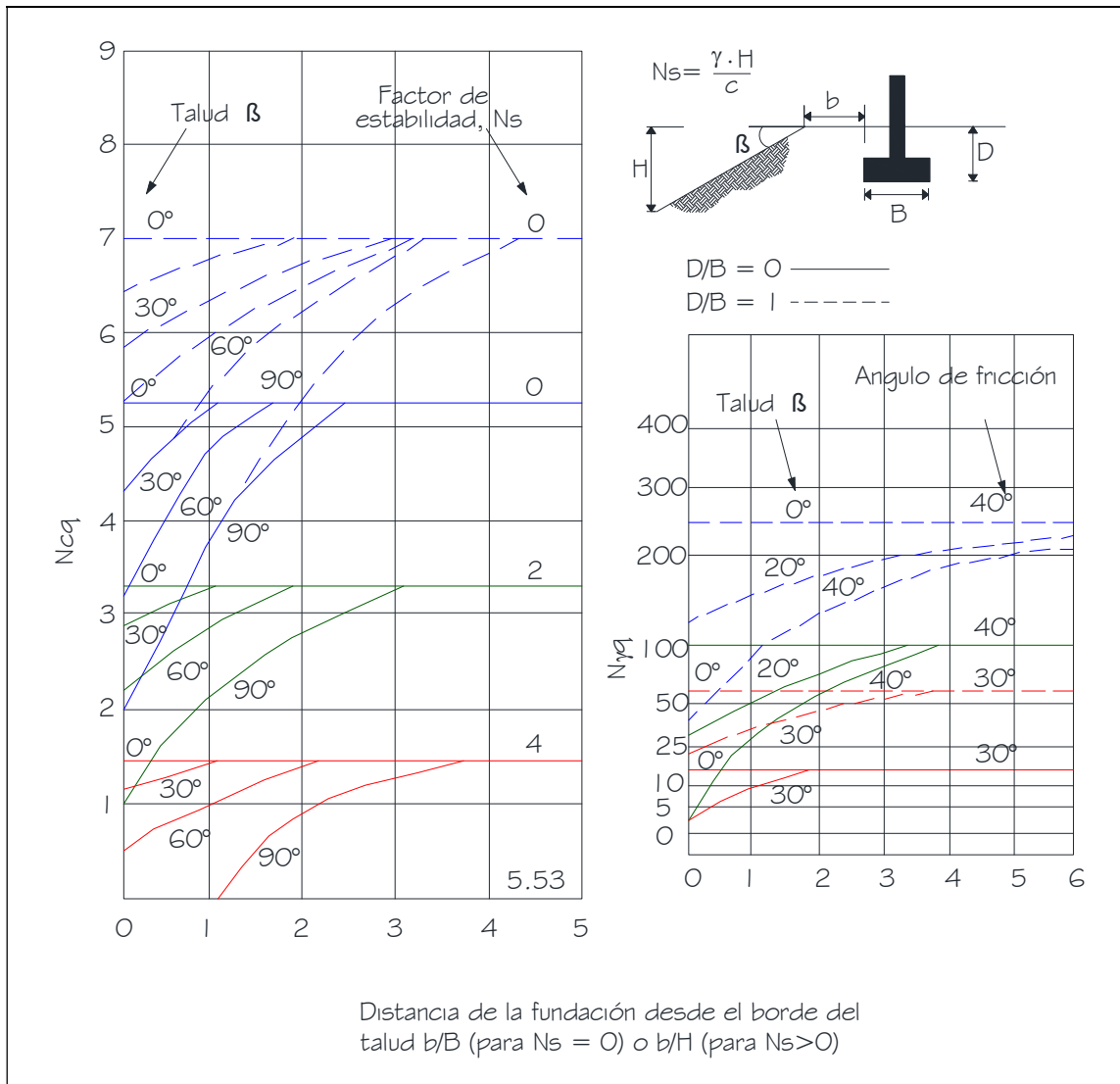


Figura 6. Cálculo de factores para la capacidad de soporte cerca de taludes

Se considera capacidad de carga neta porque se supone que el cimiento quedará enterrado, por lo cual en la estimación de cargas debe considerarse el peso del suelo sobre el cimiento; de esta forma, en la Tabla 6 se muestran las capacidades de carga para las diferentes profundidades exploradas, dichas capacidades se consideran con un factor de seguridad de 3 y los valores deberán ser utilizados en la proyección del sistema estructural de transmisión de la carga de la superestructura al suelo.

Tabla 6. Capacidad de Carga de Admisible en Ton/m²,
Factor de seguridad, FS=3

Nivel de desplante (m)	Sondeo	
	1	2
0.55	2.0	5.5
1.00	5.5	5.5
1.45	2.5	2.5
1.90	7.0	2.0
2.35	10.5	2.0
2.80	12.0	6.5
3.25	11.0	9.5
3.70	12.5	9.5
4.15	12.5	19.0
4.60	12.5	reb
5.05	13.5	-
5.50	15.0	-

En rojo valores menores a 8.0 Ton/m² (carga mínima para el uso del método de Diseño simplificado del Código Sísmico 2010, sección 17.1, carga última 24.0 Ton/m²)

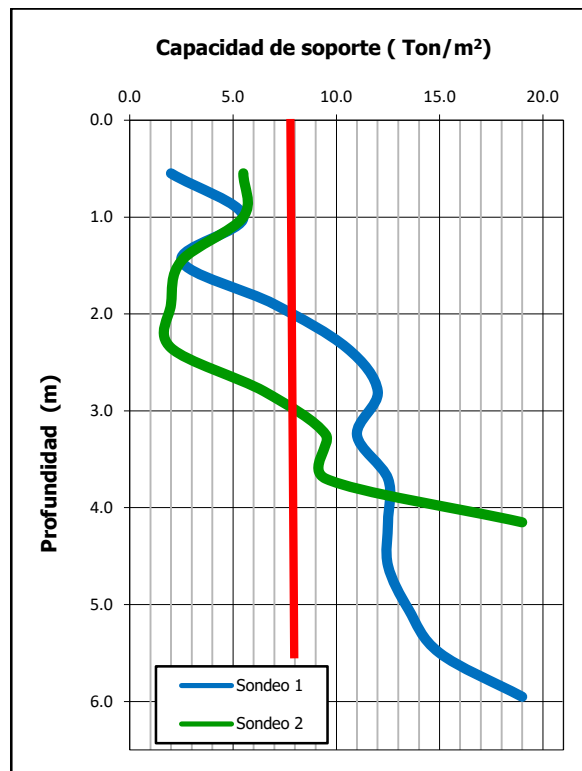


Figura 7. Capacidad de Carga de Admisible vrs Profundidad

Es importante recordar del Código Sísmico de Costa Rica 2010 (CSCR-2010), que para soportar las cargas últimas resultantes de las cuatro combinaciones de carga última del inciso 6.2.1 del CSCR-2010, se debe de satisfacer la siguiente desigualdad:

$$q_{u \max} \leq \phi \cdot q_n \quad (\text{Ecuación \#8})$$

Donde $q_{u \max}$ es la presión última máxima transmitida al suelo en el sitio de cimentación y q_n es la capacidad de soporte nominal del suelo según los parámetros en el sitio, que es equivalente al término q_u que se utiliza en el Código de Cimentaciones de Costa Rica (valores de la Tabla 6 que se deben de multiplicar por el Factor de Seguridad de 3). Los factores ϕ de reducción de resistencia se muestran en la Tabla 7.

Tabla 7. Factores ϕ de reducción para la capacidad soportante de los suelos
Tabla 13.1 del Código Sísmico de Costa Rica 2010

Combinaciones de ecuaciones 6-1 y 6-2	ϕ
$\frac{q_{u \min}}{q_{u \max}} \geq 0.25$	0.45
$\frac{q_{u \min}}{q_{u \max}} < 0.25$	0.60
Combinaciones de ecuaciones 6-3 y 6-4	ϕ
$\frac{q_{u \min}}{q_{u \max}} \geq 0.25$	0.65
$\frac{q_{u \min}}{q_{u \max}} < 0.25$	0.85

En la misma Tabla 7, $q_{u \max}$ y $q_{u \min}$ son las presiones últimas máxima y mínima respectivamente en el suelo, que se calculan suponiendo una distribución lineal de presiones, siempre que se cumplan los requisitos de rigidez que establece el Código de Cimentaciones de Costa Rica.

El caso: $\frac{q_{u \min}}{q_{u \max}} < 0.25$, incluye el caso de una distribución triangular de presiones.

7. EVALUACIÓN DEL POTENCIAL DE LICUEFACCIÓN DEL TERRENO

El Código de Cimentaciones de Costa Rica establece que "la licuación es la pérdida temporal de la resistencia y la rigidez de los depósitos de suelo granular, no arcillosos, saturados, poco

densos, producido por el paso de las ondas sísmicas. Este fenómeno puede estar acompañado de un comportamiento del suelo similar al de un líquido viscoso."

Por lo general, se considera que la licuación sucede en arenas limpias, finas, uniformes, con baja compacidad relativa y presencia de nivel freático, sin embargo, se ha determinado que dicho fenómeno se ha generado en gravas y limos. En el caso de los suelos finos se ha observado que pueden ser susceptibles a licuación si presentan algunas de los siguientes criterios:

- Fracción con tamaños menores a 0.005 mm < 15%.
- Limite líquido (LL) < 35%.
- Humedad natural (w) > 0,9·LL.
- Índice de liquidez (IL) < 75%.

Debido a las consideraciones anteriores y luego de evaluar las condiciones del suelo encontrado hasta la profundidad explorada, no existe aparente riesgo de licuación.

8. RECOMENDACIONES DE CIMENTACIÓN

Luego de analizar las condiciones de soporte reportadas en los sondeos, se concluye que se determinó una capa de material blando cuyo espesor varía entre 1.90m y 2.80m.

Debido a dicha situación se deberá de utilizar un sistema de cimentación especial, utilizando como mínimo un nivel de desplante de **2.50m** de profundidad en los alrededores del sondeo 1 siempre y cuando la carga transmitida al suelo sea de 8.0 Ton/m² o según establezca un análisis de estabilidad de taludes.

En el caso del sondeo 2 se deberá igualmente utilizar un sistema de cimentación especial, pero usando como mínimo un nivel de desplante de **3.50m** en los alrededores del sondeo2; siempre y cuando la carga transmitida al suelo sea de 8.0 Ton/m² o según establezca un análisis de estabilidad de taludes.

A fin de evitar problemas generados por el fenómeno de "reptación" del talud, se recomienda en los alrededores de ambos sondeos, el uso de una solución de cimentación profunda (figura 8), con pilotes preexcavados de concreto o hincados (acero) o micropilotes, sobre los mismo se construye una viga cabezal rígida con el fin de garantizar la disipación del efecto que pueden ocasionar posibles asentamientos diferenciales; la cimentación piloteada deberá tener rigidez suficiente para redistribuir esfuerzos en las áreas de suelo más suave o en aquellas que eventualmente se pierda el apoyo parcial de la misma debido a procesos de consolidación o colapso del suelo. Dichos pilotes deberán de empotrarse al menos 1.5m en el estrato rígido (***a partir de 6.0m de profundidad, se deberá de verificar en campo o por medio de estudios geofísicos***).

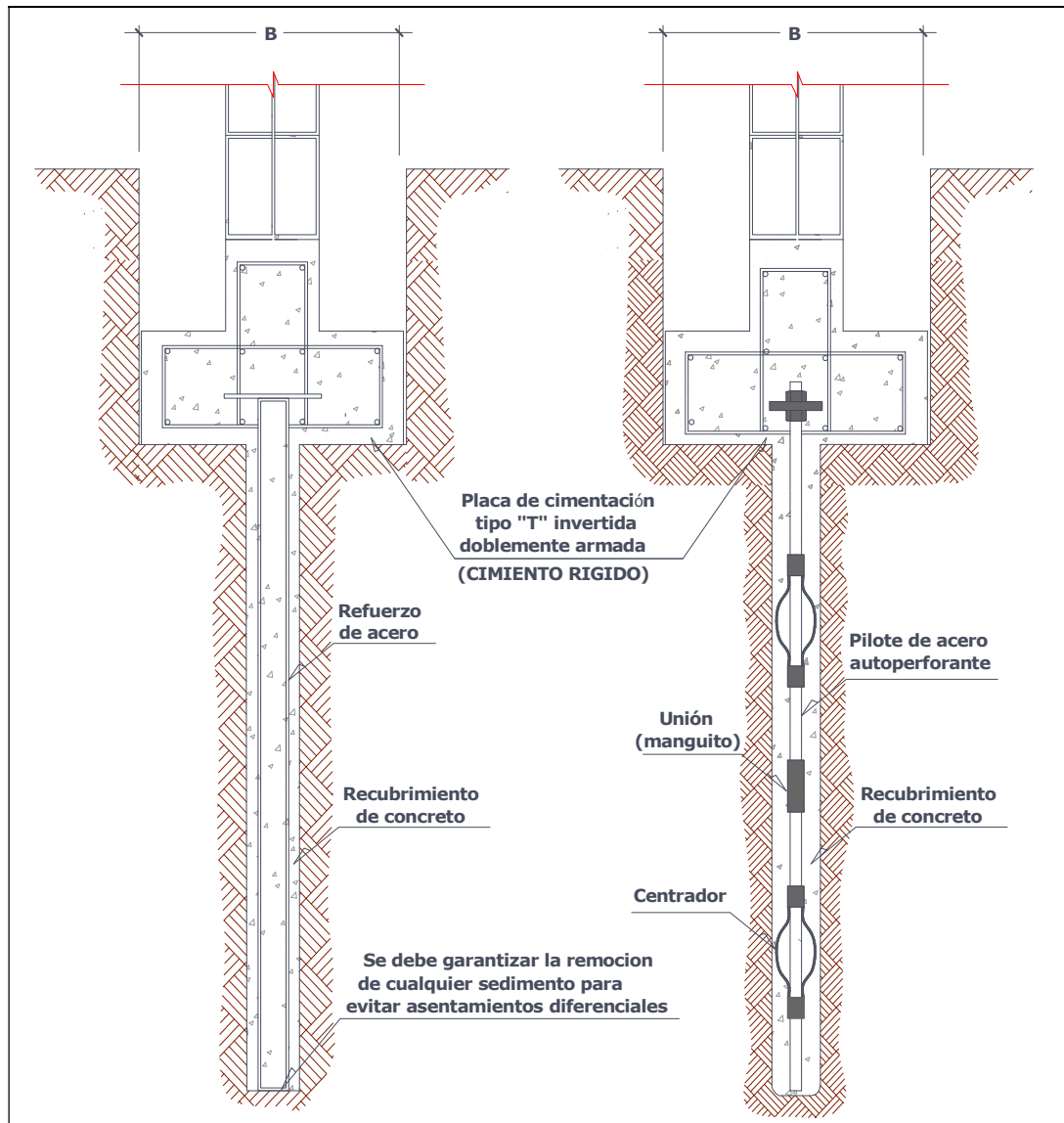


Figura 8. Detalle de cimentación con micropilotes

Solución alternativa:

En caso de que el profesional responsable garantice la estabilidad del talud y la no "reptación" del terreno (por ejemplo: con la construcción de obras de retención), se podrá considerar el uso de una fundación superficial rígida en los alrededores de los sondeos; en caso contrario se deberá de utilizar las cimentaciones profundas. A continuación, se brinda un ejemplo de sistema de fundación superficial rígida.

Fundación superficial rígida ("mat foundation"). En algunos terrenos con estratigrafías similares a éste, han utilizado un sistema de cimentación que sea capaz de ayudar a mitigar asentamientos diferenciales. Así, han optado por usar una losa de cimentación rígida con un nivel de desplante de 0.4 a 0.5m (dependerá del diseño de la losa de concreto, ver figura 9)

bajo el nivel actual del terreno (eliminando cualquier material orgánico que presente el mismo, por ejemplo capa vegetal, raíces de árboles viejo, etc., para evitar futuros asentamientos) y además sustituir en un área mayor al de las obras, los suelos existentes en un espesor no menor a 0.5m con un lastre de buena calidad (CBR mínimo de 30) compactado en capas con el fin de obtener el 95% de la densidad óptima del Ensayo Proctor Modificado; además dicho material debe cumplir las especificaciones dispuestas por el CR-2010, que se detallan en la Tabla 8.

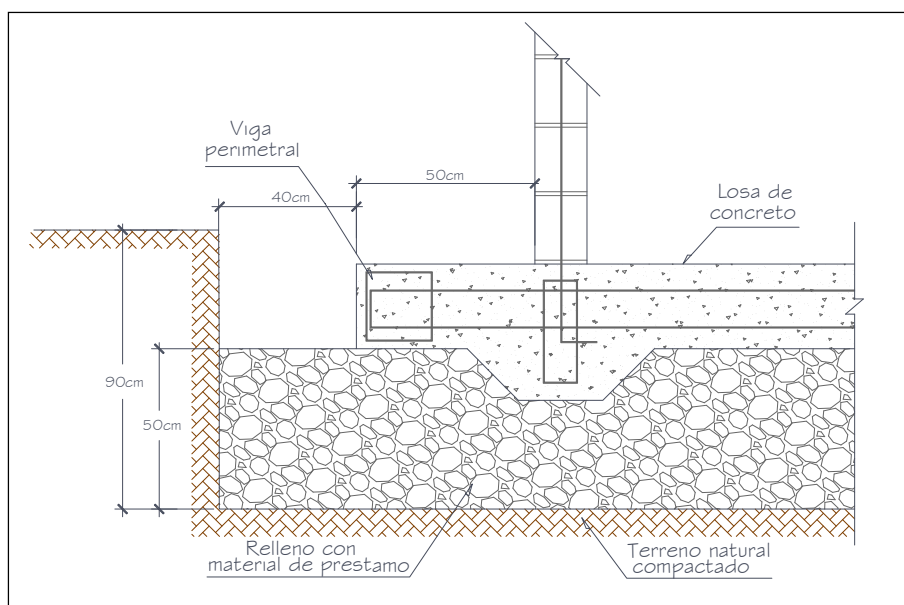


Figura 9. Detalle de cimentación "losa flotante"

Se podrá además utilizar como relleno un toba cemento plástica, lastre cemento o un concreto pobre; la fundación deberá tener rigidez suficiente para redistribuir esfuerzos en las áreas de suelo más suave o en aquellas que eventualmente se pierda el apoyo parcial de la misma debido a procesos de consolidación o colapso del suelo.

Tabla 8. Especificaciones del material de subbase según CR-2010

Ítem	Valor	Graduación (A)	
		Apertura de la Malla	% Pasando
Límite líquido	< 25%	63 mm	100
Índice plástico	< 4%	50 mm	97-100
Índice de soporte (CBR)	> 30%	25 mm	65-79
		12.5 mm	45-59
		4.75 mm	28-42
		425 μm	9-17
		75 μm	4-8

En esta condición, la capacidad soportante admisible al nivel de desplante es 4.0 ton/m² (12.0ton/m² a la falla) para el cálculo de dicha losa se puede usar un módulo de reacción

(balastro) de $13,0 \text{ MN/m}^3$ ($K_{0.3}$), el mismo se considera para una cimentación cuadrada de 1 pie de lado (30cm).

Para determinar el coeficiente de reacción del suelo de una cimentación cuadrada de tamaño B (metros) x B (metros) se recomienda utilizar la siguiente ecuación:

$$K_{B \times B} (\text{KN/m}^3) = K_{0.3} (\text{KN/m}^3) * \left[\frac{0.3(m)}{B(m)} \right] \quad (\text{Ecuación \# 9})$$

Donde $K_{0.3}$ y $K_{B \times B}$ son los coeficientes de reacción del suelo para las cimentaciones cuadradas de tamaño 0.3m x 0.3m y B (metros) x B (metros).

Para una cimentación **rectangular** de dimensiones B (metros) x L (metros) se recomienda utilizar la siguiente ecuación:

$$K = \frac{K_{(B \times B)} \left(1 + 0.5 \frac{B}{L} \right)}{1.5} \quad (\text{Ecuación \# 10})$$

Donde K es el coeficiente de reacción del suelo para las cimentaciones rectangular de tamaño B (metros) x L (metros).

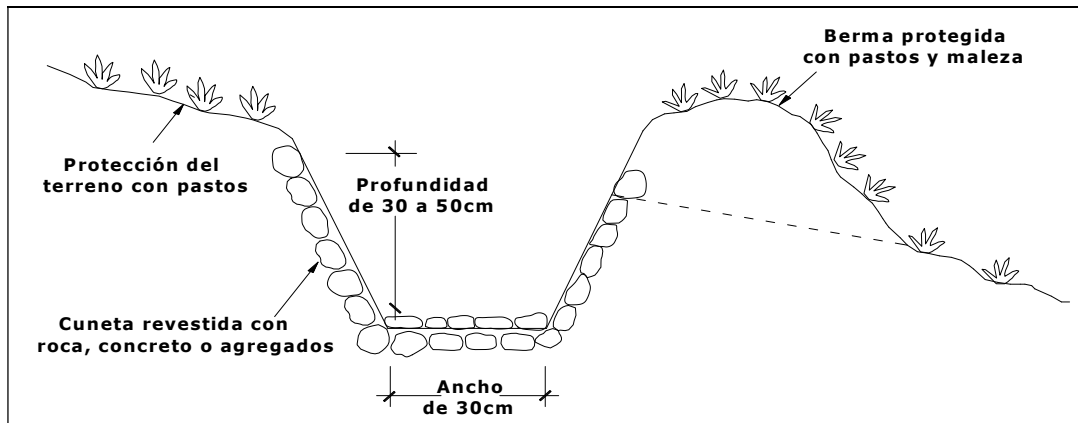
Se recomienda tomar las consideraciones del caso respecto al diseño de una futura piscina y/o tanque, ya que una posible fuga podría eventualmente activar un deslizamiento, no por pérdida de capacidad de soporte, si no por erosión. Es importante indicar, que, debido a la consistencia del material, es de suma importancia la realización de mejoras para el control de la escorrentía superficial y el manejo de la erosión, debido a que es muy probable la generación de deslizamientos, en caso de saturación del suelo y eventos sísmicos.

Se debe indicar que las consideraciones expuestas han sido deducidas de ensayos puntuales, constituyendo una extrapolación al conjunto del terreno de estudio en las condiciones actuales del subsuelo; por ello, se recomienda la inspección en obra durante la excavación, para verificar que las características aparentes del terreno se corresponden con las que han servido de base a estas recomendaciones.

9. TALUDES

Con el fin de garantizar la integridad de la estructura y evitar problemas puntuales propios de la naturaleza del material y la topografía de los taludes que presenta la propiedad, se recomiendan las siguientes medidas:

1. Es indispensable controlar el agua de escorrentía de manera que la misma se aisle de los taludes. Para dicho fin se deberá construir un sistema de evacuación de aguas pluviales (**diseñado por un profesional**), parte fundamental de dicho sistema serán las cunetas en la cresta y base de los taludes, como se muestra en la Figura 10, ya que es importante recordar que el agua en un talud reduce su estabilidad al disminuir la resistencia al corte de los planos de rotura en el terreno y aumenta las fuerzas tendentes a la inestabilidad.



Figura

10. Control del agua mediante cunetas y/o bermas.

2. Además, es recomendable que se siembre algún tipo de gramínea, por ejemplo: vetiver (Figura 11); con el fin de que proteja el terreno de la erosión superficial debida a fenómenos naturales. El Vetiver tiene gran capacidad de adaptación y resistencia a situaciones extremas, tanto de suelos como a nivel climático, aunque su rendimiento óptimo se obtiene en temperaturas alrededor de los 25 °C y su mantenimiento es fácil. Por otro lado, el sistema radicular (raíces) se comportan como "clavos" vivientes del suelo, pudiendo alcanzar una profundidad de hasta 3-4 metros.

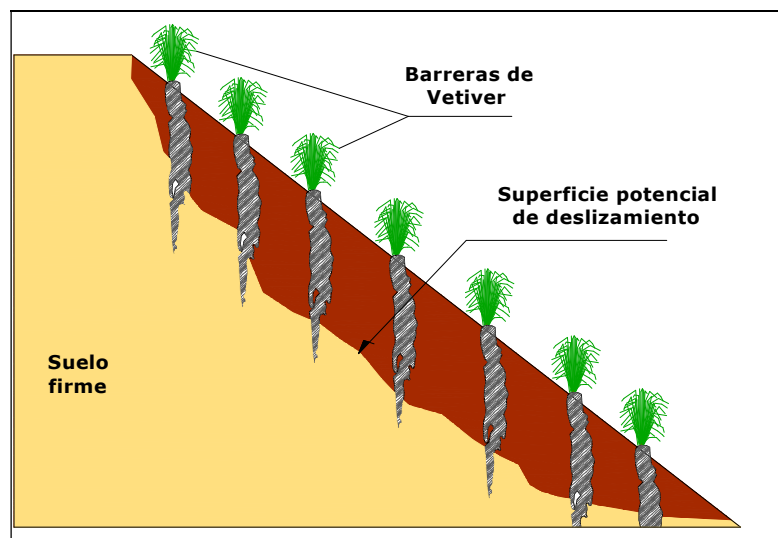


Figura 11. Estabilización mediante setos vivos

De esta forma, un talud que esté bien diseñado también necesita protección adicional para poder asegurar su estabilidad a largo plazo, sobre todo cuando la obra se encuentra en áreas de altas precipitaciones y terrenos erosionables. El pasto Vetiver crece rápido en pendientes y puede sobrevivir en suelos de mala calidad o con alta acidez y así mismo, en suelos erosionables.

Para que un sistema ofrezca el máximo de protección contra la erosión, los cercos de vetiver deben estar espaciados a un intervalo vertical (IV) adecuado. El IV es la distancia

vertical que media entre cercos al bajar la pendiente. La distancia efectiva medida a lo largo del terreno el cual es denominado tramo de superficie depende de la inclinación de la pendiente. La Tabla 9 muestra las relaciones entre la pendiente, el tramo de superficie y el intervalo vertical. En la práctica se ha determinado que un IV de 2.0m es adecuado. Las cifras correspondientes a este tramo en la Tabla 9 se basan en un intervalo vertical (IV) de 1.0m; entonces para usar este cuadro se debe multiplicar el tramo de superficie por el IV. Por ejemplo: si el IV es de 2.0m en una pendiente del 70% la distancia superficial entre las barreras vegetales será de $2 \times 1.7 = 3.4$ m (ver Figura 12), cuando las pendientes son mayores la distancia entre los cercos deben ser menores.

Tabla 8. Pendiente, tramo de superficie e intervalo vertical

Pendiente		Tramo de superficie (m) *
Grados (°)	Porcentaje (%)	
1	1.7	57.3
5	8.8	11.5
10	17.6	5.8
15	27.0	4.0
20	36.4	3.0
25	46.1	2.4
30	57.7	2.0
35	70.0	1.7
40	84.0	1.6
45	100	1.4

* También llamado distanciamiento entre curvas de nivel

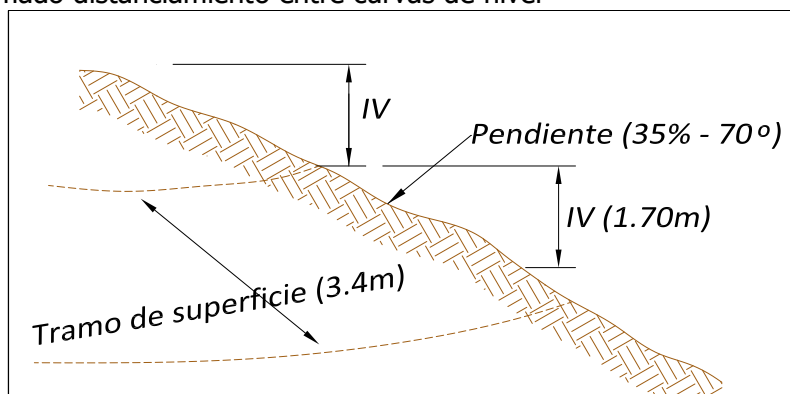


Figura 12. El intervalo vertical

Tomado del Manual sobre el Uso y Manejo del pasto Vetiver.

3. No se recomienda la construcción de zanjas de drenaje como sistema de tratamiento de aguas negras en la parte alta del talud, debido a una posible saturación de este.
4. Se recomienda la visita de un profesional en el manejo de la erosión, de manera que se diseñe un plan para controlar la escorrentía superficial y vegetación; así como considerar realizar un análisis de estabilidad a fin de determinar la estabilidad global del talud y la

necesidad o no de construir algunas obras civiles de retención, pero quedará a criterio del profesional diseñador.

5. Se recomienda, además de la vegetación, considerar el uso de geosintéticos (geomantas, etc.) que ayuden a mejorar las condiciones de drenaje y den cierto refuerzo al suelo; como referencia se menciona la Mirafi® TM13C y TM14S de la marca Tencate, esta manta debería de cubrir al menos 5.0m de la corona del talud hacia abajo y a todo lo largo del talud (ver figuras 13 y 14).

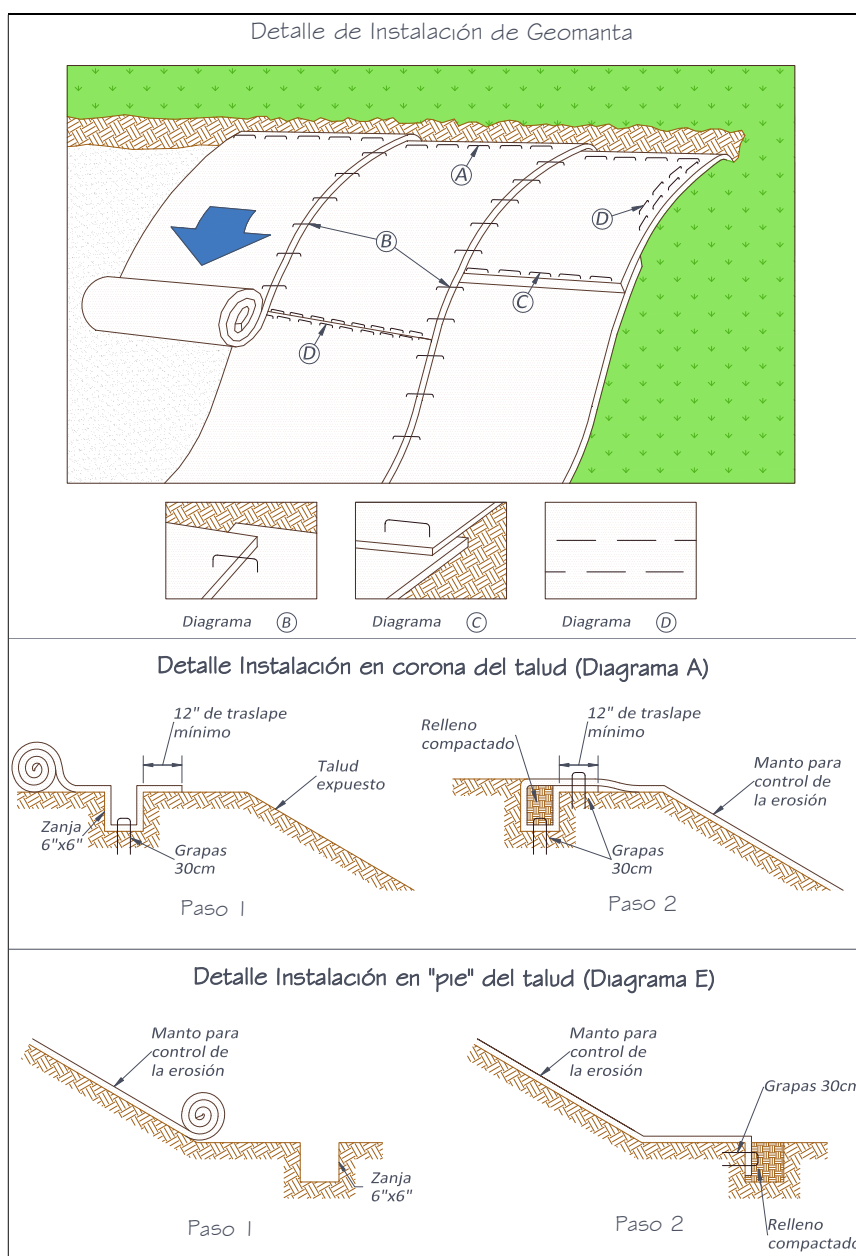


Figura 13. Detalle de instalación de mantos para el control de la erosión



Figura 14. Detalle de Mirafi® TM13C y TM14S

10. ANÁLISIS DE ASENTAMIENTOS

Es importante poner especial énfasis en el control de los potenciales asentamientos del terreno (tanto elásticos como diferidos) que induzca la carga de cimentación en el terreno, debido a esto, se exhorta al uso de los sistemas de cimentación recomendados, pues en caso contrario es de esperar problemas de asentamientos diferenciales dada la condición de suelo encontrada.

Un asentamiento suficientemente alto, podría producir problemas de niveles, ruptura o mal funcionamiento de tuberías, etc.); debido a esto, se deberán de tomar las previsiones del caso para los sistemas de evacuación de aguas negras y pluviales y cualquier otra obra subterránea (acometidas, etc), debido a la probabilidad de que se generen asentamientos.

Por otro lado, la siguiente expresión permite estimar la magnitud preliminar de los asentamientos elásticos que eventualmente se podrán inducir si la fundación es perfectamente flexible:

$$\delta e = q_0 \left(\frac{\alpha B}{2} \right) \left(\frac{1-\nu^2}{E} \right) I_s I_f \quad (\text{Ecuación \# 11})$$

Dónde:

- δe : asentamiento elástico (cm).
- q_0 : Esfuerzo aplicado en la cimentación (kg/cm²).
- α : Factor que depende de la localización en la fundación donde se quiere calcular el asentamiento (centro (4), esquina (1), etc).
- B : Ancho del cimiento (cm).
- ν : Relación de Poisson del suelo.
- E : Módulo de elasticidad del suelo promedio bajo la fundación, medido desde $z=0$ hasta $z=4B$ (kg/cm²).

Is: Factor de forma (Steinbrenner, 1934; función de relaciones geométricas L/B y z/B).
If: Factor de profundidad (Fox, 1948).

Es importante indicar, que para realizar un análisis de asentamientos más exacto se requiere de la realización de ensayos especiales (por ejemplo, Consolidación Unidimensional).

11. RECOMENDACIONES DE PISOS

En caso de que se necesite colar pisos de concreto, se recomienda eliminar cualquier material orgánico y/o material de relleno que presente el terreno y compactar el suelo con el fin de obtener el 91% de la densidad óptima del Ensayo Proctor Estándar y colocar una subbase de lastre de 15cm de espesor, la cual debe de poseer un CBR de al menos 30% y se debe compactar con el fin de obtener el 95% de la densidad óptima del Ensayo Proctor Modificado; además dicha subbase debe cumplir las especificaciones dispuestas por el CR-2010, mismas que se detallan en la Tabla 7; además se recomienda colocar un refuerzo de acero, diseñado según las necesidades estructurales de la obra.

12. TIPOLOGÍA DEL SUELO PARA DISEÑO ESTRUCTURAL

Se debe indicar que el proyecto se ubica en Zona Sísmica III, según establece la sección 2.1 del Código Sísmico de Costa Rica 2010, por otro lado, los suelos encontrados se clasifican como tipo S3 debido a esto el Factor Espectral Dinámico a utilizar para diseño es el que se muestra en la Figura 15 y la Aceleración pico efectiva de diseño (a_{er}) para un período de retorno de 475 años, tendrá un valor de 0,44.

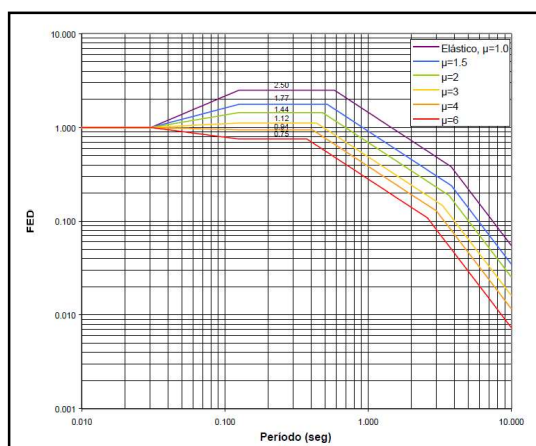


Figura 15. Factor espectral dinámico (amortiguamiento $\zeta=5\%$; ductilidades $\mu=1, 1.5, 2, 3, 4, 6$)
Tomado de: Código Sísmico de Costa Rica 2010

13. PARÁMETROS PARA OBRAS DE RETENCIÓN Y ESTRUCTURAS ENTERRADAS

Para los fines que correspondan, en la Tabla 9 se muestran los coeficientes de empuje del suelo; para el cálculo de dichos coeficientes se utilizó la teoría desarrollada por Rankine.

Tabla 9. Estimación de parámetros de empuje

Ítem	Capa 1	Capa 2
Peso unitario húmedo estimado (γ) (kg/m ³)	1650	1750
Angulo de fricción (ϕ) *	23.0 °	26.0 °
Coefficiente de presión activa (K_a)	0.44	0.39
Coefficiente de presión pasiva (K_p)	2.28	2.56
Cohesión efectiva	nula	nula

* Valor promedio de las correlaciones: JNR (Japan National Railway, 1999), JRB (Japan Road Bureau, 1986), Hatanaka & Uchida (1996), Montenegro & Gonzalez (2014) y Kishida (1969).

Adicionalmente se recomienda utilizar las siguientes fórmulas para obtener los valores de presión activa y pasiva que actuarán sobre las estructuras:

$$P_a = \gamma \cdot h \cdot K_a + q \cdot K_a - 2 \cdot c \cdot \sqrt{K_a} \quad (\text{Ecuación \#12})$$

$$P_p = \gamma \cdot h \cdot K_p + q \cdot K_p + 2 \cdot c \cdot \sqrt{K_p} \quad (\text{Ecuación \#13})$$

Dónde:

- γ : Peso volumétrico del suelo detrás del muro.
- h: Profundidad a la que se calcula la presión.
- c: Cohesión del suelo detrás del muro (nula para este caso).
- q: Presión o sobrecarga sobre la superficie del terreno.
- K_a : Coeficiente de presión activa.
- K_p : Coeficiente de presión pasiva.

Es importante indicar, que todo elemento de retención debe disponer de un sistema eficiente de evacuación de aguas (drenaje) en la cara que se encuentra en contacto con el suelo, ya sea mediante geosintéticos o drenaje tradicional en piedra, esto con la finalidad de evitar que el muro sea cargado por presiones hidrostáticas y minimizar la posibilidad de que el material en la cimentación se sature y pueda sufrir pérdida de su resistencia al corte.

14. INSPECCIÓN EN OBRA

Tanto la elección de la cota de cimentación como la verificación de la tensión admisible considerada e idoneidad del tipo de cimentación deberán ser aprobadas en último término por el diseñador de la obra.

El análisis de estabilidad propia (interna) de las obras y sus alrededores, corresponderá su revisión al ingeniero diseñador de la obra.

El nivel de apoyo de la cimentación deberá ser supervisado, si aparecieran elementos extraños, bolsadas blandas, restos arqueológicos, restos metálicos y/o plásticos, etc; deberán ser retirados y se rebajará lo suficiente el nivel de fondo de excavación, hasta verificar que apoyen en condiciones homogéneas en el nivel geotécnico considerado.

Por otra parte, debe indicarse que las consideraciones expuestas en el presente informe han sido deducidas de ensayos puntuales, constituyendo una extrapolación al conjunto del terreno de estudio en las condiciones actuales del subsuelo; por ello, se recomienda la inspección en obra durante la excavación, para verificar que las características aparentes del terreno se corresponden con las que han servido de base a este informe.


15. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Asociación Costarricense de Geotecnia. *Código de Cimentaciones de Costa Rica*. Editorial Tecnológica, 2da edición, 2009.
- Braja M. Das. *Advanced Soil Mechanics*. Third Edition, Taylor and Francis, 2008.
- Braja M. Das. *Principles of Foundation Engineering*. PWS Publishing Company, 1996.
- Colegio Federado de Ingenieros y de Arquitectos. *Código Sísmico de Costa Rica*.
- E. Juárez, A. Rico. *Mecánica de Suelos, Tomo I y II*. Editorial Limusa, México.
- González de Vallejo, L. *Ingeniería Geológica*. Prentice Hall, Madrid, 2002.
- Keller, G. *Ingeniería de caminos rurales*, USDA Forest Service, California, USA, 2008
- Sowers, B. *Introducción a la Mecánica de Suelos y Cimentaciones*. Ed. Limusa, 1990.
- Terzaghi & Peck. *Soil Mechanics in Engineering Practice*. Ed. John Wiley & Sons, 1962.

ANEXOS

ANEXO A


“RESUMEN DE LA EXPLORACION REALIZADA”

		REGISTRO DE SONDEO			Sondeo N°:	P-1	
					Fecha:	12 nov 25	
					Profundidad:	5.95 m	
Sistema de Perforación:	Percusión, Norma ASTM D-1586-84	Proyecto:	"Construcción de Tanque"		Ubicación (WGS-84)	Latitud:	-
Perforador:	Téc. Daniel Aguilar	Ubicación:	Concepción, cantón Naranjo, provincia Alajuela			Longitud:	-
				Número Informe:		Elevación:	-
						INF-623-25	

PROFUNDIDAD (m)	NIVEL FREÁTICO	DESCRIPCIÓN VISUAL	N° DE GOLPES S.P.T.		MUESTRAS	Propiedades del Suelo							
						% Partículas < 75µm	HUMEDAD (%)	LÍMITES DE ATTERBERG		I.L.	PESO UNITARIO (g/cm³)	COHESIÓN (kg/cm²)	CLASIFICACION S.U.C.S.
								L.L. (%)	I.P. (%)				
0.55	No se determinó en la profundidad explorada	Limo arcilloso color café oscuro, presenta partículas meteorizadas.	0	4	SPT	90.8	60.5	87.8	29.8	0.1		MH	
1.45			10	7									
2.35			15	13									
3.25			20	15									
4.15		Limo arcilloso color café oscuro, presenta algunas vetas rojizas y partículas meteorizadas.		30	14	SPT	95.9	55.7	82.6	33.8	0.2		MH
5.05				40	16								
5.95				50	16								
				60	16								
				70	17								
				80	19								
	90	24											
6.85		Fin del sondeo											
7.75													
8.65													
9.55													
10.45													

OBSERVACIONES: Técnico encargado de las pruebas de Laboratorio: José Santos González Jiménez
Laboratorista de Obras Viales - LANAMME

SIMBOLOGIA:		
L.L. = Límite líquido	Humedad = Humedad "in situ"	MI = Muestra inalterada
I.P. = Índice de plasticidad	C. = Cohesión (Compresión Inconfinada)	MNR = Muestra no recuperada
I.L. = Índice de liquidez	SPT = Muestra alterada recuperada con muestreador	Tr = Trépano
N.P. = No Plástico	S.U.C.S. = Sistema Unificado de Clasificación de Suelos	N = Número de golpes cada 30,5cm
Peso Unitario = Peso unitario "in situ"	% partículas < 75mm = Porcentaje de material que pasa la malla #200	

		REGISTRO DE SONDEO		Sondeo N°:	P-2	
				Fecha:	12 nov 25	
				Profundidad:	4.15 m	
Sistema de Perforación:	Percusión, Norma ASTM D-1586-84	Proyecto:	"Construcción de Tanque"	Ubicación (WGS-84)	Latitud:	-
Perforador:	Téc. Daniel Aguilar	Ubicación:	Concepción, cantón Naranjo, provincia Alajuela		Longitud:	-
					Elevación:	-
				Número Informe:	INF-623-25	

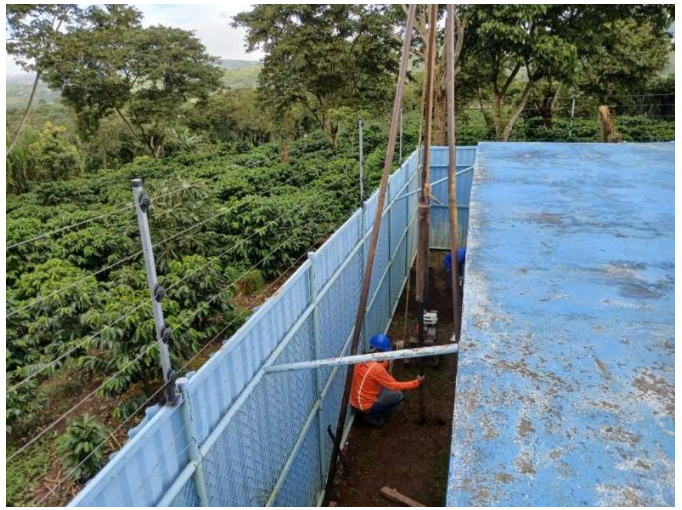
PROFUNDIDAD (m)	NIVEL FREÁTICO	DESCRIPCIÓN VISUAL	N° DE GOLPES S.P.T.		MUESTRAS	Propiedades del Suelo								
						% partículas < 75µm	HUMEDAD (%)	LÍMITES DE ATTERBERG		I.L.	PESO UNITARIO (g/cm³)	COHESIÓN (kg/cm²)	CLASIFICACION S.U.C.S.	
								L.L. (%)	I.P. (%)					
0.55	No se determinó en la profundidad explorada	Limo arcilloso color café oscuro, presenta partículas meteorizadas.	0 10 20 30 40 50 60 70 80 90 100		7	SPT	91.4	63.2	84.5	26.7	0.2	MH		
1.45			7	5	4								4	8
2.35			4	8	12								12	24
3.25			12	12	24								reb	
4.15		reb												
5.05			Fin del sondeo - Suelo muy rígido, no permitió el avance del equipo de perforación.											
5.95														
6.85														
7.75														
8.65														
9.55														
10.45														

OBSERVACIONES:	Técnico encargado de las pruebas de Laboratorio: José Santos González Jiménez Laboratorista de Obras Viales - LANAMME
----------------	---

SIMBOLOGIA:		
L.L. = Límite líquido	Humedad = Humedad "in situ"	MI = Muestra inalterada
I.P. = Índice de plasticidad	C. = Cohesión (Compresión Inconfinada)	MNR = Muestra no recuperada
I.L. = Índice de liquidez	SPT = Muestra alterada recuperada con muestreador	Tr = Trépano
N.P. = No Plástico	S.U.C.S. = Sistema Unificado de Clasificación de Suelos	N = Número de golpes cada 30,5cm
Peso Unitario = Peso unitario "in situ"	% partículas < 75mm = Porcentaje de material que pasa la malla #200	

ANEXO B

“IMAGENES”



Imágenes del terreno estudiado

DESCRIPCIÓN

Maxipatch® 40 es un mortero sin contracción, de fraguado rápido, que desarrolla alta resistencia a temprana edad, especialmente formulado para reparar pisos y paredes de concreto y mampostería estructural en instalaciones comerciales e industriales, estructurales y no estructurales.

EN

- Concreto.
- Mampostería estructural.

USOS

- Reparaciones industriales de pisos, bodegas, talleres, parqueos, rampas.
- Reparaciones estructurales de muelles, andenes, columnas, vigas, muros, túneles.
- Reparaciones rápidas.
- Reparación de juntas, huecos, imperfecciones, grietas.
- Reparaciones en plantas de tratamiento de aguas residuales y potabilizadoras.

VENTAJAS

- Alta adherencia y resistencia a la tensión, compresión y flexión.
- Alta resistencia a temprana edad.
- Resistente a tránsito peatonal en 24 horas y tránsito con ruedas neumáticas en 72 horas.
- Fraguado inicial en aproximadamente 40 minutos.
- Coeficiente de expansión similar al del concreto.
- Apto para aplicaciones en horizontal, vertical o sobre-cabeza.
- Puede estar en contacto con agua potable.
- No encoge, no se fisura, no se corroe.
- Rápido de preparar, sólo agregue agua.
- Duradero; contiene arena de alta calidad y limpia. No contiene arena de mar ni de río.

PRESENTACIONES DISPONIBLES

Costa Rica / Nicaragua / Panamá	Ecuador
5 kg y 25 kg	5 kg
Gris	Gris

RENDIMIENTO (L)

Volumen producido	
Empaque de 5 kg	Saco de 25 kg
2,5 L	12,5 L

Este rendimiento es aproximado. Realice pruebas previas para estimar el rendimiento real en la obra.

MODO DE EMPLEO

DOSIFICACIÓN DE AGUA

Empaque	Costa Rica / Nicaragua / Panamá	Ecuador
Empaque 5 kg	0,8 L a 0,9 L	0,8 L a 0,9 L
Saco de 25 kg	3,8 L a 4,4 L	-

PREPARACIÓN DE LA SUPERFICIE

La superficie debe estar limpia, bien adherida y libre de polvo, aceite, grasa, cera, pintura eflorescencia y cualquier otro contaminante. Si la superficie supera los 30 °C, humedézcala con agua para bajar la temperatura. Para mejores resultados corte los bordes del parche en ángulo recto con la superficie. Lave con agua el área a trabajarse para retirar el material suelto y para humedecer la superficie, pero evite dejar empozamientos. Para imprimir el parche, utilice Maxicril® Industrial o prepare una lechada de Maxipatch® 40 con agua en una relación 1:1 por peso (1 kg de polvo por 1 litro de agua), y aplíquelo con un cepillo de cerda dura. Si requiere una adherencia estructural entre Maxipatch® 40 y la superficie, utilice Maxistik® 580-LPL como adhesivo. Coloque el mortero antes de que se seque el puente de adherencia o en los siguientes 15 minutos.

MEZCLADO

Agregue Maxipatch® 40 al agua limpia de acuerdo con el cuadro de dosificación de agua. Mezcle por 3 a 5 minutos hasta obtener un mortero plástico y homogéneo. Si utiliza un mezclador mecánico, debe ser de baja velocidad (400 rpm - 600 rpm). No prepare más material del que pueda colocar en los siguientes 15 minutos. En reparaciones mayores de 15 mm y hasta 20 mm de espesor, agregue al mortero un 40% de su peso en piedra de 6 mm.

COLOCACIÓN

Utilice una llana metálica para colocar el mortero y darle el acabado deseado. Trabaje el parche del centro hacia los bordes y evite entrapar aire en el mortero. En el caso de reparaciones que requieran capas múltiples para alcanzar el espesor deseado, raye con la punta de la llana la capa inferior antes de colocar la siguiente. Para mejorar sus propiedades de adherencia, puede añadirle de 1 L a 2 L de Maxicril® en lugar de esa misma cantidad de agua.

LIMPIEZA

Limpie las herramientas con agua y jabón, luego de su uso.

CURADO

Mantenga húmedo Maxipatch® 40 al menos durante las primeras 24 horas luego de su fragua final. Procure extender el curado por 72 horas. En clima caliente, extienda el curado por 7 días.

Información		
Densidad húmeda		2,005 kg/L
Flujo ASTM C 1437		106%
Contenido aire ASTM C 231		10,2%
Contenido VOC		0,0 g/L
Contracción		0%
Fragua ASTM C 266	Inicial	40 min
	Final	98 min
Resistencia compresión ASTM C 109	1 día	17,2 MPa
	3 días	35,5 MPa
	7 días	40,4 MPa
	28 días	51,6 MPa
Resistencia flexión ASTM C 580	7 días	8,3 MPa
	28 días	8,9 MPa
Resistencia tensión ASTM C 307	7 días	2,2 MPa
	28 días	2,7 MPa

Estos datos técnicos corresponden con una mezcla de mortero sin piedra.

Espesores recomendados	
Mínimo	5 mm
Máximo sin piedra	15 mm
Máximo con piedra	20 mm


CONTRIBUCIÓN CON EL MEDIO AMBIENTE

Información de contribución con el medio ambiente	
Desvío del vertedero	Los empaques de INTACO están hechos de papel y/o plástico que pueden ser desviados del vertedero.
Materiales regionales	Lugar de extracción de los agregados y de fabricación del cemento gris (para morteros de color gris) están dentro de un radio de 804 km de la planta de fabricación.
Bajas emisiones de VOC	Contenido de VOC: 0,0 g/L (menos agua). Cumple con niveles VOC del South Coast Air Quality Management District. Pruebas bajo método de ASTM D6886-03.


VIDA Y CONDICIONES DE ALMACENAMIENTO

La vida útil es de 12 meses en presentación de 5 kg y de 6 meses en presentación de 25 kg, a partir de la fecha de fabricación en su empaque original cerrado. Conserve el producto en un lugar fresco, seco, cerrado y bajo techo.

El exceso de agua en la mezcla disminuye las propiedades mecánicas y la calidad del mortero. En condiciones climáticas adversas utilice cortinas o pantallas para evitar los rayos directos del sol y fuertes corrientes de viento. No utilice agua para mezclar con temperatura mayor de 20 °C. Aplique Maxipatch® 40 solamente entre 10 °C y 32 °C de temperatura ambiente.


LIMITACIONES

No lo aplique sobre fisuras o rajaduras activas sin antes prever cualquier movimiento que pueda ocurrir. Maxipatch® 40 no debe utilizarse en áreas sujetas a vibración extrema, donde la temperatura de servicio exceda los 100 °C o donde haya peligro de estar en contacto con ácidos o álcalis.


PRECAUCIONES

Puede producir irritación o quemaduras en ojos, piel y vías respiratorias. Use equipo de protección personal adecuado. Ventile el área de uso.

Primeros auxilios:

Contacto con ojos, lave con agua por 15 minutos. Ingestión, tome agua. Irritación de piel, problemas respiratorios o en caso de intoxicación, lleve al paciente al médico y aporte el empaque de este producto o la Ficha de Seguridad.


GARANTÍA


INTACO garantiza que este producto está libre de defectos y que se desempeñará de la manera descrita en la hoja técnica, siempre y cuando se sigan las instrucciones de aplicación y recomendaciones del fabricante. INTACO repondrá el valor de compra de cualquier producto que se pruebe defectuoso. INTACO no se responsabiliza por daños indirectos, consecuentes o resultantes del mal uso del producto, negligencia o incumplimiento de las condiciones de la garantía. Los datos de dosificación y rendimientos son susceptibles de variación debido a las condiciones particulares de cada construcción. Es responsabilidad del cliente comprobarlos y definirlos en cada obra. INTACO se reserva el derecho de modificar la actual ficha técnica sin previo aviso.

Última versión: 2025-12-02




COSTA RICA

 clientes.cr@intaco.com

 (506) 2205-3333


ECUADOR

 clientes.ec@intaco.com

 (593) 1700-100-200


PANAMÁ

 clientes.pa@intaco.com

 (507) 840-1200

NICARAGUA

 clientes.ni@intaco.com

 (505) 2298-0120