

**XVII CONGRESO COLOMBIANO DE GEOTÉCNIA “EVALUACIÓN Y
GESTIÓN DE RIESGOS GEOTÉCNICOS CON ÉNFASIS EN LOS
EFECTOS DEL CAMBIO CLIMÁTICO”**

14 al 18 de Noviembre de 2022



**DEFINICIÓN DE UMBRALES DE PRECIPITACIÓN QUE ACTIVAN
MOVIMIENTOS EN EL DESLIZAMIENTO SABINAS-GASODUCTO
MARIQUITA-CALI, A PARTIR DE RESULTADOS DE INCLINÓMETROS**

**DIMAS ROBLES ROBLES- Signum Ingeniería SAS
NIDIA BARRERA ORDUZ**

Integridad, Transportadora de Gas Internacional – TGI, Colombia



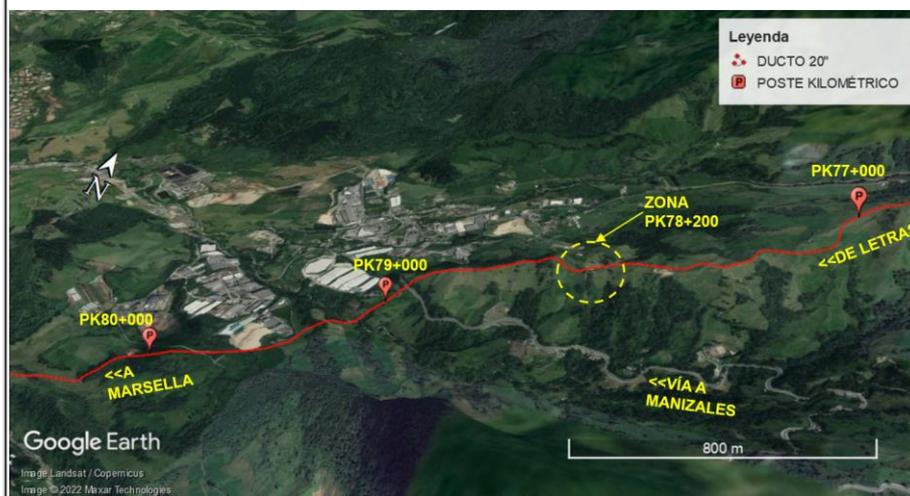
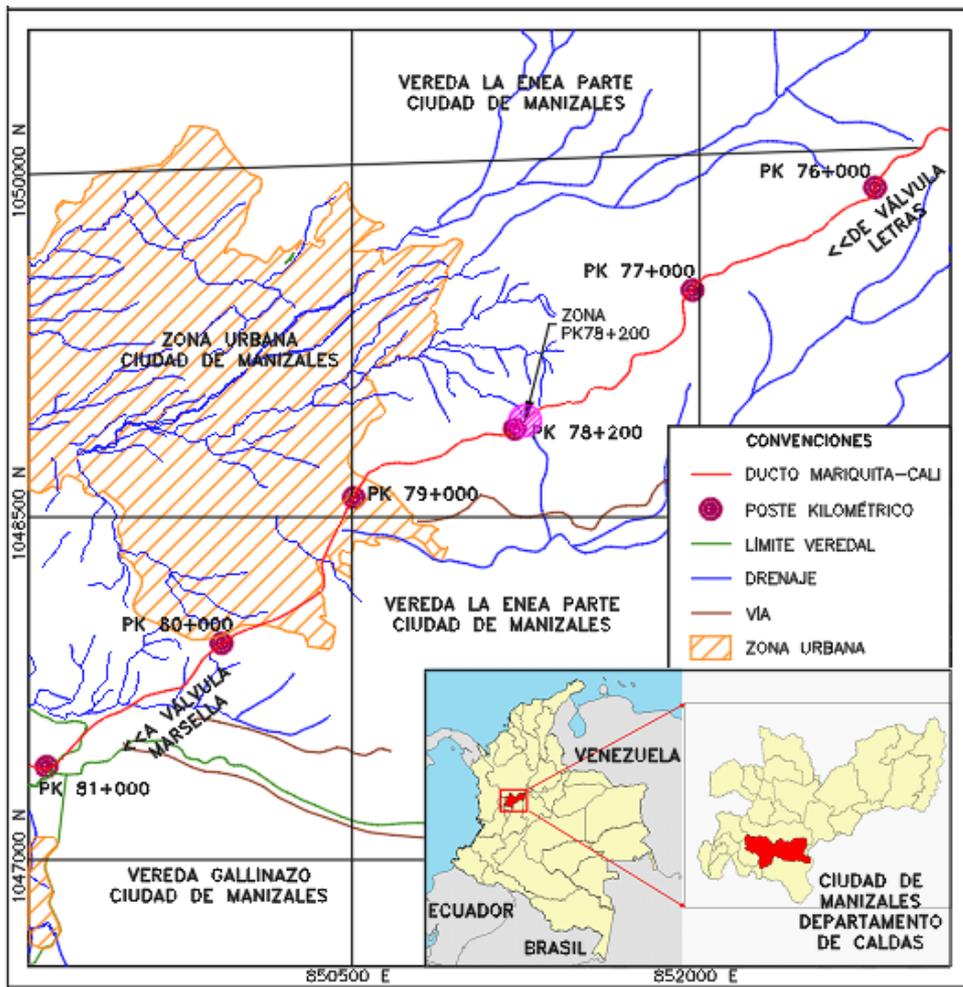


CONTENIDO

1. UBICACIÓN DESLIZAMIENTO SABINAS.
2. MARCO GEOLÓGICO Y GEOMORFOLÓGICO.
3. DESCRIPCIÓN DEL PROCESO.
4. EXPLORACIÓN EJECUTADA E INSTRUMENTACIÓN.
5. MODELO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICO.
6. RESULTADOS INSTRUMENTACIÓN.
7. UBICACIÓN ESTACIÓN METEOROLÓGICA.
8. VELOCIDAD DE MOVIMIENTO Vs LLUVIAS.
9. CONCLUSIONES.

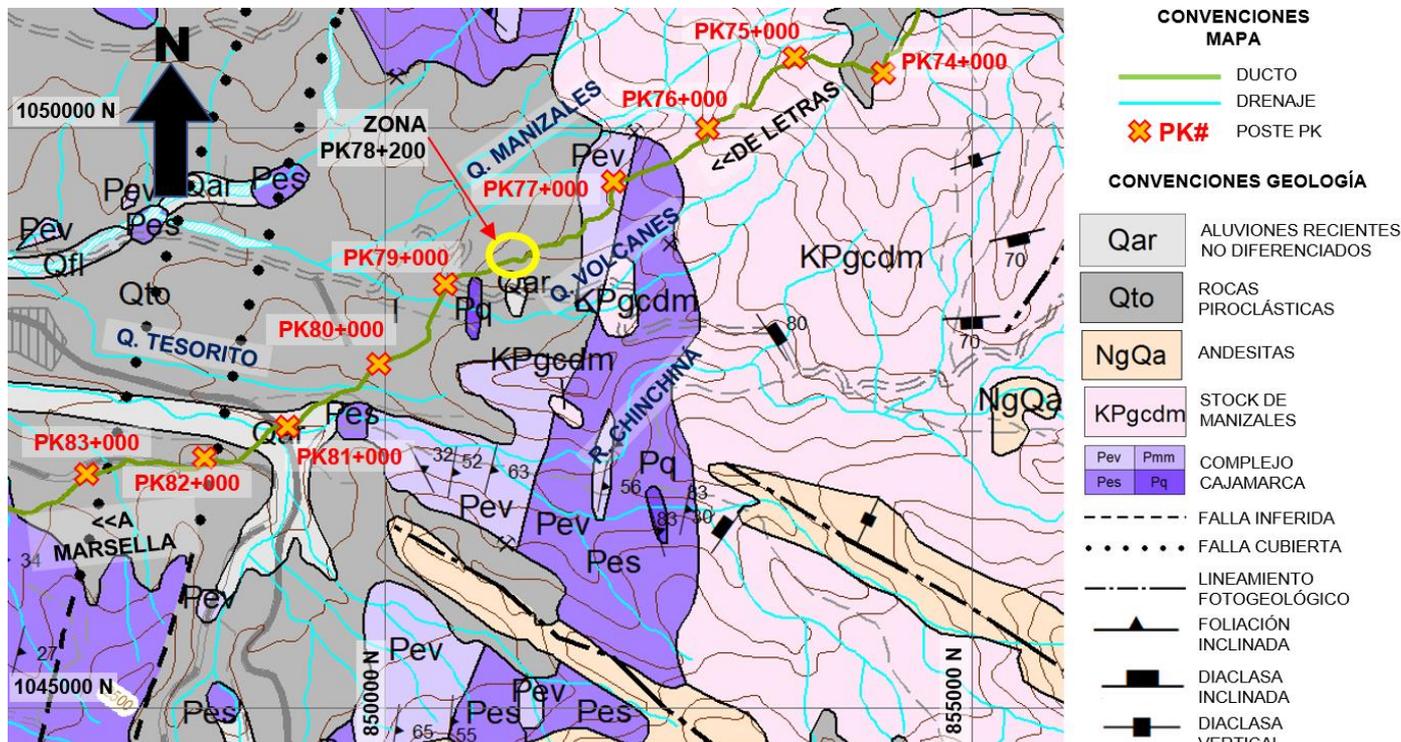


1. UBICACIÓN DESLIZAMIENTO SABINAS





2. MARCO GEOLÓGICO Y GEOMORFOLÓGICO



ROCAS PIROCLÁSTICAS (Qto) = Depósitos piroclásticos de caída, producto de la actividad cuaternaria de los volcanes del complejo Ruiz-Tolima, compuestos por cenizas, lapilli pumítico y, ocasionalmente, bombas volcánicas, localmente, presentan lentes arenosos de origen glaciario; su grado de litificación es bajo y siguen la morfología preexistente



2. MARCO GEOLÓGICO Y GEOMORFOLÓGICO

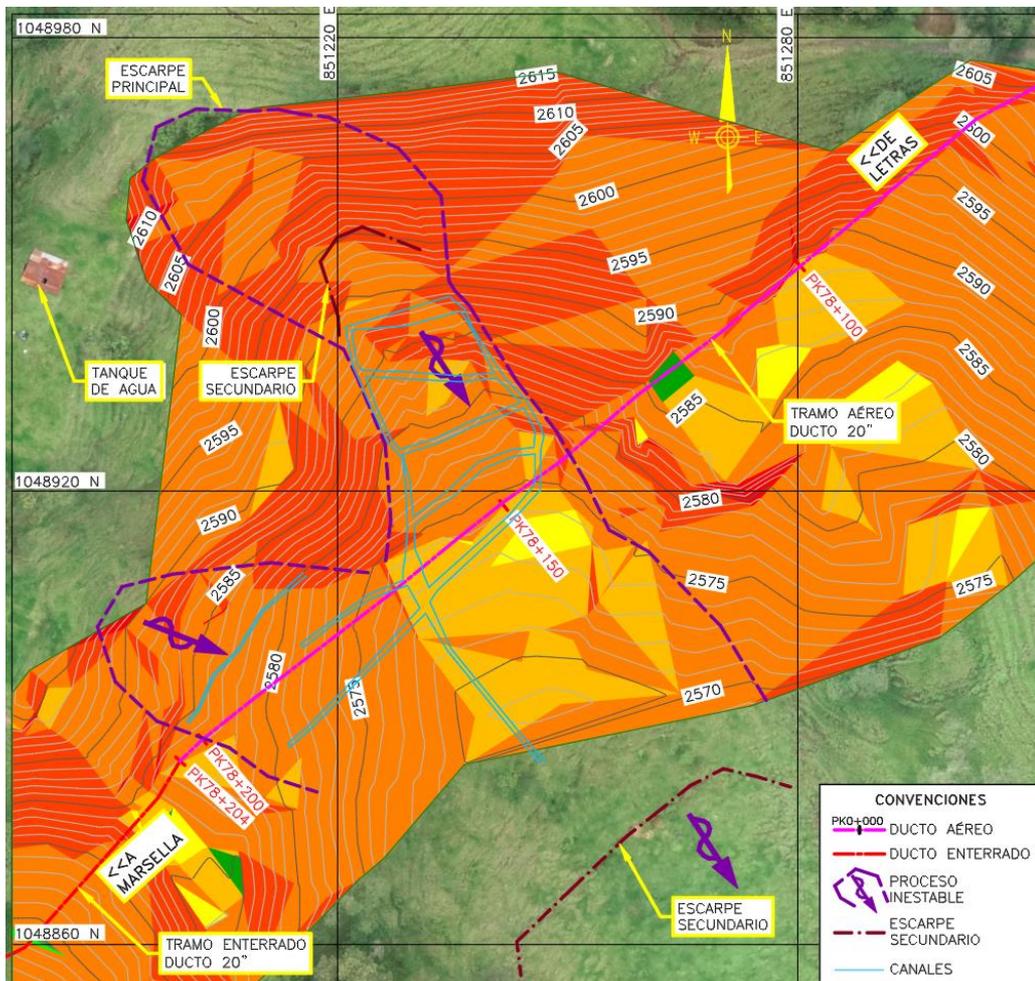
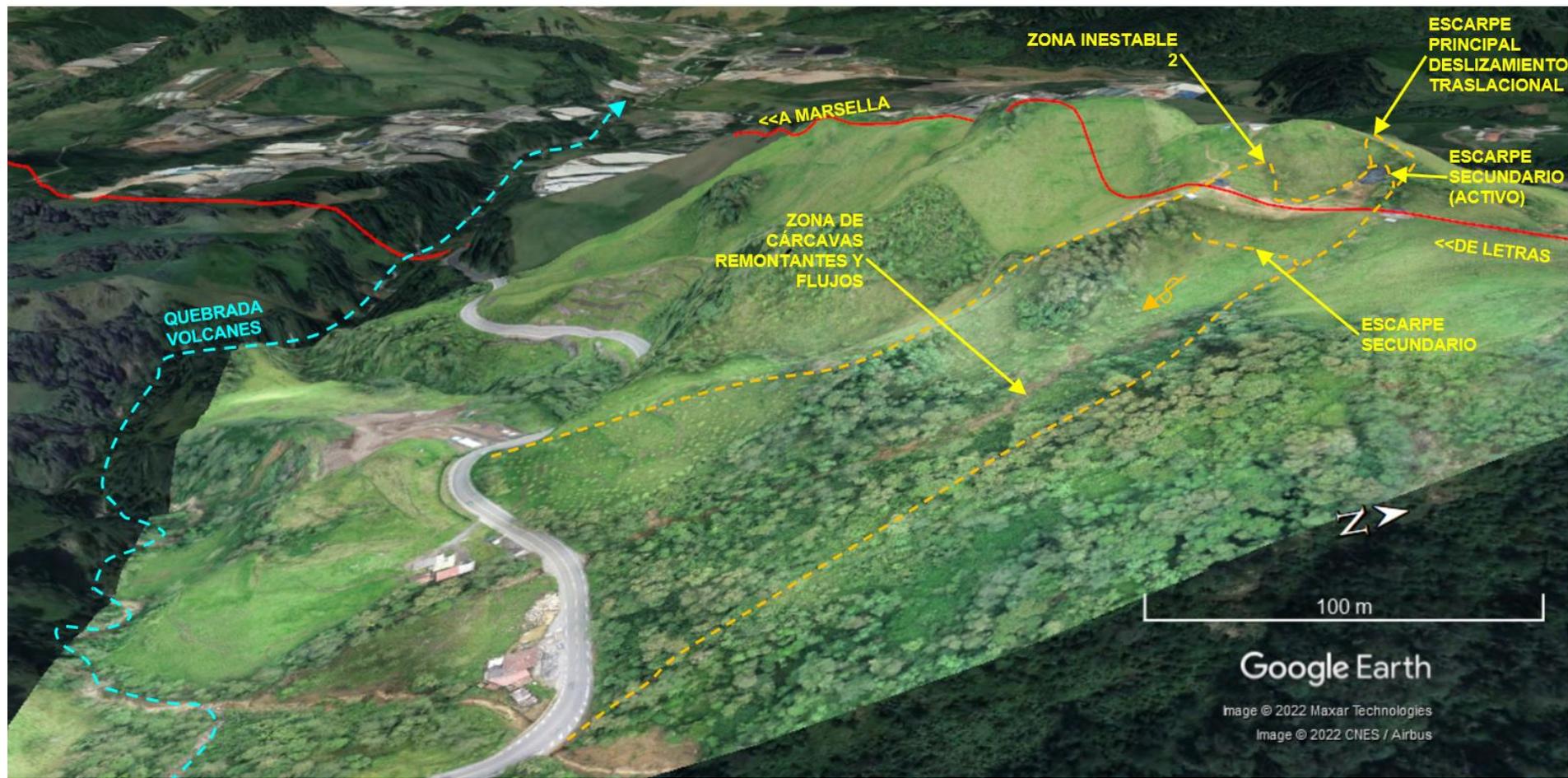


TABLA DE PENDIENTES					
RANGO	PENDIENTE MÍNIMA	PENDIENTE MÁXIMA	COLOR	%AREA TOTAL	DESCRIPCIÓN
1	0.00%	3.49%	Verde	0.03	PLANO A CASI PLANO
2	3.49%	6.99%	Verde claro	0.34	SUAVEMENTE INCLINADO
3	6.99%	14.05%	Amarillo	1.84	INCLINADO
4	14.05%	28.67%	Naranja	11.95	MODERADAMENTE ABRUPTO
5	28.67%	70.02%	Naranja oscuro	56.26	ABRUPTO
6	70.02%	142.81%	Rojo	29.01	MUY ABRUPTO
7	142.81%	247.80%	Rojo oscuro	0.57	EXTREMADAMENTE ABRUPTO

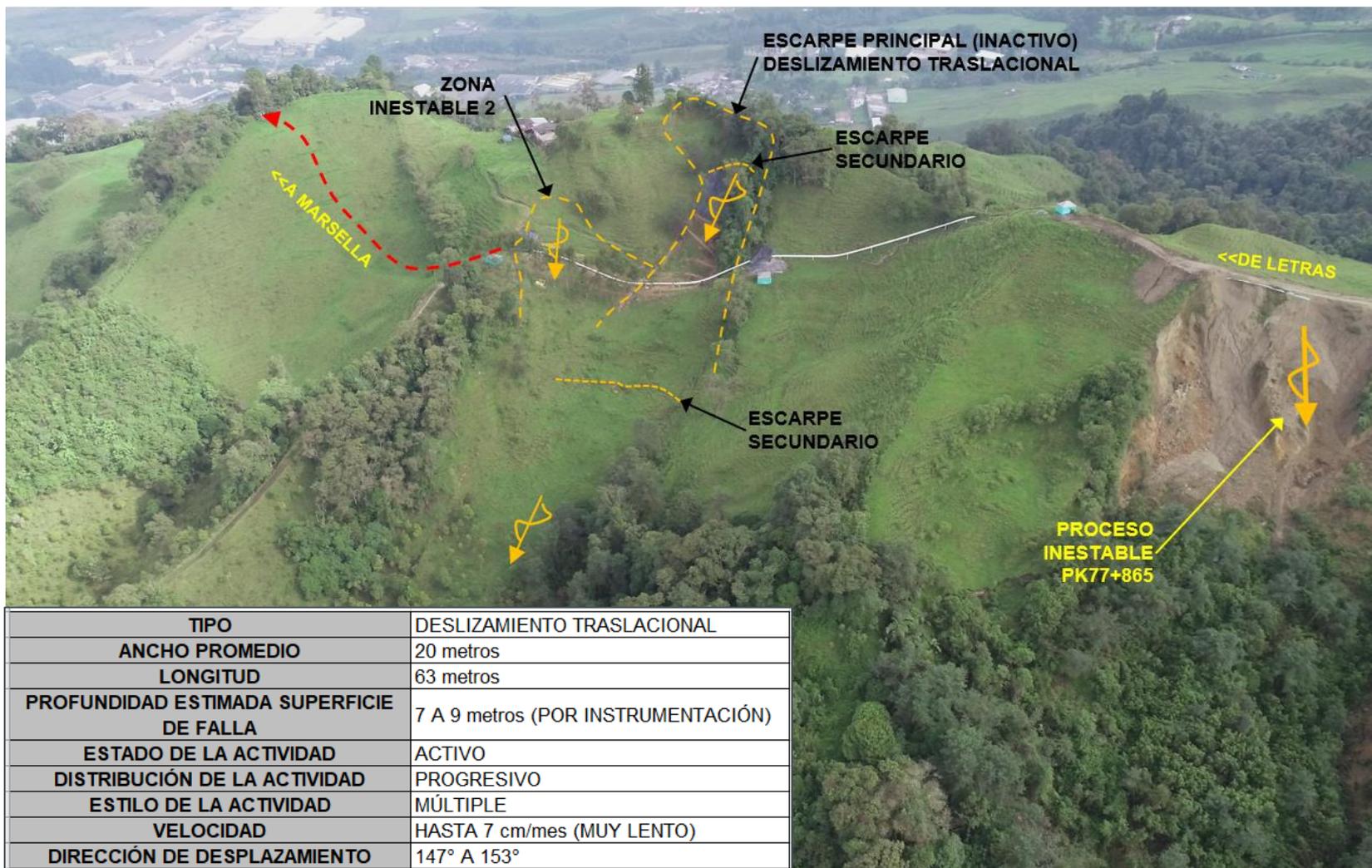


3. DESCRIPCIÓN DEL PROCESO





3. DESCRIPCIÓN DEL PROCESO

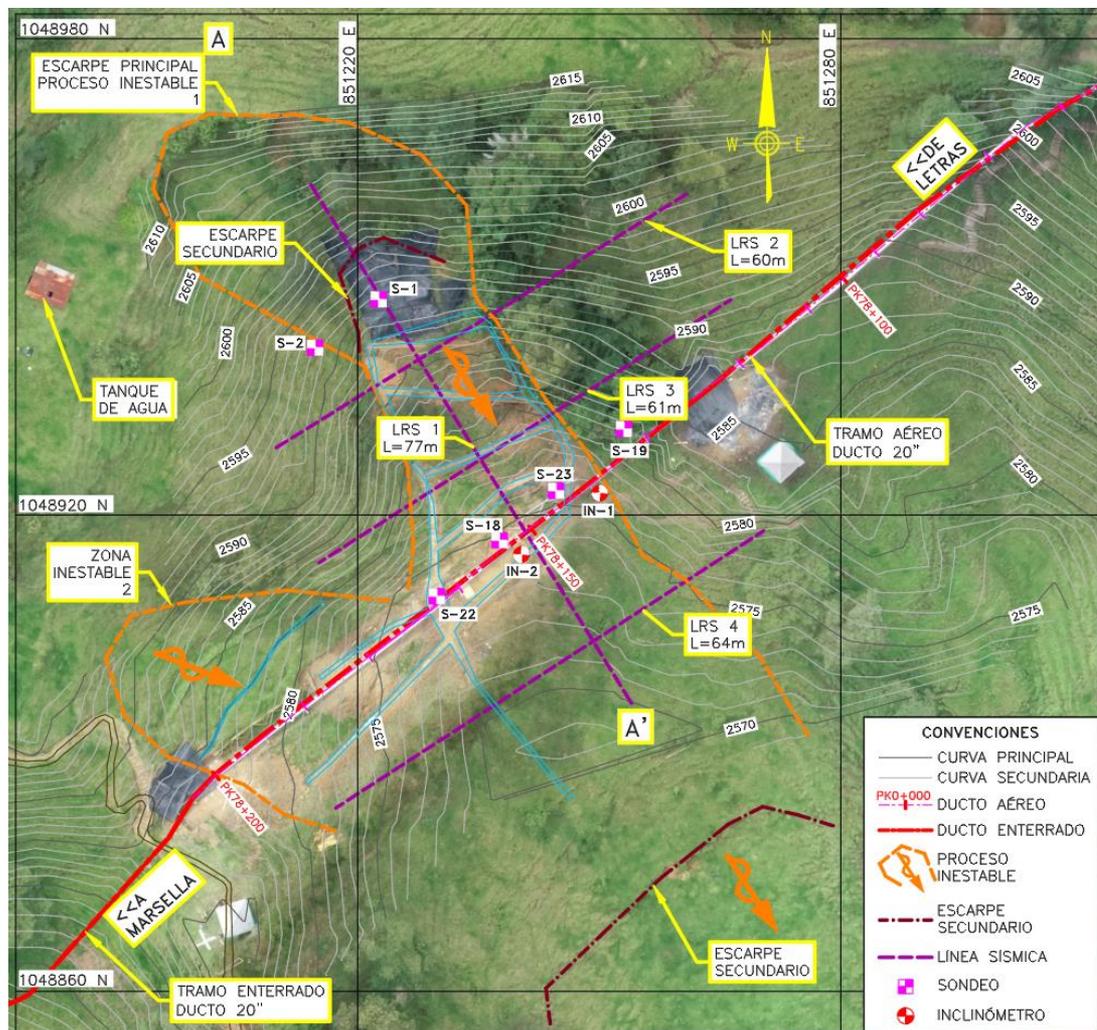


TIPO	DESLIZAMIENTO TRASLACIONAL
ANCHO PROMEDIO	20 metros
LONGITUD	63 metros
PROFUNDIDAD ESTIMADA SUPERFICIE DE FALLA	7 A 9 metros (POR INSTRUMENTACIÓN)
ESTADO DE LA ACTIVIDAD	ACTIVO
DISTRIBUCIÓN DE LA ACTIVIDAD	PROGRESIVO
ESTILO DE LA ACTIVIDAD	MÚLTIPLE
VELOCIDAD	HASTA 7 cm/mes (MUY LENTO)
DIRECCIÓN DE DESPLAZAMIENTO	147° A 153°

DEFINICIÓN DE UMBRALES DE PRECIPITACIÓN QUE ACTIVAN MOVIMIENTOS EN EL DESLIZAMIENTO SABINAS-GASODUCTO MARIQUITA-CALI, A PARTIR DE RESULTADOS DE INCLINÓMETROS



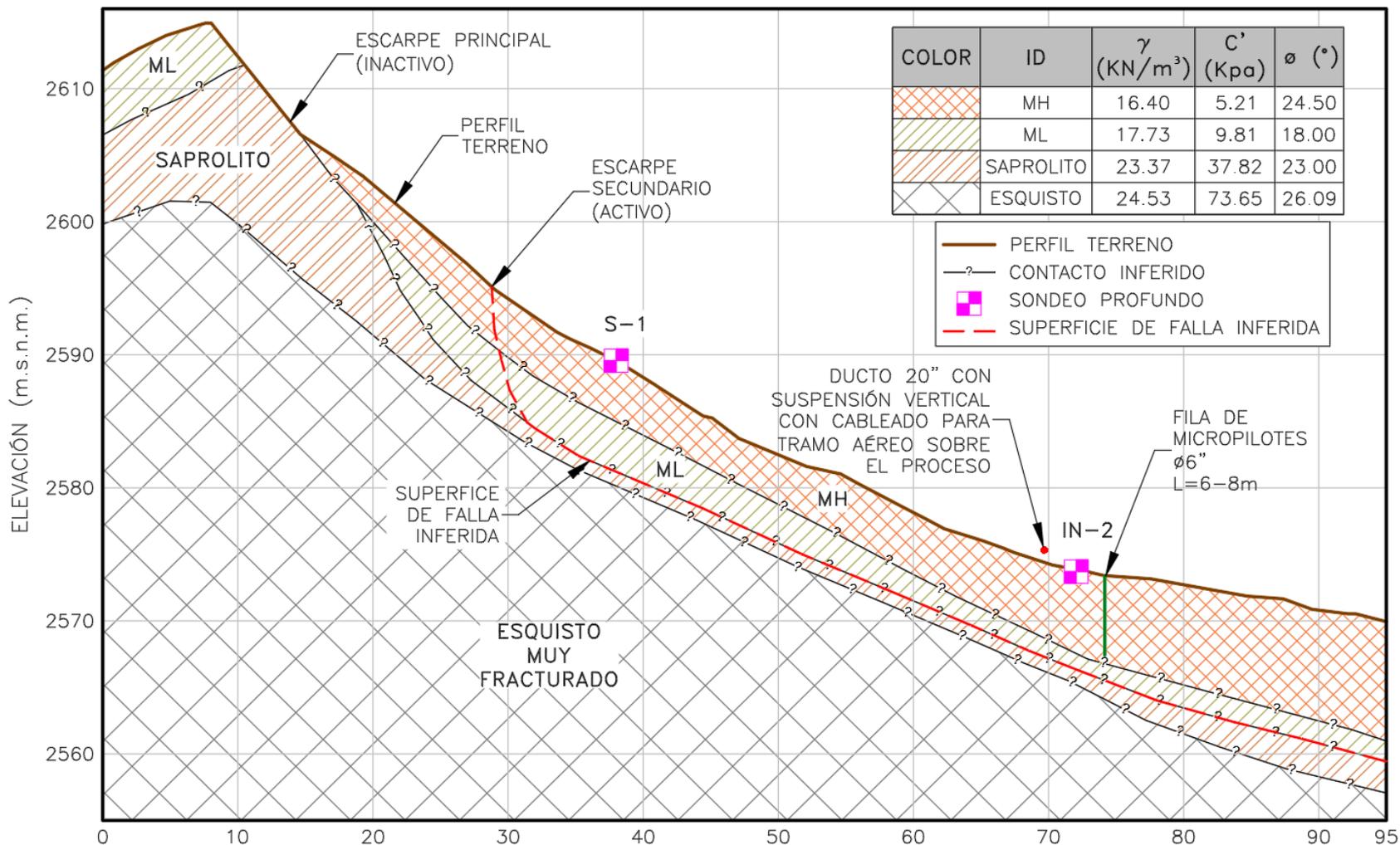
4. EXPLORACIÓN EJECUTADA E INSTRUMENTACIÓN



TIPO DE EXPLORACIÓN	ACTIVIDAD	CANTIDAD	LONGITUD TOTAL (m)
DIRECTA	Sondeos	8	77.1
INDIRECTA	Líneas sísmicas	4	262.0



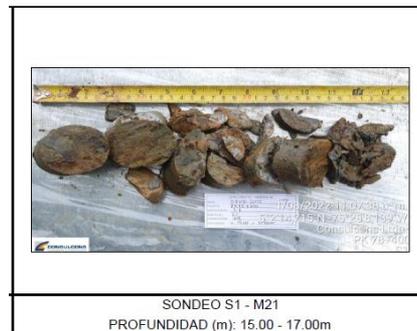
5. MODELO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICO



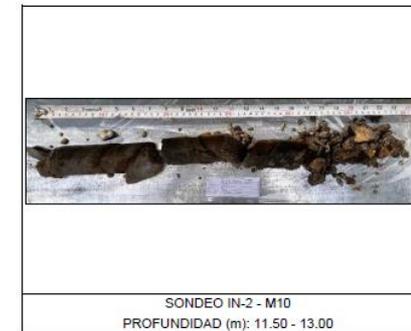
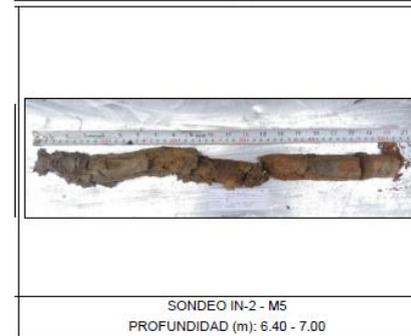
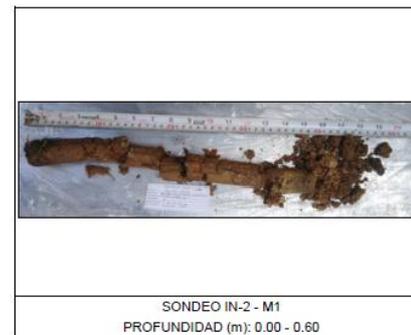


5. MODELO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICO

S-1

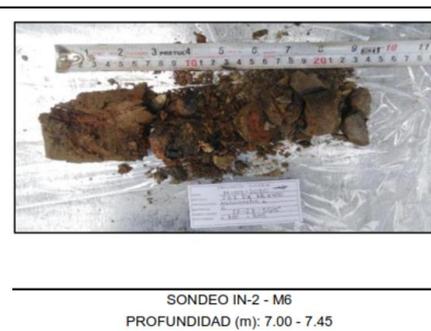
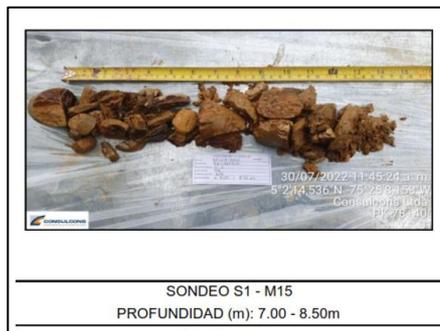
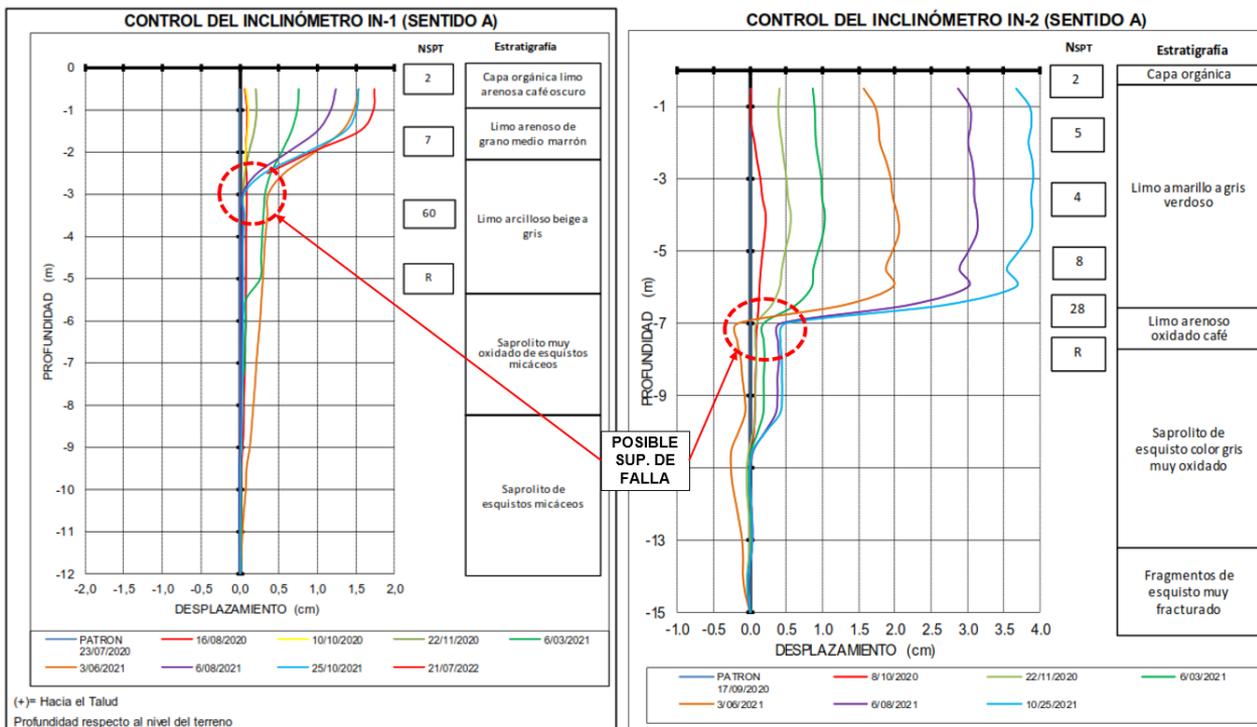


IN-2





6. RESULTADOS INSTRUMENTACIÓN



DEFINICIÓN DE UMBRALES DE PRECIPITACIÓN QUE ACTIVAN MOVIMIENTOS EN EL DESLIZAMIENTO SABINAS-GASODUCTO MARIQUITA-CALI, A PARTIR DE RESULTADOS DE INCLINÓMETROS



7. UBICACIÓN ESTACIÓN METEOROLÓGICA

NOMBRE ESTACIÓN= Finca La Paz.

OPERADA POR= Corpocaldas.

TIPO= Meteorológica.

PERIODICIDAD DATOS= Diaria.

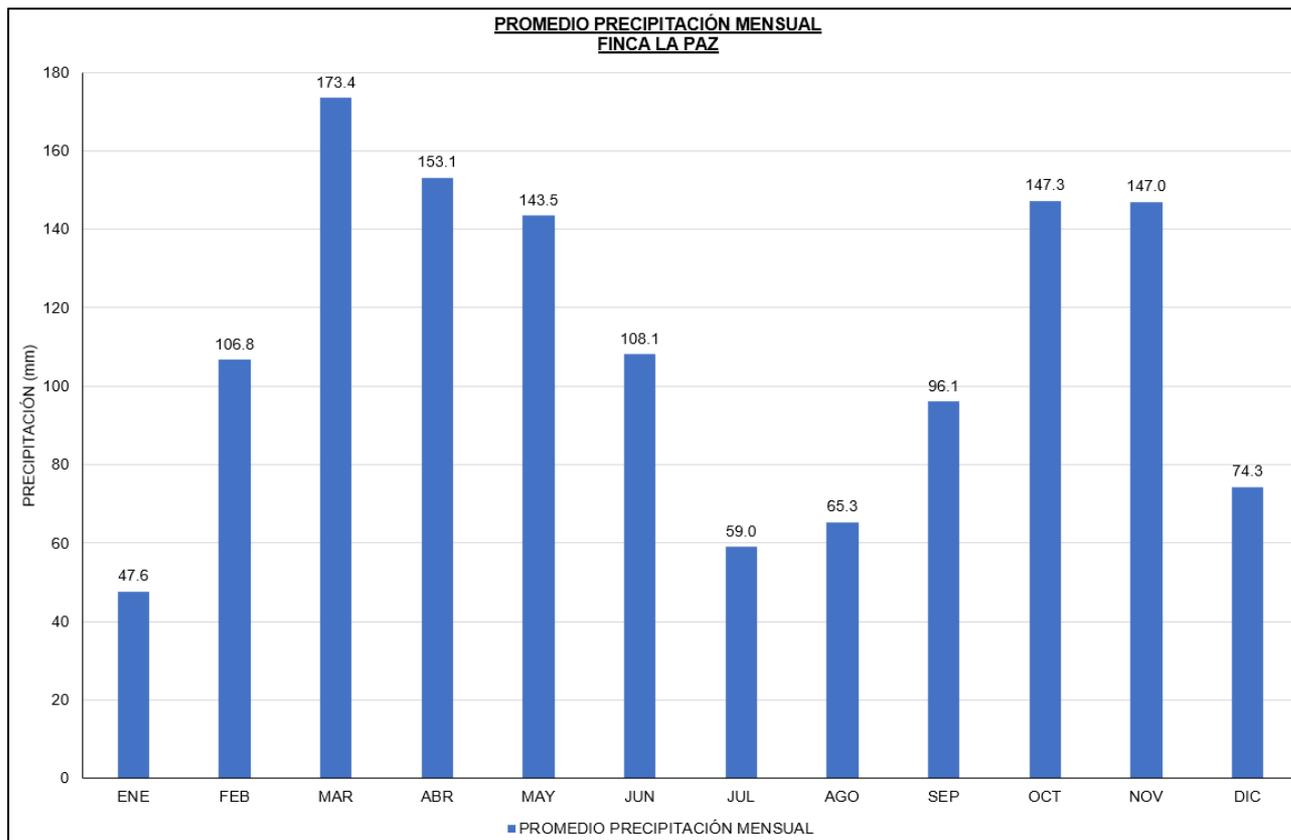
INICIO REGISTRO= 11 de junio de 2015.

UBICACIÓN= a 0.3 Km al sur del deslizamiento





7. UBICACIÓN ESTACIÓN METEOROLÓGICA

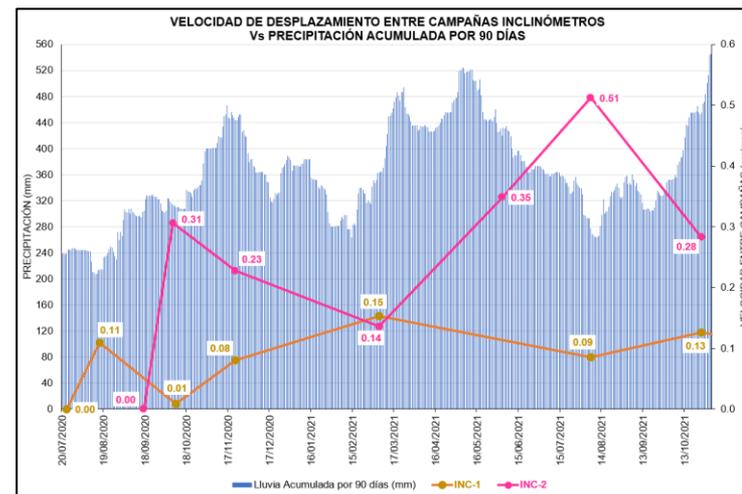
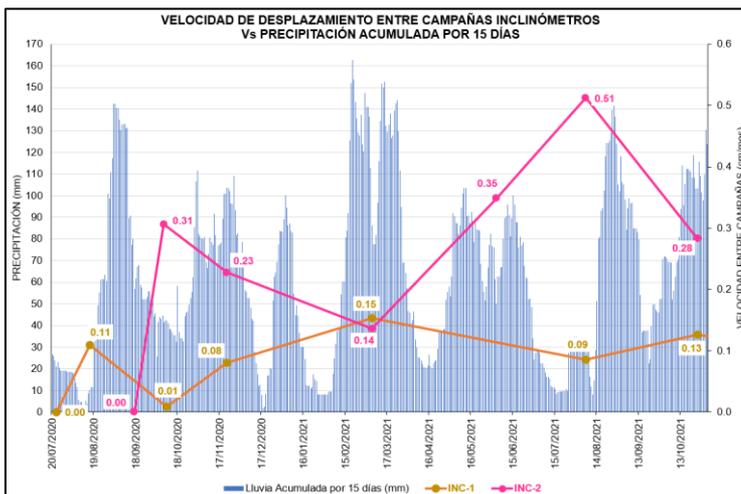
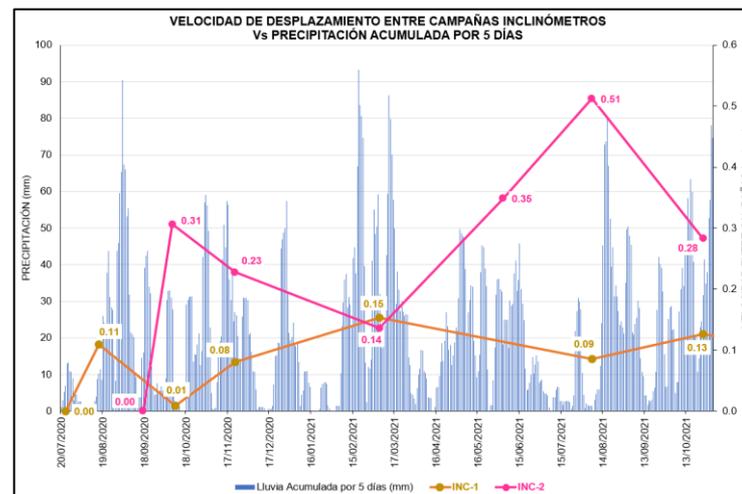
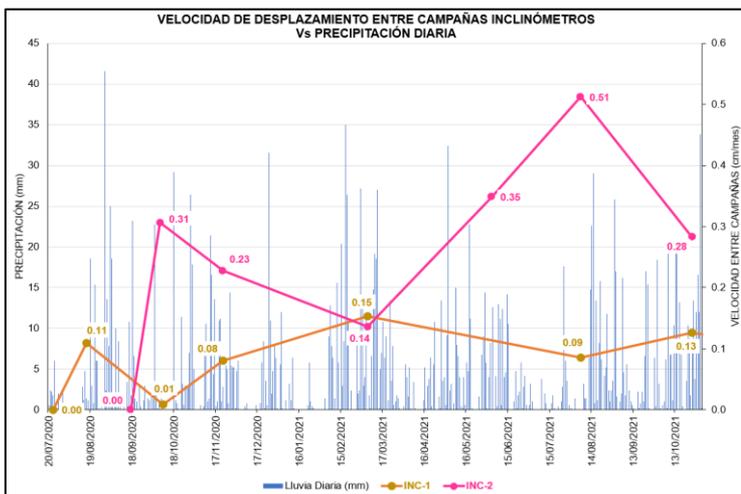


REGIMEN BIMODAL DE LLUVIAS.

TRIMESTRES MÁS LLUVIOSOS= Marzo-abril-mayo y Septiembre-Octubre-Noviembre.

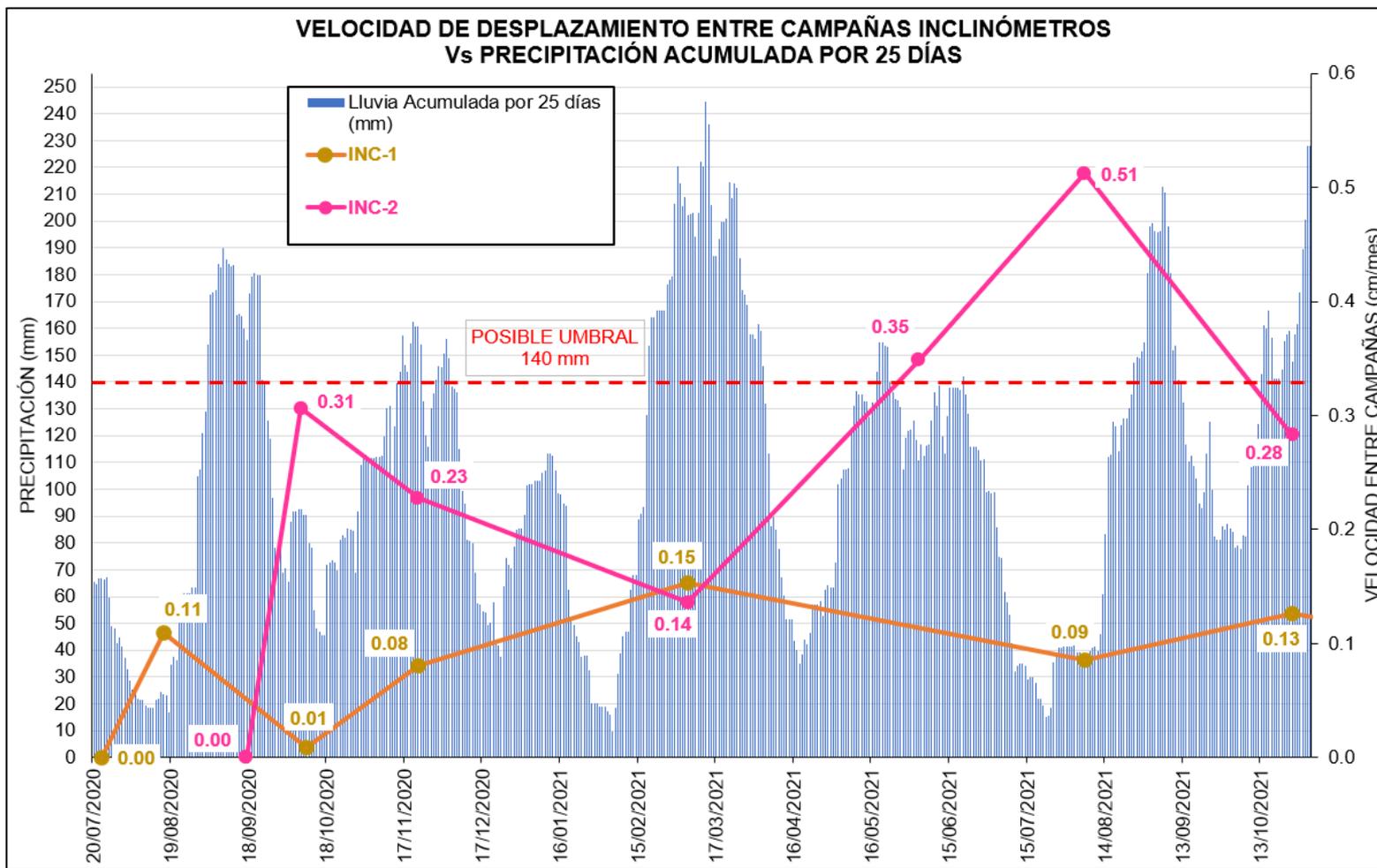


8. VELOCIDAD DE MOVIMIENTO Vs LLUVIAS



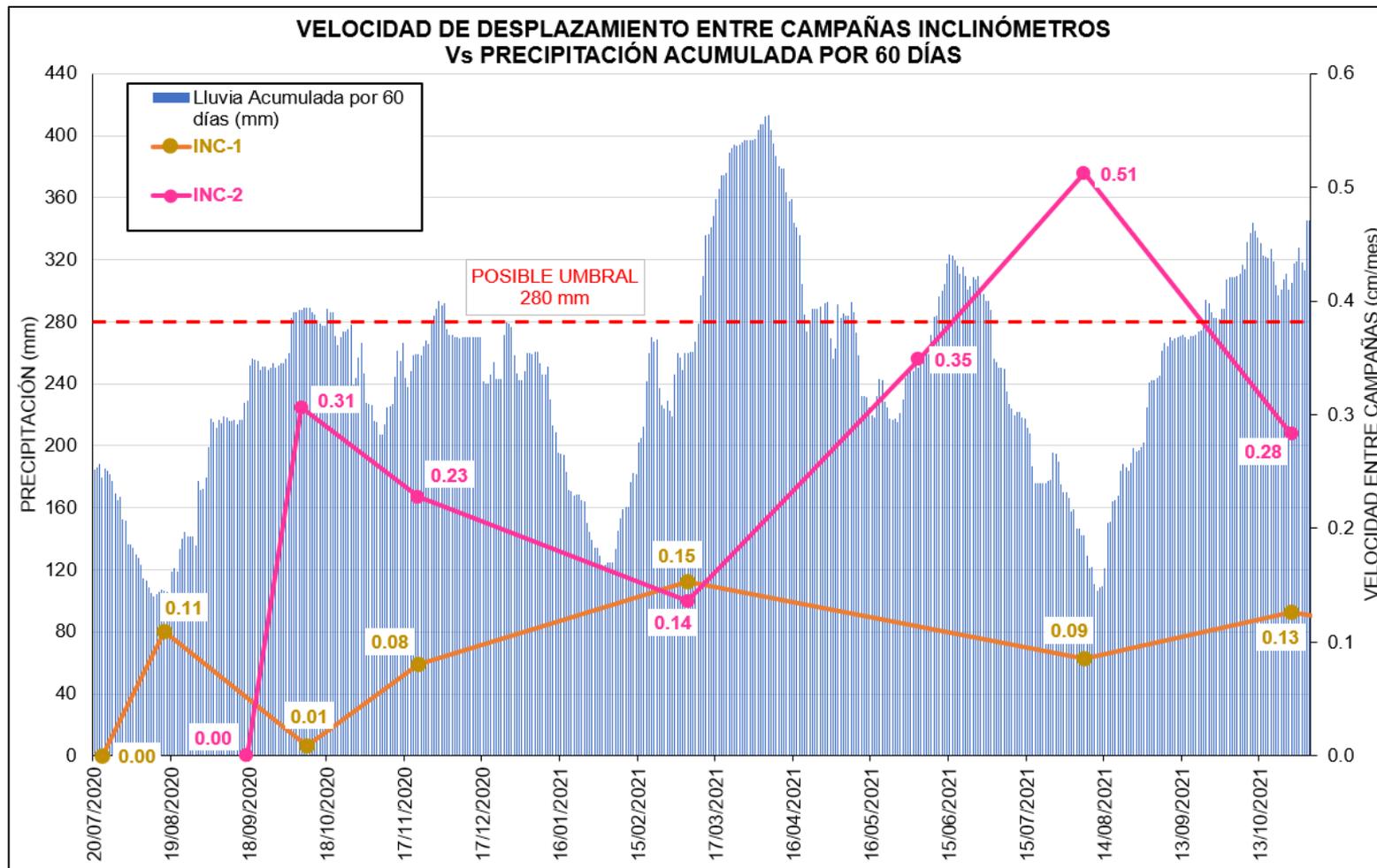


8. VELOCIDAD DE MOVIMIENTO Vs LLUVIAS





8. VELOCIDAD DE MOVIMIENTO Vs LLUVIAS





9. CONCLUSIONES

- a) No se observa clara relación entre los desplazamientos del terreno y las precipitaciones a corto plazo (1, 5 y 15 días) y a largo plazo (90 días).
- b) Potencial detonante se considera las precipitaciones acumuladas a largo plazo de 25 días y 60 días, con umbrales de lluvia de 140 mm y 280 mm, para generar desplazamientos de 0.2 cm/mes, siendo el más representativo el último umbral (280 mm).
- c) Lo anterior configura un insumo primordial para el sistema de alertas tempranas para el gasoducto.
- d) Se espera ajustar los umbrales con resultados adicionales de monitoreo e instrumentación.
- e) El plan de acción una vez alcanzado el umbral especificado, debe considerar:
 - De manera inmediata: La inspección en terreno por parte de la cuadrilla de patrullaje en busca de indicios de movimiento y/o levantamiento de imágenes con dron a comparar con las existentes.
 - A corto plazo: Con base a los hallazgos encontrados, se deben proyectar las obras de mantenimiento necesarias (Sellado de grietas, perfilados manuales, obras temporales para manejo de escorrentía) con el fin de mitigar la posible evolución del proceso inestable.
 - Avanzar en la ingeniería de detalle para las obras de contención y/o mitigación



¡GRACIAS!

¿Preguntas?
dimas.robles@signum-ing.com
nidia.barrera@tgi.com.co



**XVII CONGRESO COLOMBIANO DE GEOTÉCNIA “EVALUACIÓN Y
GESTIÓN DE RIESGOS GEOTÉCNICOS CON ÉNFASIS EN LOS
EFECTOS DEL CAMBIO CLIMÁTICO”**

14 al 18 de Noviembre de 2022



**EVALUACIÓN CONCEPTUAL DE AMENAZA,
VULNERABILIDAD Y RIESGO POR PROCESOS DE
REMOCIÓN EN MASA EN DUCTOS**

**ANTONIO JOSÉ LÓPEZ NIETO, JORGE ALEJANDRO AVENDAÑO,
JOSÉ VICENTE AMÓRTEGUI Y MANUEL GARCÍA LÓPEZ**
Ingeniería y Geotecnia S.A.S



CONTENIDO

1. Caso de Estudio
2. Valoración de la Amenaza
3. Análisis de Vulnerabilidad
4. Evaluación del Riesgo



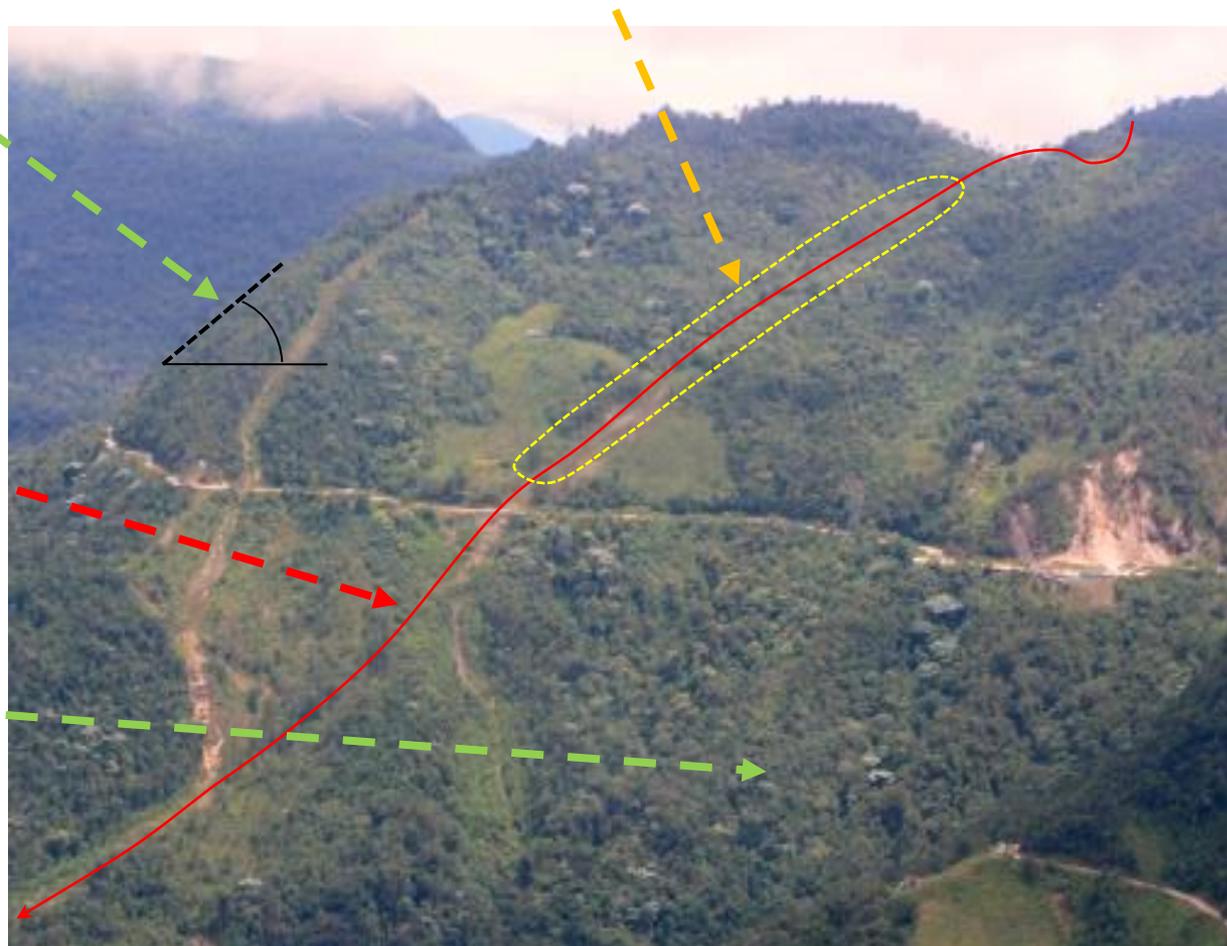
CASO DE ESTUDIO

Sector de 600 m de tubería de transporte de hidrocarburos localizado en la cordillera oriental.

Pendiente escarpada a muy escarpada ($25^\circ - 35^\circ$) relacionada con una estructura homoclinal.

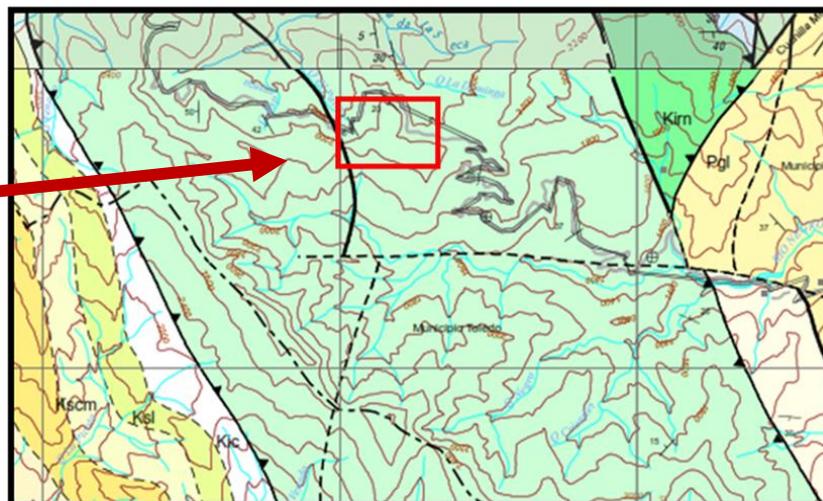
Tubería con $\varnothing=20''$ y $e=0.375''$ para transporte de hidrocarburos

Ladera estructural, donde la inclinación de los estratos está a favor de la pendiente.





CASO DE ESTUDIO



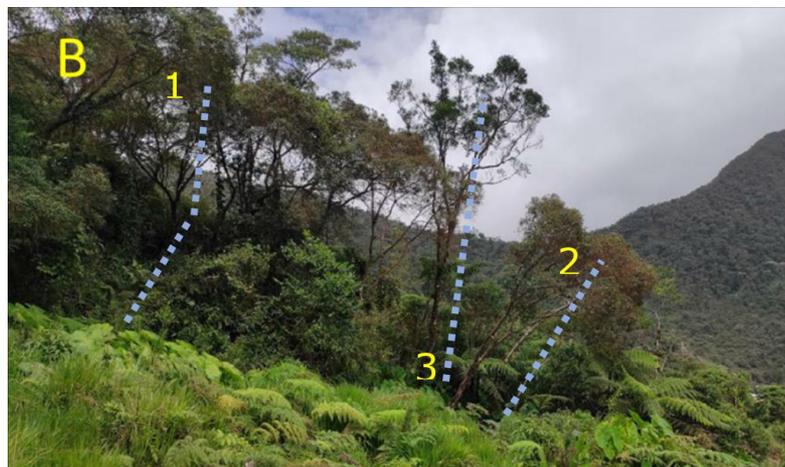
- Pgl**
FORMACIÓN LEÓN
Shale gris a gris oscuro con capas de arcillas ricas en material carbonoso y nódulos arcillosos, con intercalaciones de arenisca gris, blanca, amarillenta de grano fino a medio. Capas de carbón.
- Kscm**
FORMACIÓN COLÓN-MITO JUAN
Lodolita gris a negra a veces con nódulos ferruginosos, alternada con capas de arenisca gris a gris oscuro de grano fino a medio, localmente calcárea y caliza gris a gris negra generalmente fosilífera.
- Ksl**
FORMACIÓN LALLUNA
Chert gris a negro a blanco con estratificación a pequeña escala, con intercalaciones de molita gris a negra, arenisca calcárea y lodolita negra. Capas de fosforita y nódulos calcáreos.
- Ksc**
FORMACIÓN CAPACHO
Shale negro con intercalaciones de caliza gris a negra, generalmente fosilífera.
- Kia**
FORMACIÓN AGUARDIENTE
Arenisca blanca a gris de grano medio a grueso, cuarzosas, con material carbonoso y localmente estratificación cruzada. Intercalaciones de lodolita y shale negro.
- Kim**
FORMACIÓN RIO NEGRO
Arenisca blanca a amarillenta y gris a negro de grano fino y algunos niveles conglomeráticos, con intercalaciones de lodolita negra y limolita gris y roja.

**Factores
Intrínsecos**



AMENAZA

Evidencias del movimiento en campo:



A1, B1:
Movimiento antiguo, vegetación curva.

A2, B2:
Movimiento reciente, vegetación inclinada

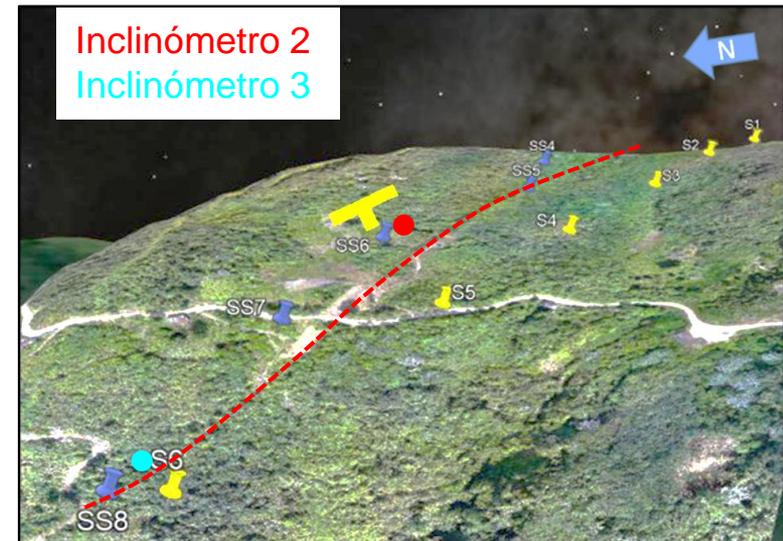
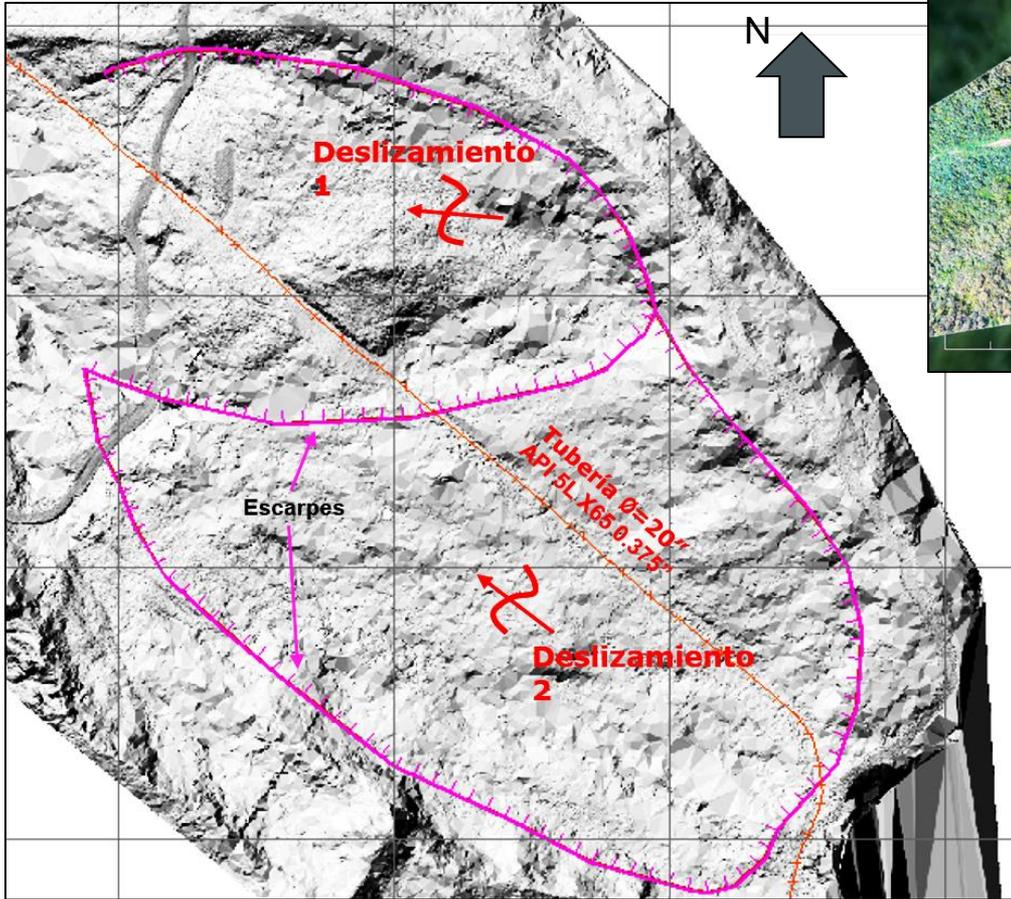
B3: Reptación lenta, árboles levemente inclinados

C: Depósito coluvial de cantos y bloques originados por deslizamiento planar.



AMENAZA

Falla de la tubería por concentración de esfuerzos axiales.

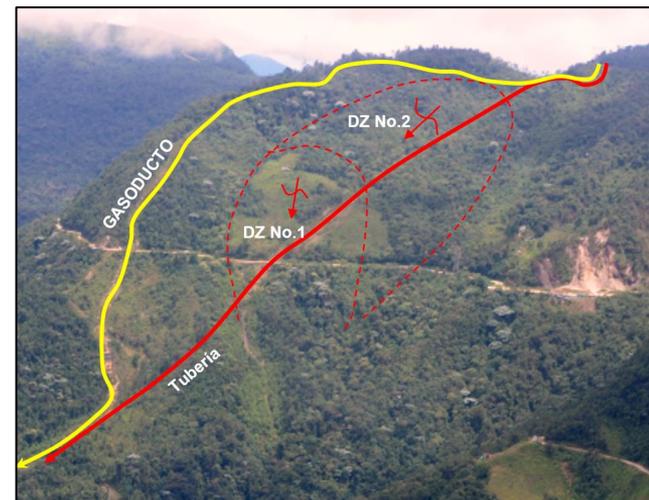
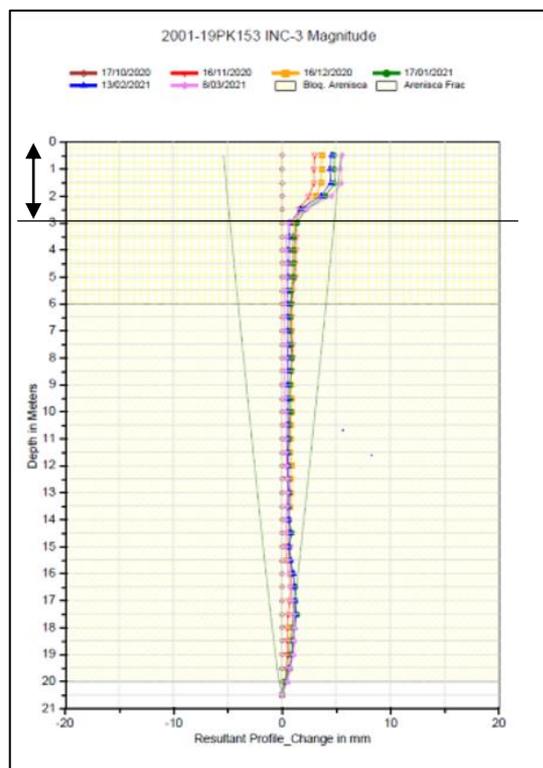
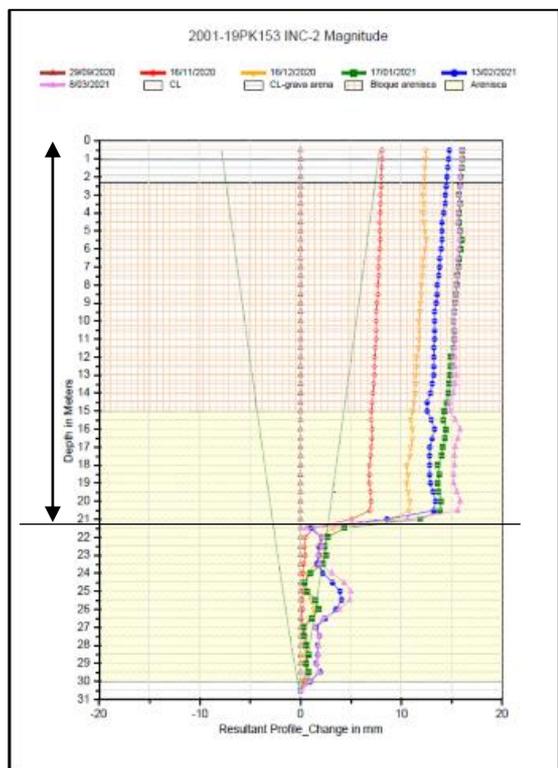




AMENAZA

Inclinómetro 2: Ruptura de inclinómetro en el centro del coluvión a una profundidad de **21 m**.

Inclinómetro 3: Ruptura de inclinómetro en parte baja de la ladera a una profundidad de **3 m**.



- Principales Detonantes:**
- La **saturación** del suelo.
 - Las **condiciones naturales** intrínsecas de la ladera.

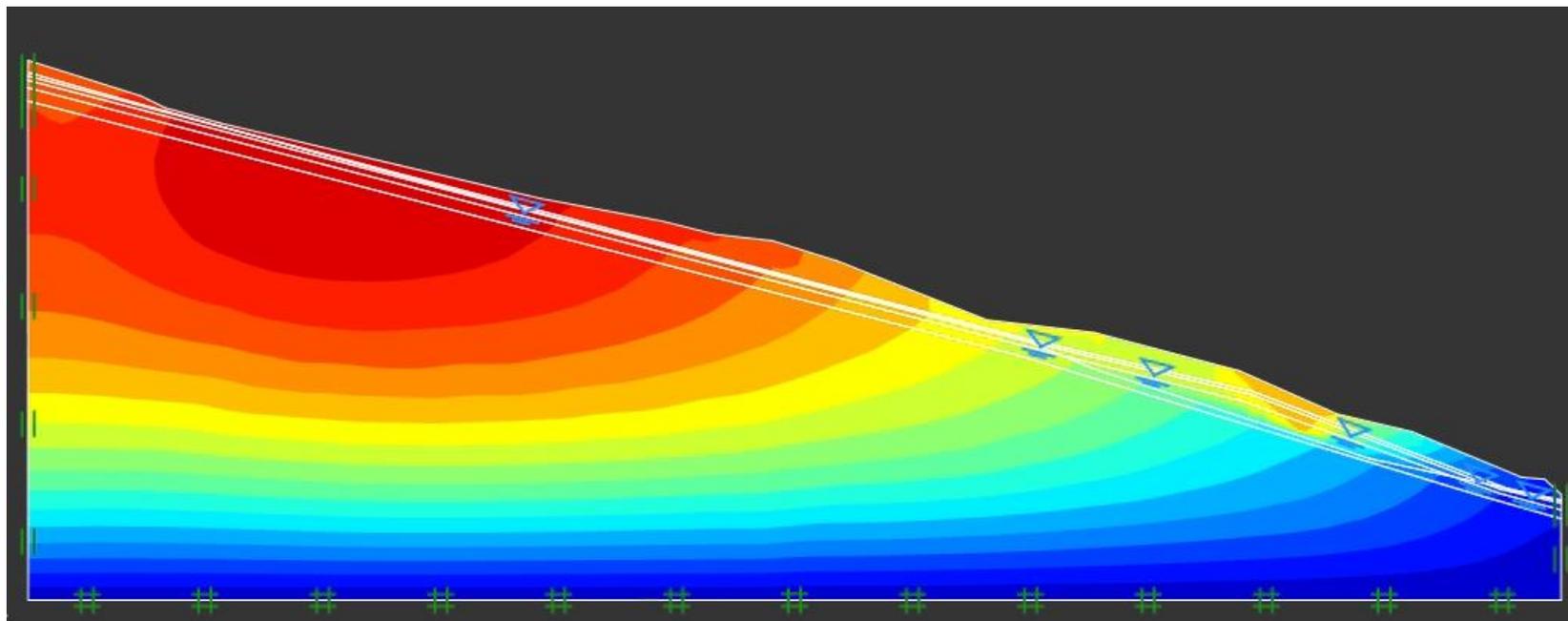


AMENAZA

Modelación en OPTUM 2G.

Se calcularon desplazamientos entre **5 cm** y **20 cm**, que coinciden con lo observado en campo.

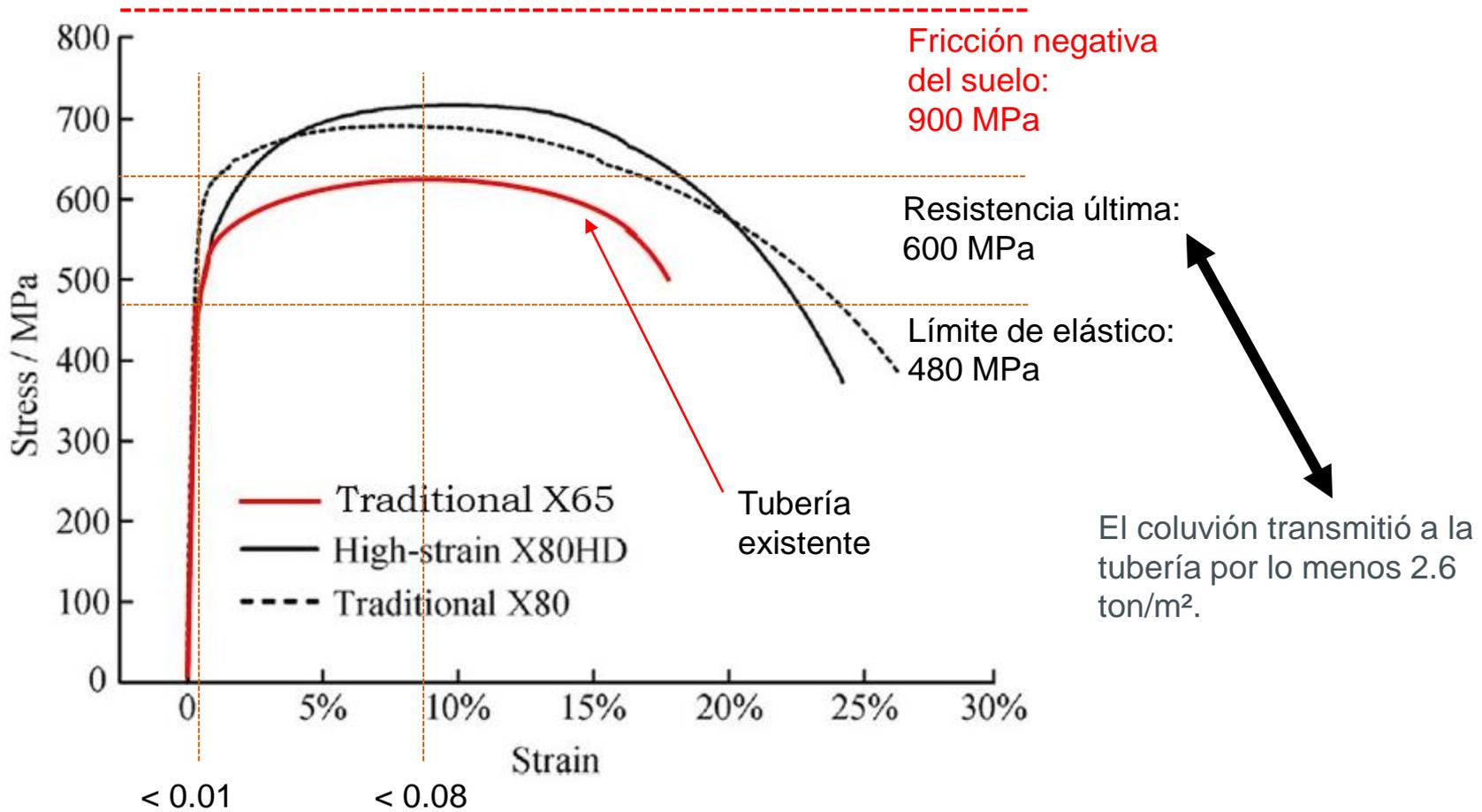
MATERIAL	PARÁMETROS DE RESISTENCIA		
	γ_t (kN/m ³)	c (kPa)	Φ (°)
Coluvión	21	20	21
Arenisca	22	50	36





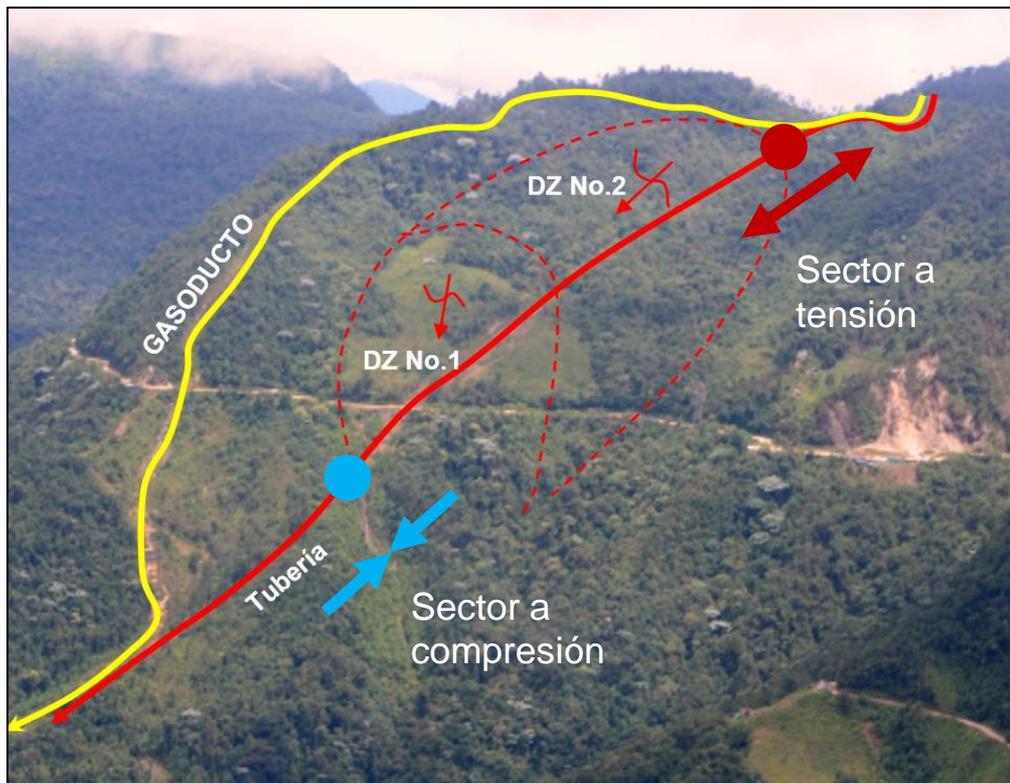
VULNERABILIDAD

Resistencia mecánica de la tubería:



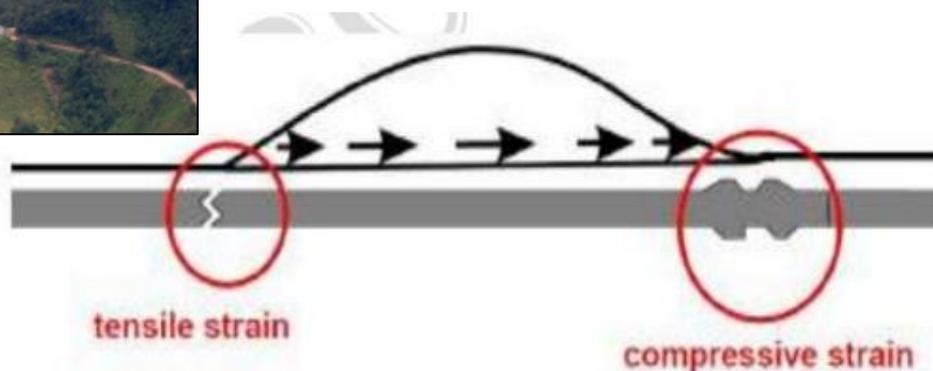


VULNERABILIDAD



La longitud de tubería que atraviesa el coluvión es aproximadamente **680 m**.

Los materiales del coluvión pueden transmitir a la tubería fricciones de **4.0 ton/m²**. Por lo tanto el material puede transmitir a la tubería aproximadamente **900 MPa**.



Pipeline response against longitudinal PGD

EVALUACIÓN CONCEPTUAL DE AMENAZA, VULNERABILIDAD Y RIESGO POR PROCESOS DE REMOCIÓN EN MASA EN DUCTOS 10



RIESGO

MATRIZ DE RIESGO		CONSECUENCIA				
		Alta	Moderada	Media	Baja	Sin consec..
AMENAZA	Alta	Alto	Alto	Alto	Medio	Sin riesgo
	Moderada	Alto	Moderado	Moderado	Medio	Sin riesgo
	Media	Moderado	Moderado	Medio	Bajo	Sin riesgo
	Baja	Medio	Medio	Bajo	Bajo	Sin riesgo
	Sin amenaza	Sin riesgo	Sin riesgo	Sin riesgo	Sin riesgo	Sin riesgo

CONSECUENCIA ➡ ALTA

- Contaminación ambiental por vertimiento de hidrocarburos.
- Pérdidas económicas por interrupciones en el servicio de transporte.

VULNERABILIDAD ➡ ALTA

- La resistencia de la tubería es menor que los posibles esfuerzos que actúan sobre ella como respuesta al movimiento del coluvión.



¡GRACIAS!

¿Preguntas?

ajlopezn@ingenieriaygeotecnia.com

**XVII CONGRESO COLOMBIANO DE GEOTÉCNIA “EVALUACIÓN Y
GESTIÓN DE RIESGOS GEOTÉCNICOS CON ÉNFASIS EN LOS
EFECTOS DEL CAMBIO CLIMÁTICO”**

14 al 18 de Noviembre de 2022



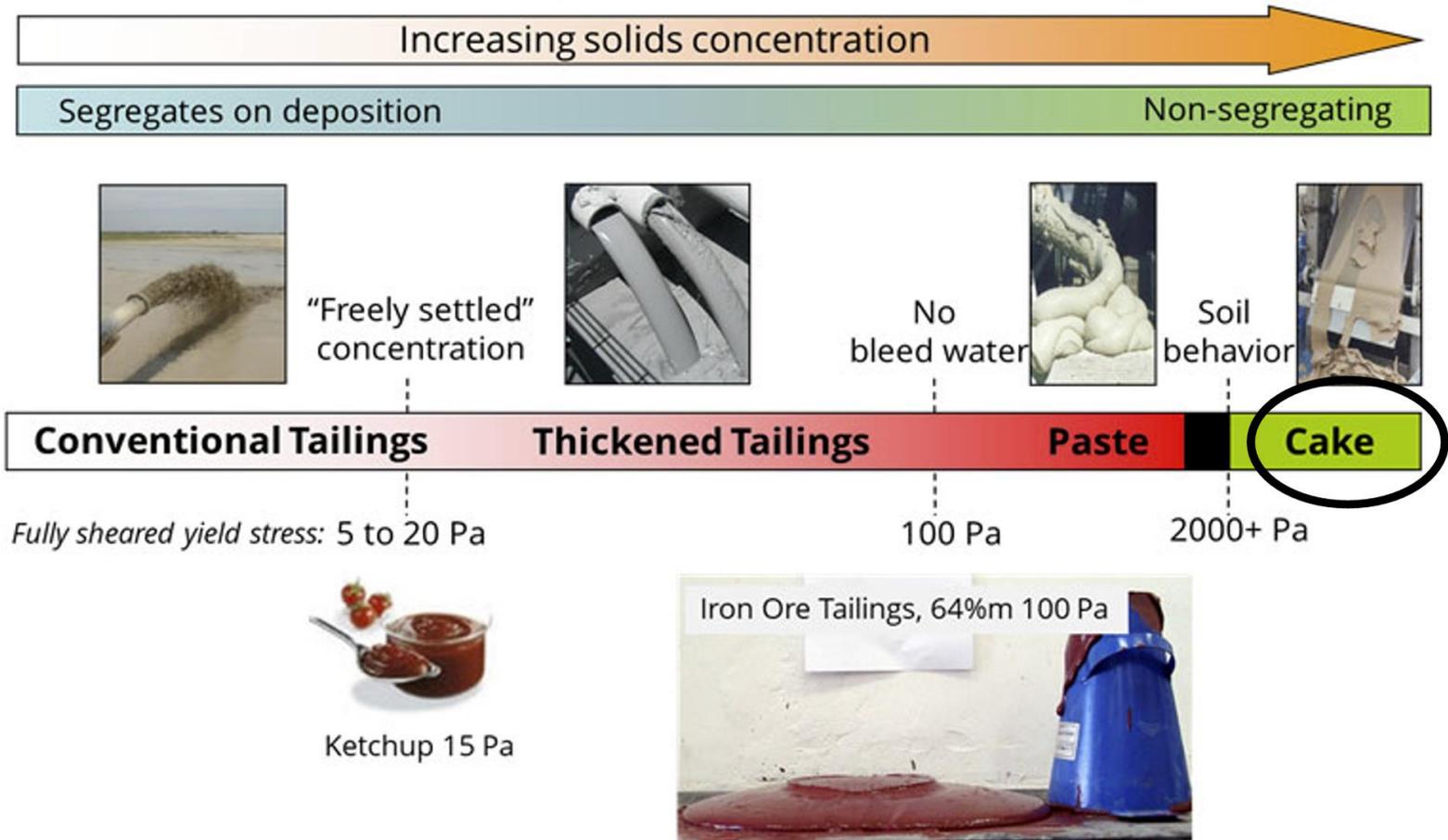
**INFLUENCIA DEL NIVEL DE COMPACTACIÓN EN EL
COMPORTAMIENTO DE DRY STACKS**

**Diego Cobos, Jaime Castro, Oscar Sierra
SRK Consulting Colombia**



CONTENIDO

Por qué relaves filtrados?





CONTENIDO

Geoforma estable a largo plazo?





CONTENIDO

Es un proyecto de movimiento de tierra continuo que requiere:

- QA/QC
- Documentación
- Estructura de gobernancia





CONTENIDO

Ejemplo





CONTENIDO

Ejemplo





CONTENIDO

Ejemplo



Abril 2021

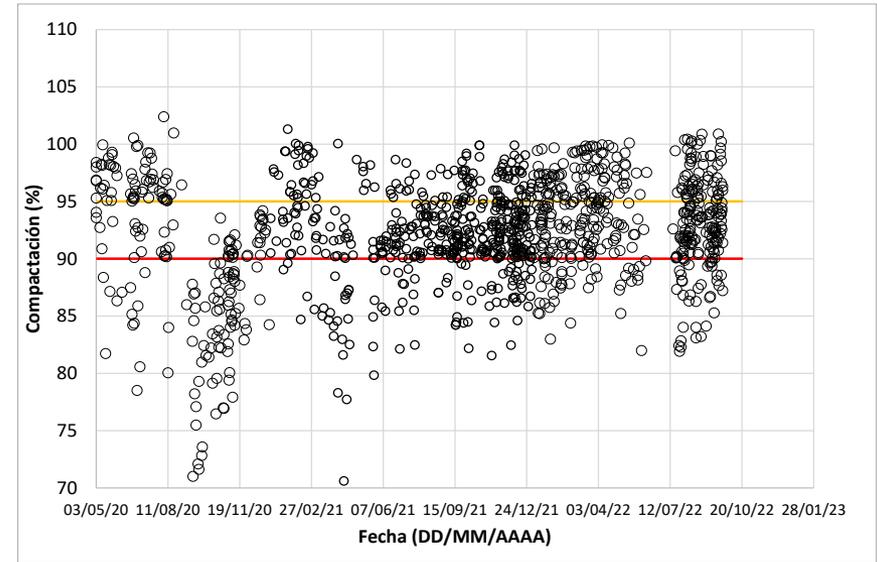
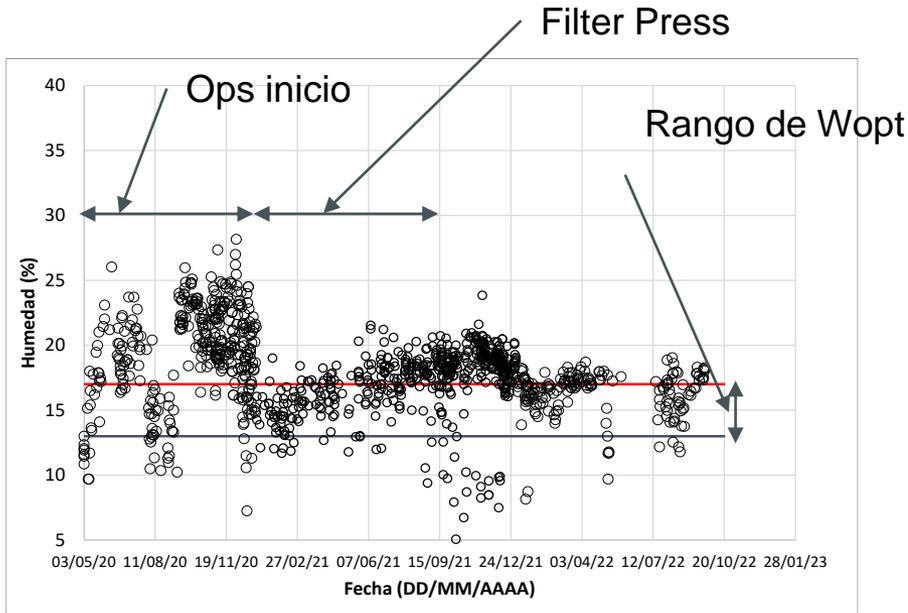


Octubre 2022



CONTENIDO

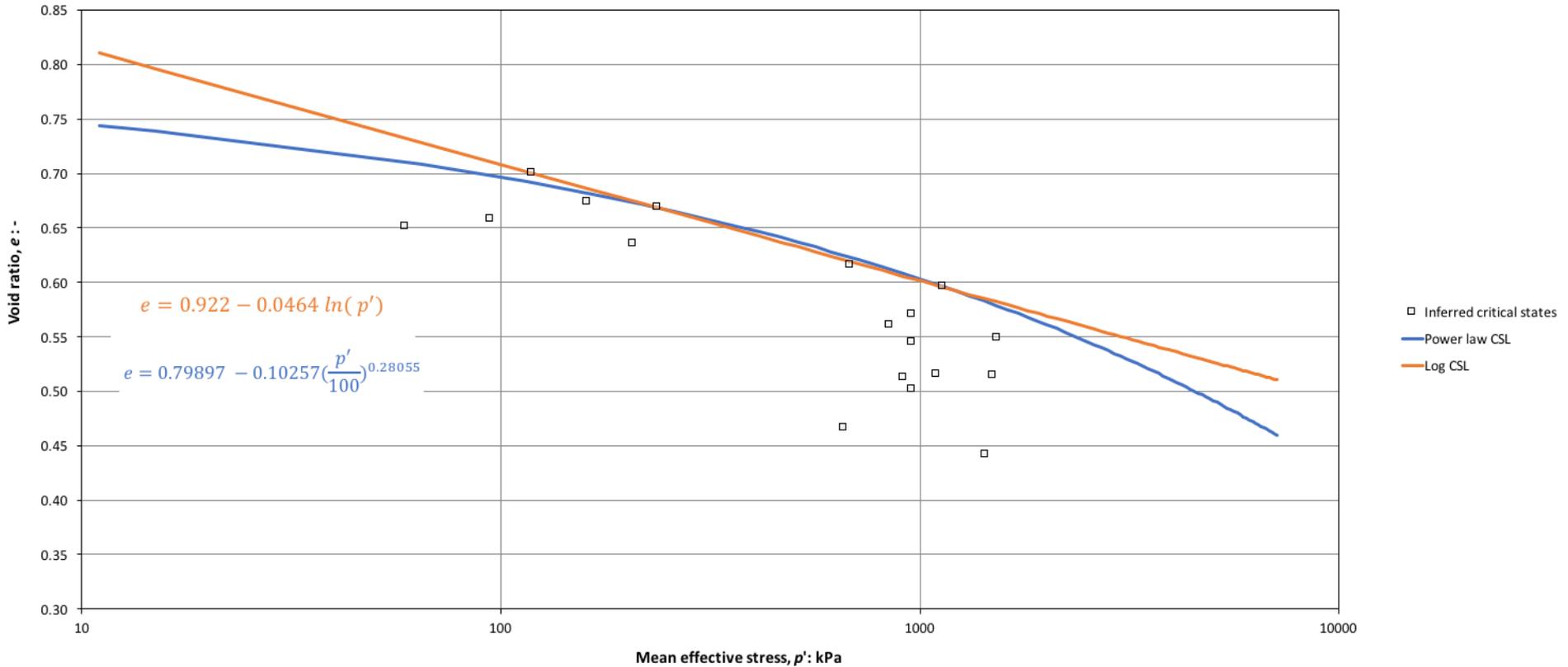
Control de calidad





CONTENIDO

CSL usando Been & Jefferies (2019)

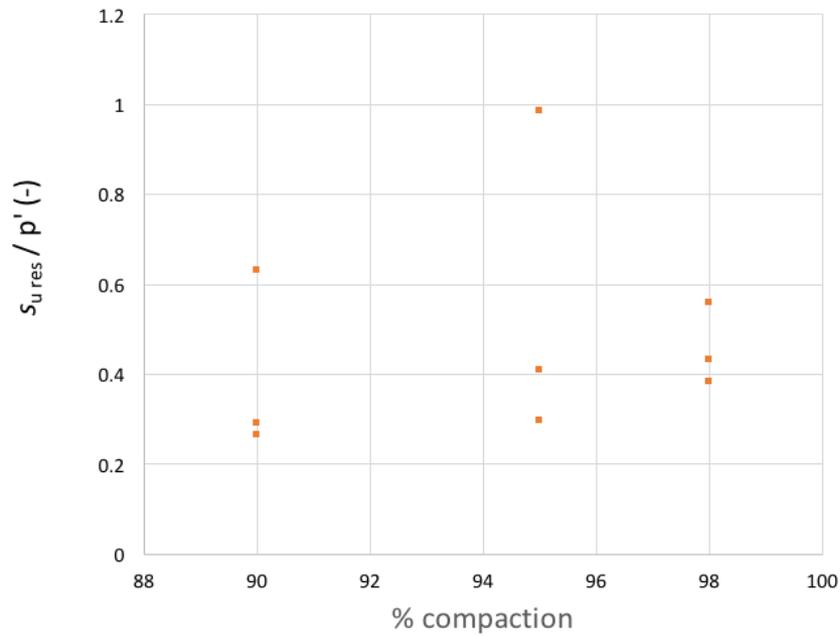




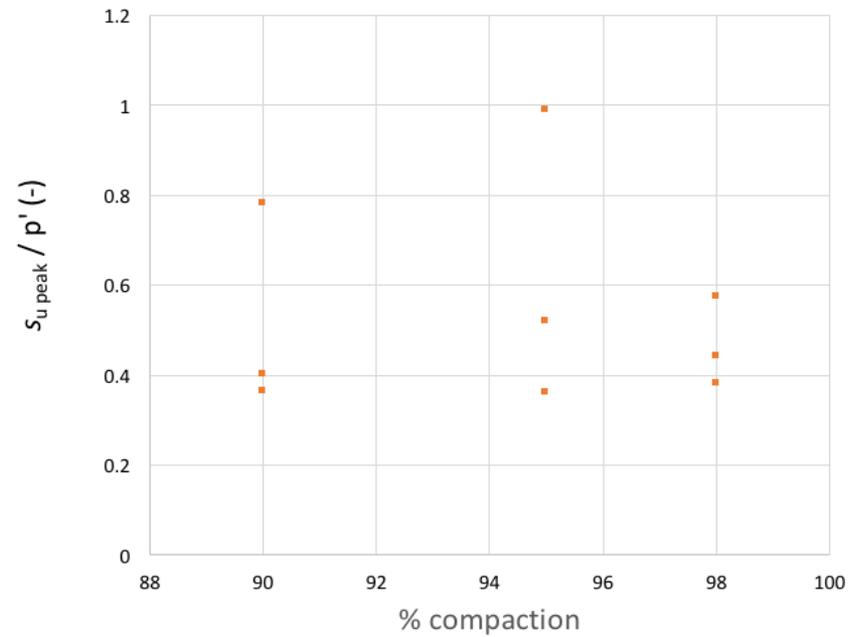
CONTENIDO

Resistencia al corte

USR residual Vs % compaction



USR peak Vs % compaction



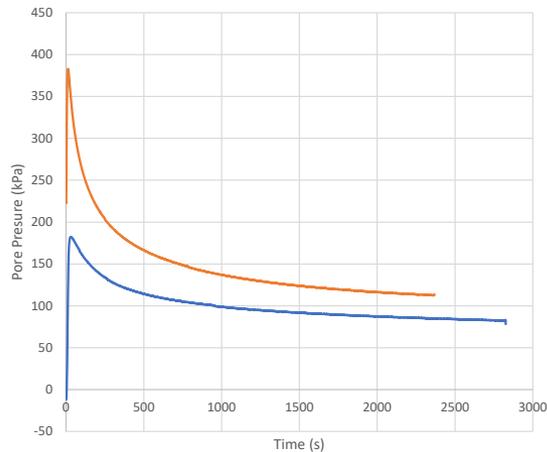


CONTENIDO

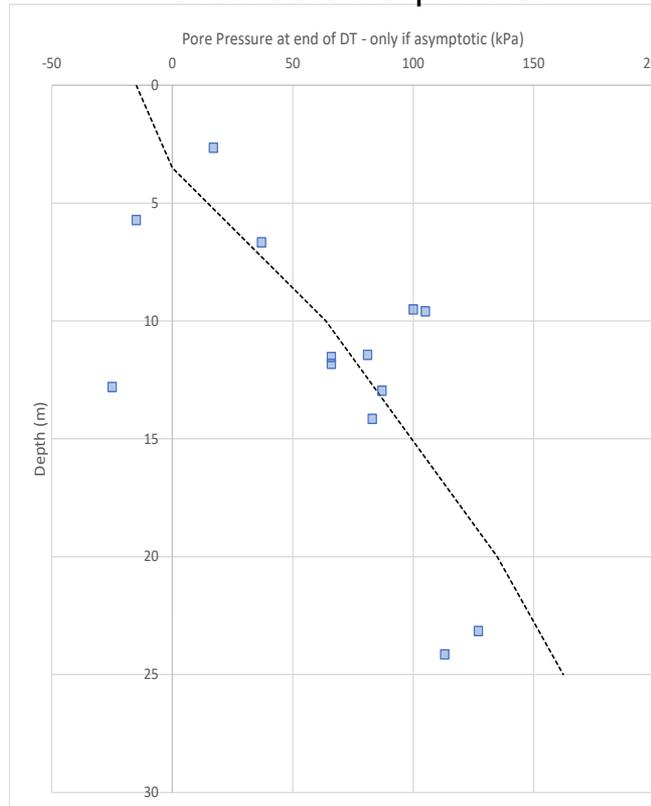
CPTu

Humedades altas durante compactación pueden generar un presiones de poro dentro del depósito.
Esto debe evaluarse mediante instalación de piezómetros y ensayos CPTu

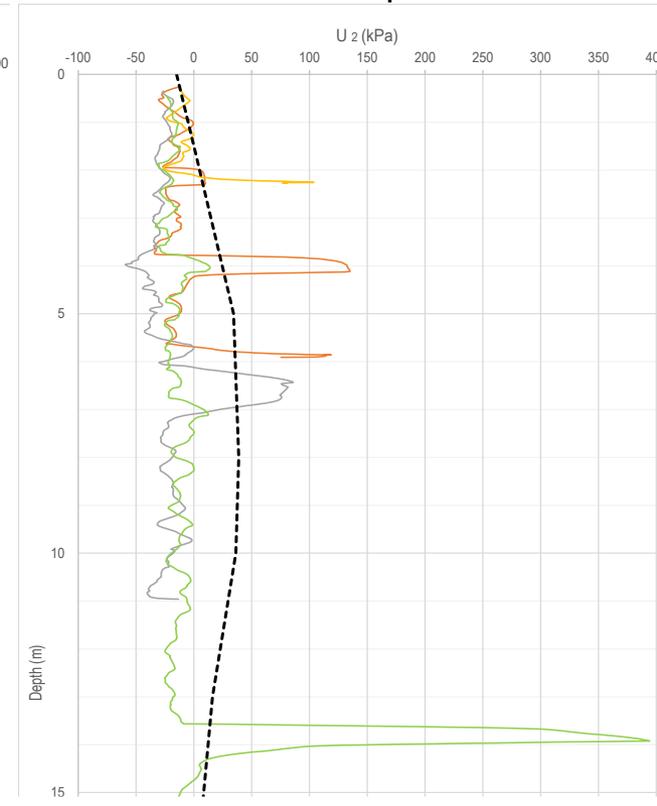
Dissipation Tests TSF-C1-CPT-03



Celda mal compactada



Celda bien compactada

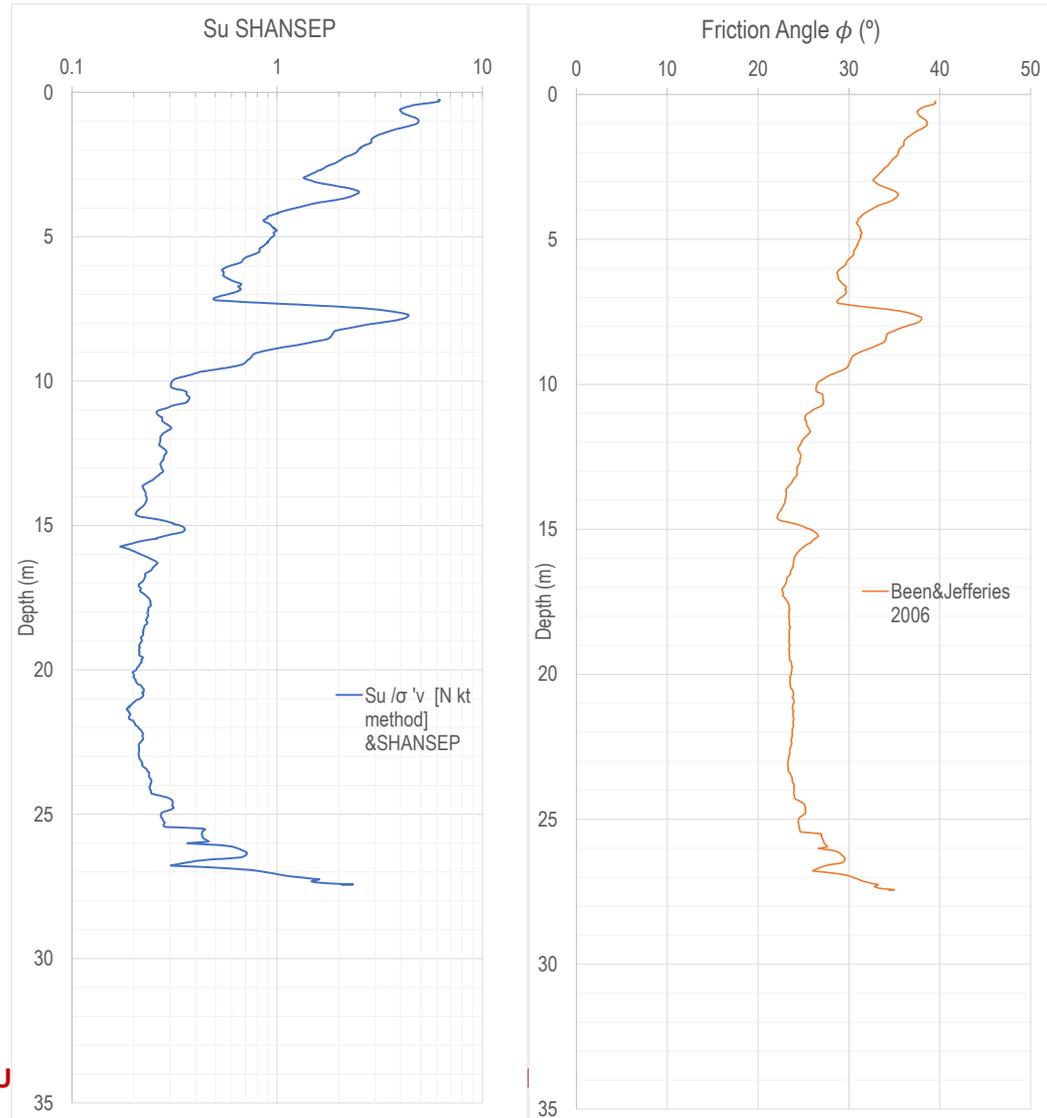




CONTENIDO

CPTu

Ensayos 6 meses
después de construcción

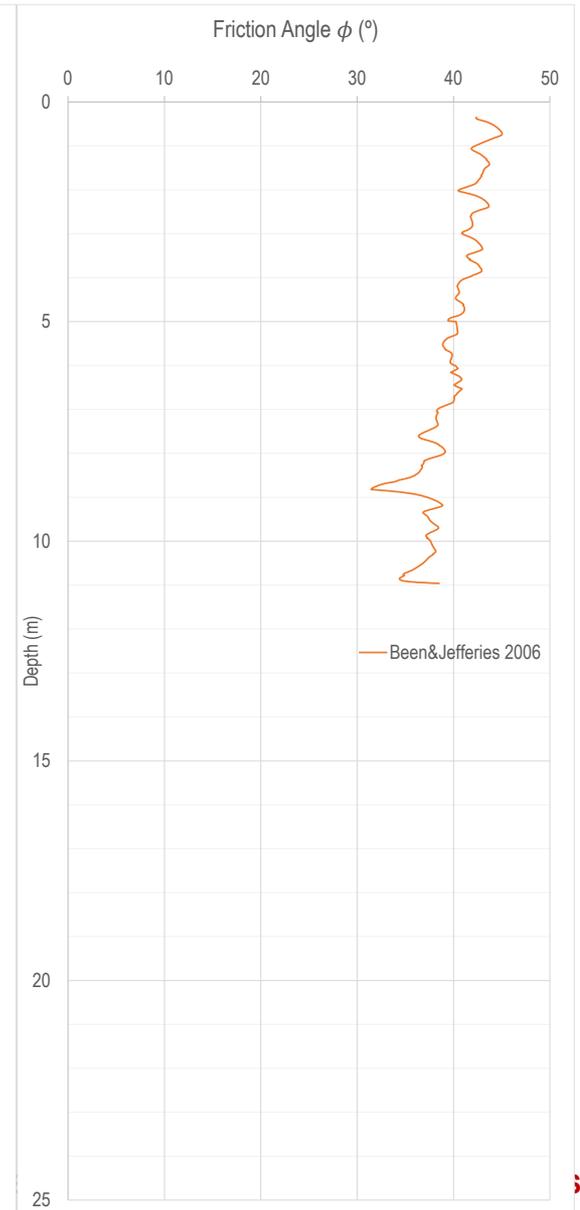
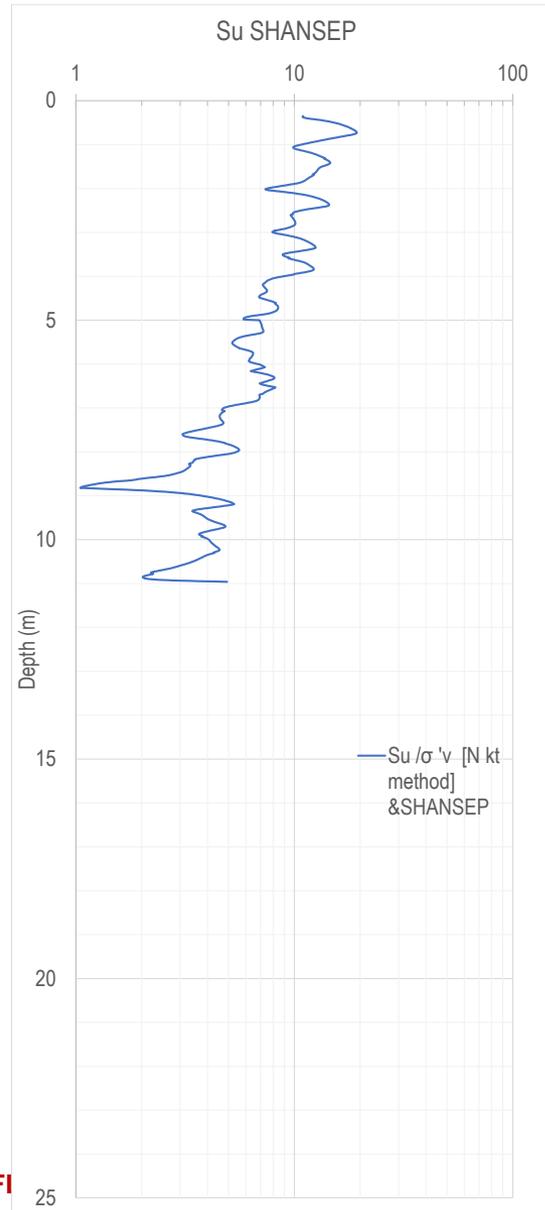




CONTENIDO

CPTu

Ensayos 12 meses
después de construcción

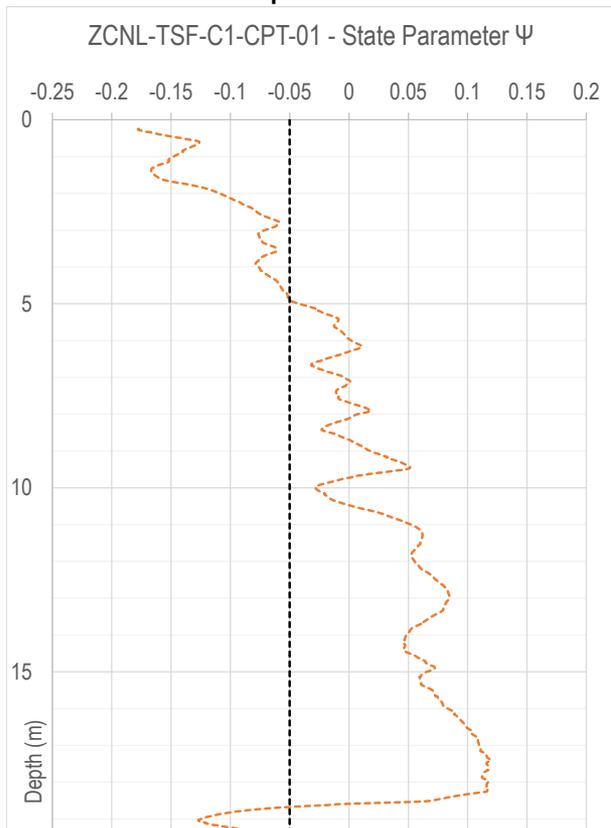




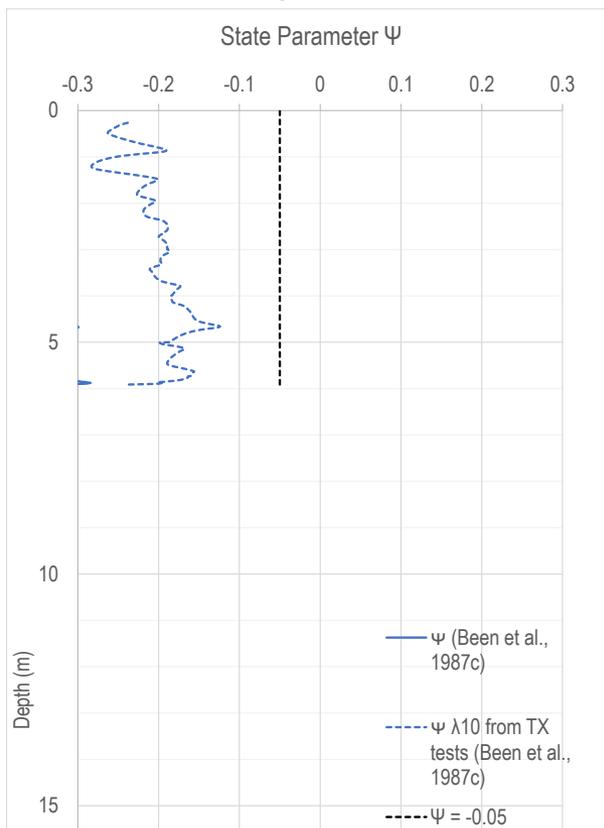
CONTENIDO

CPTu

Celda mal compactada



Celda bien compactada



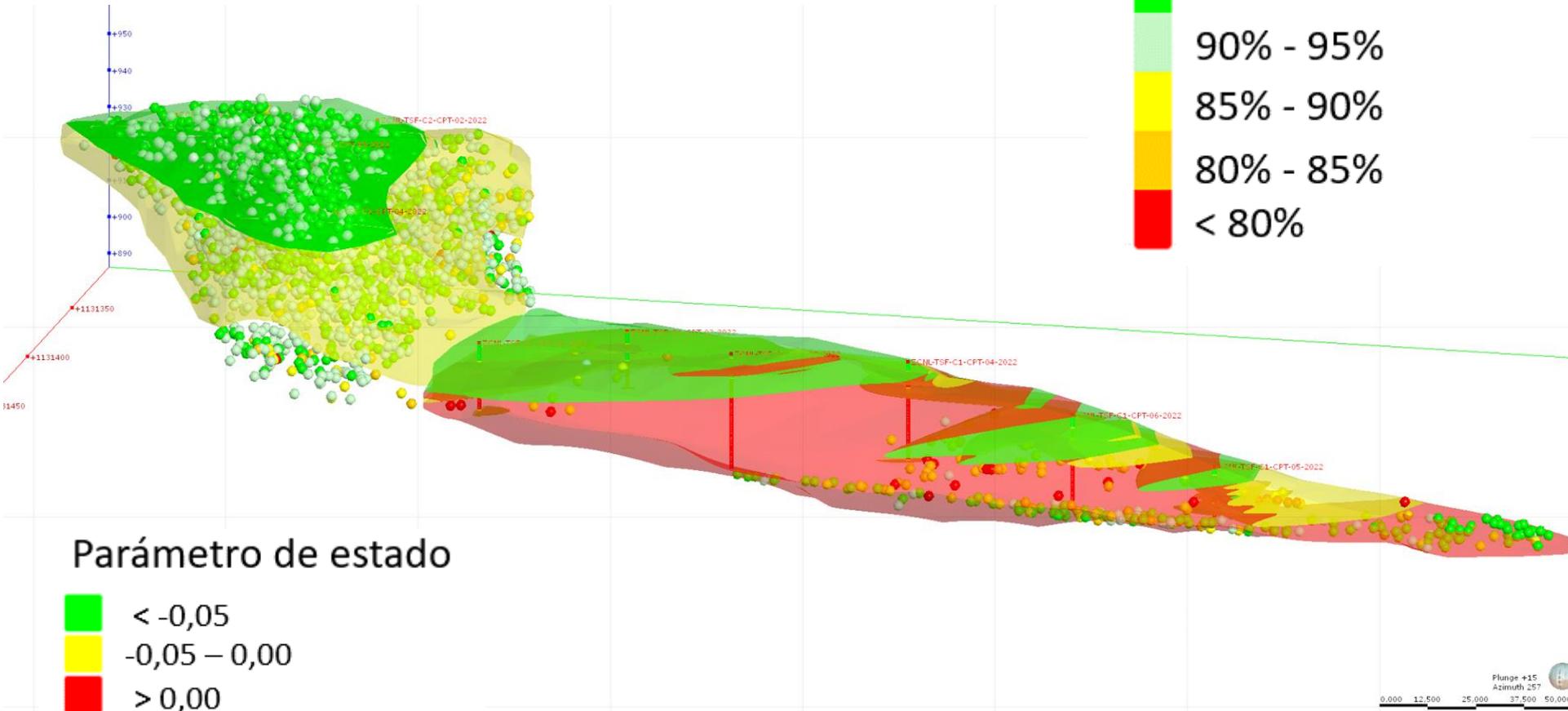
Pobre compactación y alta humedad (izquierda) pueden resultar en comportamiento contráctil y potencial de licuación.

Una buena compactación resultará en comportamiento dilatante, con menor potencial de licuación.



CONTENIDO

Resultados





¡GRACIAS!

¿Preguntas?
dcobos@srk.co

**XVII CONGRESO COLOMBIANO DE GEOTÉCNIA “EVALUACIÓN Y
GESTIÓN DE RIESGOS GEOTÉCNICOS CON ÉNFASIS EN LOS
EFECTOS DEL CAMBIO CLIMÁTICO”**

14 al 18 de Noviembre de 2022



**"SIMULACIÓN DE LOS EFECTOS DE CONDICIONES EXTRAORDINARIAS POR EL
FENÓMENO DE EL NIÑO EN LA SEDIMENTACIÓN Y CONSOLIDACIÓN DE
RELAVES MINEROS DE BAJA DENSIDAD"**

**Dr. Christ Jesus Barriga Paria
Director de Innovación y Transferencia Tecnológica
Universidad Nacional de Moquegua – Perú**



ANTECEDENTES

1. El local de estudio fue en el Centro Tecnológico de Geotecnia Aplicada (CTGA) del Centro de Geotecnia de la Escola de Minas (NUGEO) en Brasil fue donde se realizaron los ensayos necesarios para este estudio. Las muestras que provienen del país del norte del Perú, oriundas de roca sedimentaria marina dan origen a los relaves del proceso de beneficio y además de agua salada constituye la pulpa arrojada a los tanques de almacenamiento y el sistema de muestreo se realizó directamente desde el sistema de descarga. Así, se buscó conservar el contenido inicial de sólidos del material en un promedio de 15 y 16%. Posteriormente se realizaron pruebas de columna de sedimentación con material en condiciones naturales y los relaves se secaron en estufa de laboratorio.

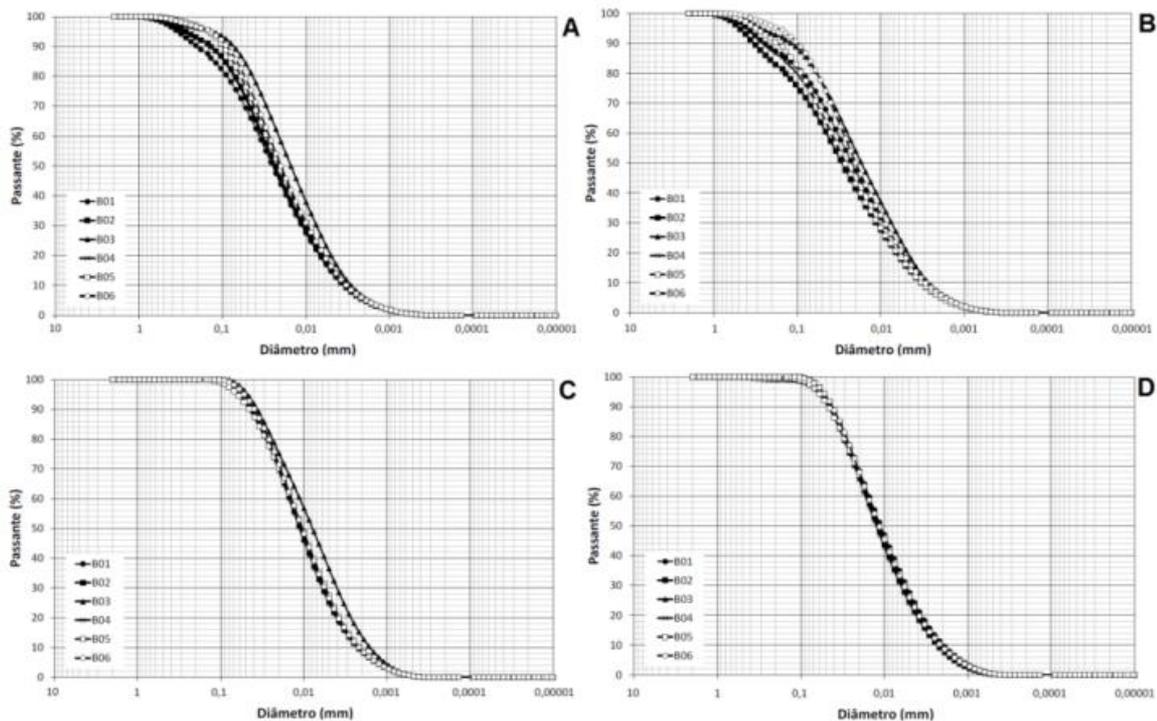


CONTENIDO

1. Para conocer el comportamiento en condiciones extraordinarias y con el uso de coagulante en el proceso de disposición de relaves fosfatados, fue fundamental realizar este estudio para predecir un modelo de disposición final consistente. En la metodología, las pruebas replicaron las situaciones extremas que se presentan en estos años ante la presencia del fenómeno El Niño. Por lo tanto, las pruebas de sedimentación se llevaron a cabo en una columna con seis contenidos de sólidos diferentes.
2. Para ampliar la investigación, se utilizaron seis concentraciones de coagulante para optimizar la sedimentación. Trabajamos con relaves colocados en horno de secado a la temperatura del área de estudio, el cual presentó una velocidad de sedimentación superior a la de condiciones normales, además de mejorar mucho más con el uso de coagulante. El conocimiento del comportamiento fisicoquímico de los relaves finos es una herramienta fundamental para garantizar una mejor gestión de las obras de contención.



METODOLOGIA

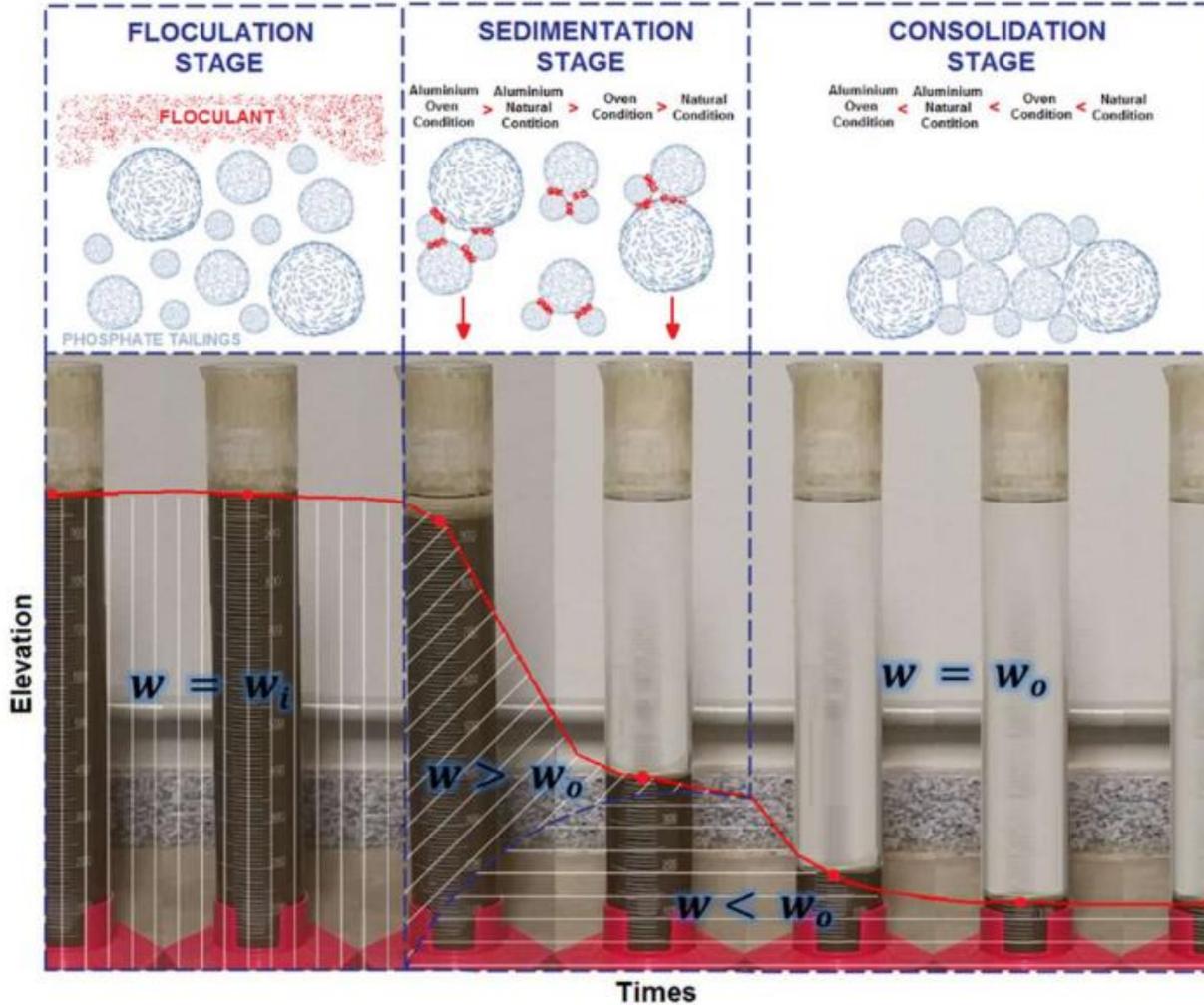


Ensaio	LL (%)	LP (%)	IP (%)
1	87	40	35
2	85	41	33

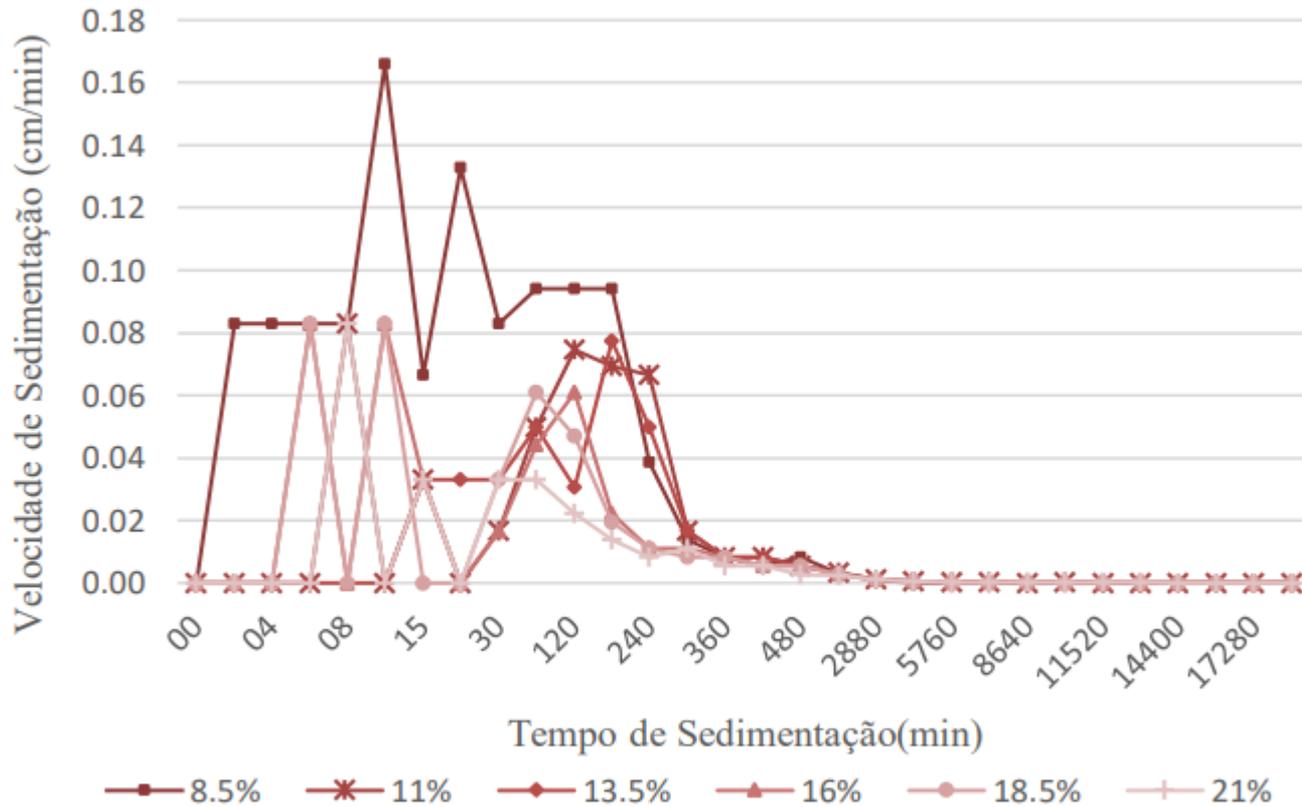
Componentes	P ₂ O ₅	CaO	SiO ₂	MgO	Al ₂ O ₃	Fe ₂ O ₃	Outros
Fração de massa (%)	7,2	9,3	61,6	1,7	6,9	2,8	10,5



SEDIMENTACIÓN





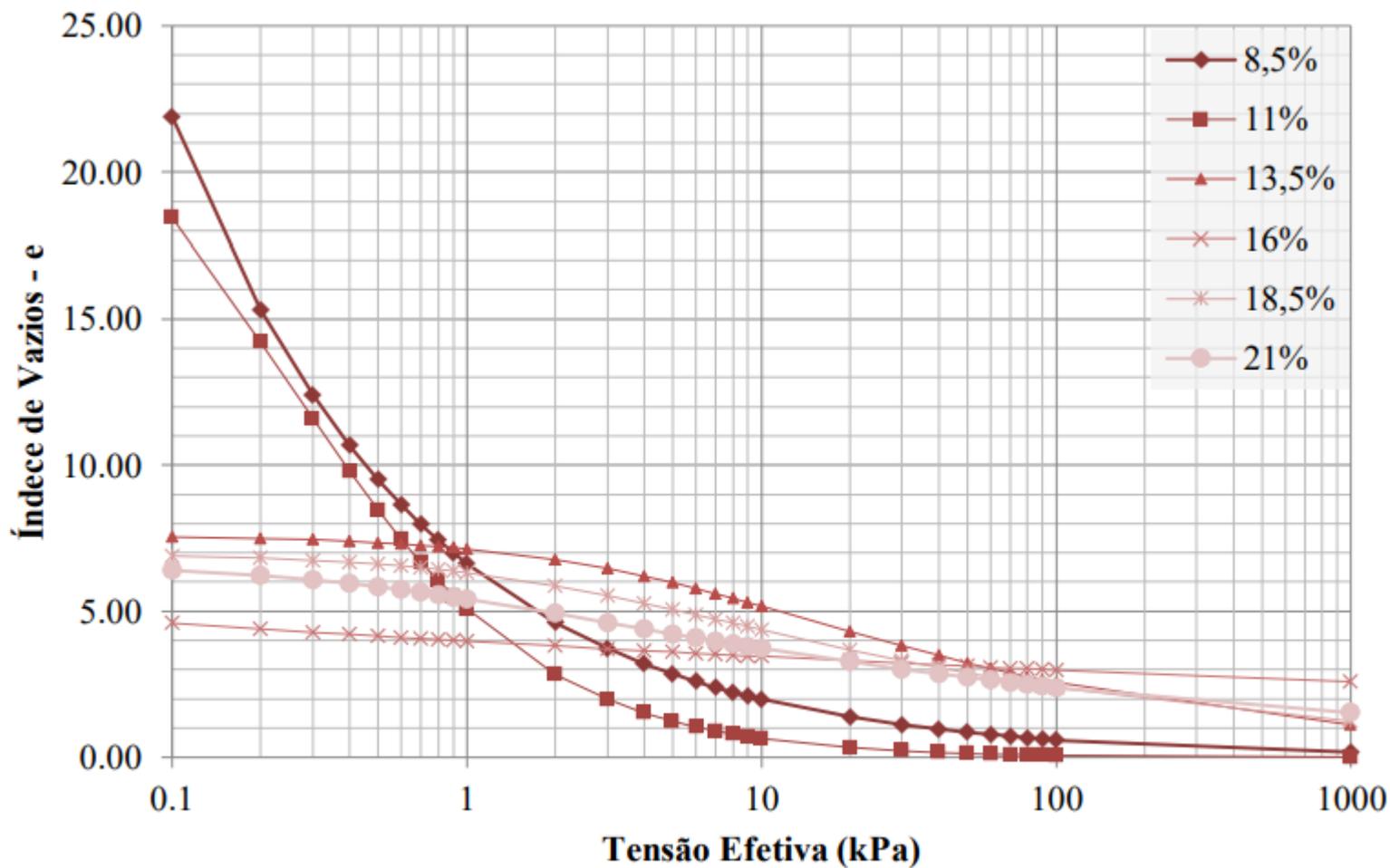


Velocidades de Sedimentação em referência do tempo de ensaio

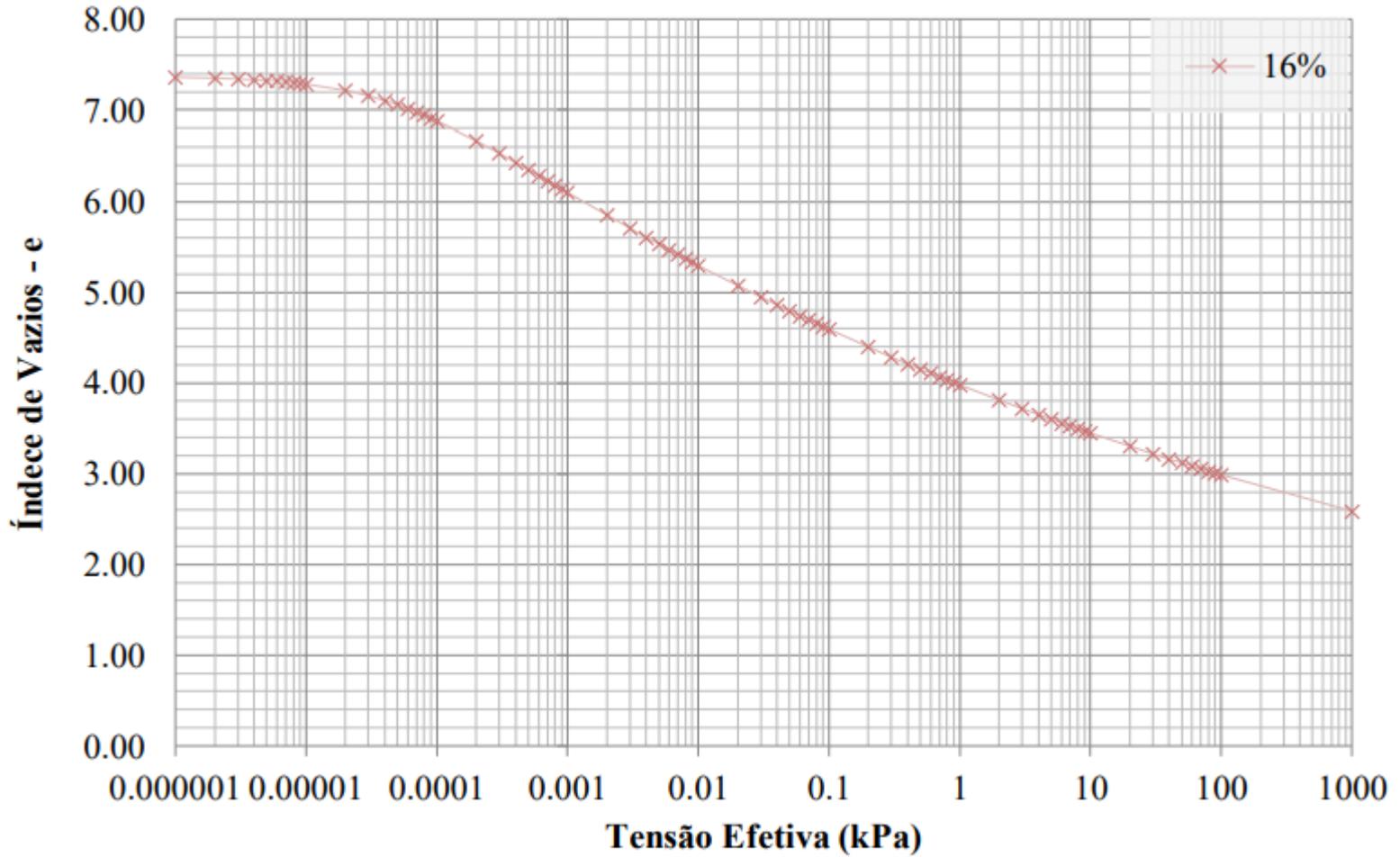


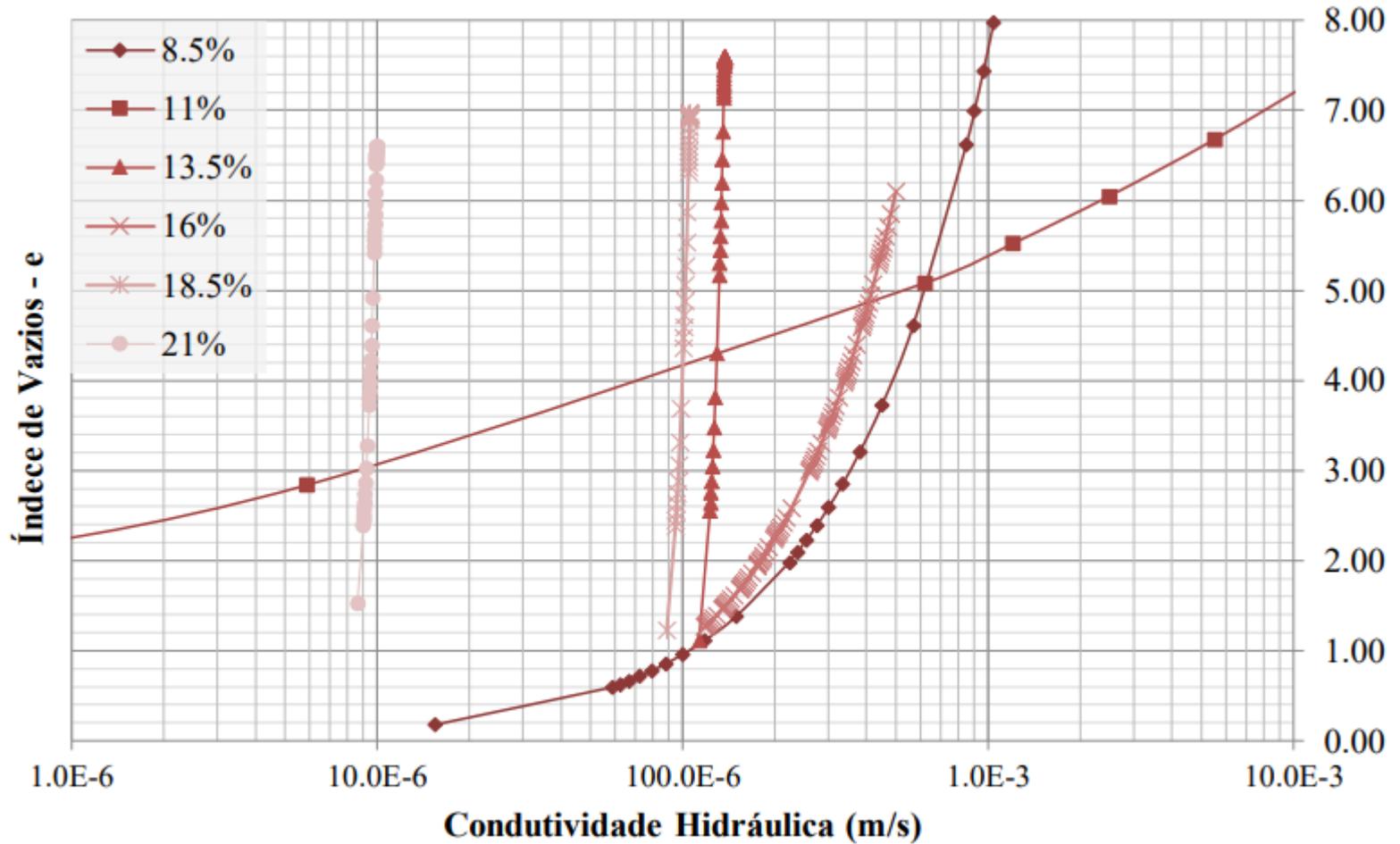
Teor de Sólidos (%)	Relação constitutiva para Compressibilidade
8.5	$e = 6,62859 * (\sigma' + 0.00217)^{-0.52390}$
11	$e = 6,21310 * (\sigma' + 0,22840)^{-0,97730}$
13.5	$e = 14,17157 * (\sigma' + 5,45209)^{-0,36809}$
16	$e = 3,97881 * (\sigma' + 0,00005)^{-0,06223}$
18.5	$e = 9,03030 * (\sigma' + 2,46249)^{-0,28801}$
21	$e = 5,92216 * (\sigma' + 0,57434)^{-0,19624}$

Teor de Sólidos (%)	Relação constitutiva para Permeabilidade
8.5	$k = 1,0474 \times 10^{-4} * e^{1,10730}$
11	$k = 1,3951 \times 10^{-9} * e^{8,00000}$
13.5	$k = 1,1120 \times 10^{-4} * e^{0,10000}$
16	$k = 9,5203 \times 10^{-5} * e^{0,91648}$
18.5	$k = 8,6877 \times 10^{-5} * e^{0,10000}$
21	$k = 8,2582 \times 10^{-6} * e^{0,10000}$

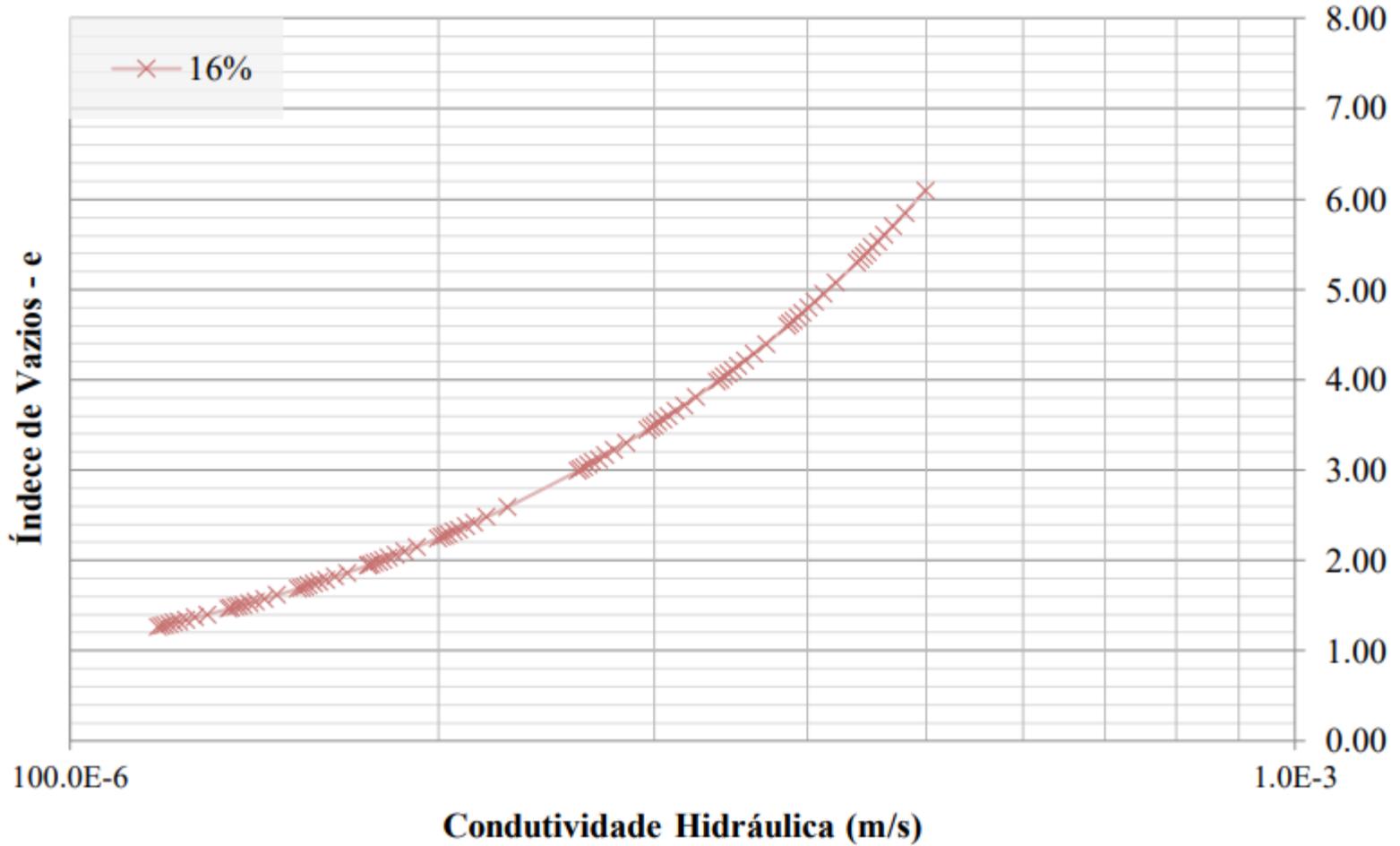


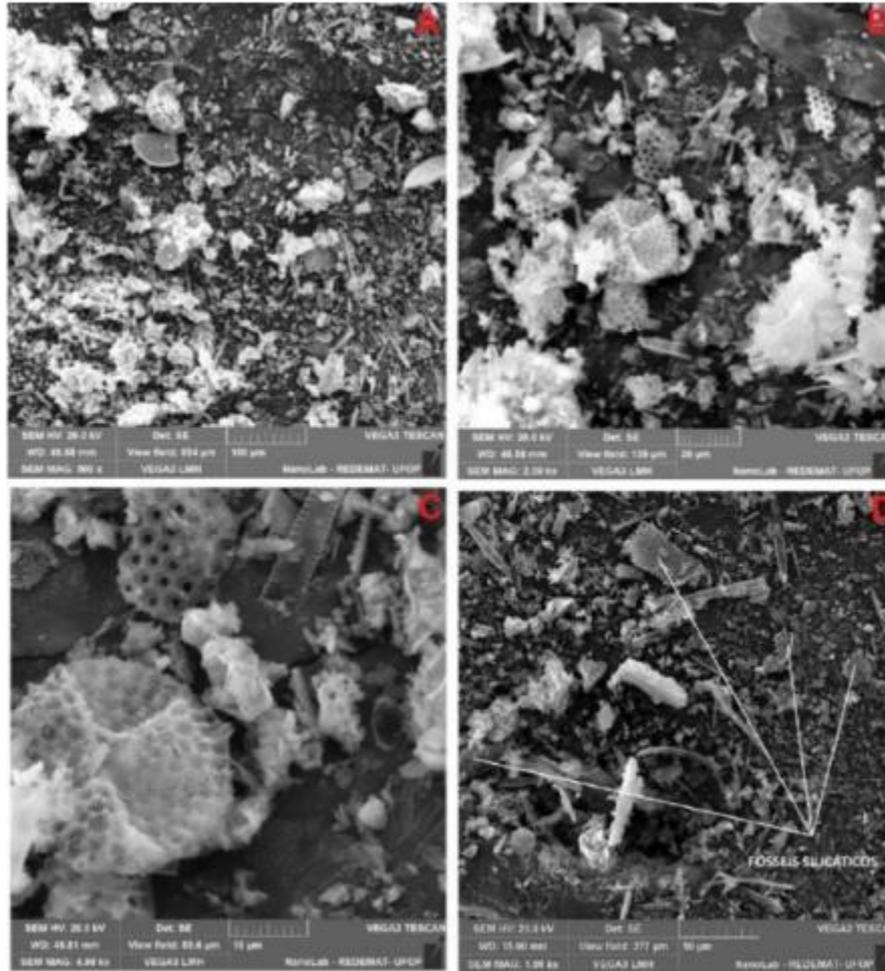
Curvas de compressibilidade dos corpos de prova ensaiados





Curvas de permeabilidade dos corpos de prova ensaiados







CONCLUSIONES

Los resultados obtenidos en las pruebas de sedimentación y consolidación, demostraron que los relaves fosfatados de Bayóvar experimentan una mayor reducción de volumen en la fase de sedimentación, siendo poco compresibles para los niveles de tensión cuando aumenta el contenido de sólidos. La mayor variación en el índice de vacíos ocurre en la etapa de sedimentación.

Estos modelos pueden ayudar a los profesionales a proporcionar buenas estimaciones del comportamiento de densificación de las partículas finas de relaves en el campo con base en este estudio que se puede utilizar en el diseño de estrategias de eliminación de relaves en todas las etapas de los proyectos mineros.

La madurez de los cristales de fosfato mejoraron la sedimentación hasta en un 20% frente a sus competidores.



¡GRACIAS!

cbarrigap@unam.edu.pe

**XVII CONGRESO COLOMBIANO DE GEOTÉCNIA “EVALUACIÓN Y
GESTIÓN DE RIESGOS GEOTÉCNICOS CON ÉNFASIS EN LOS
EFECTOS DEL CAMBIO CLIMÁTICO”**

14 al 18 de Noviembre de 2022



**ANÁLISIS DE VULNERABILIDAD A LA LICUACIÓN
ESTÁTICA DE PRESAS DE RELAVES**

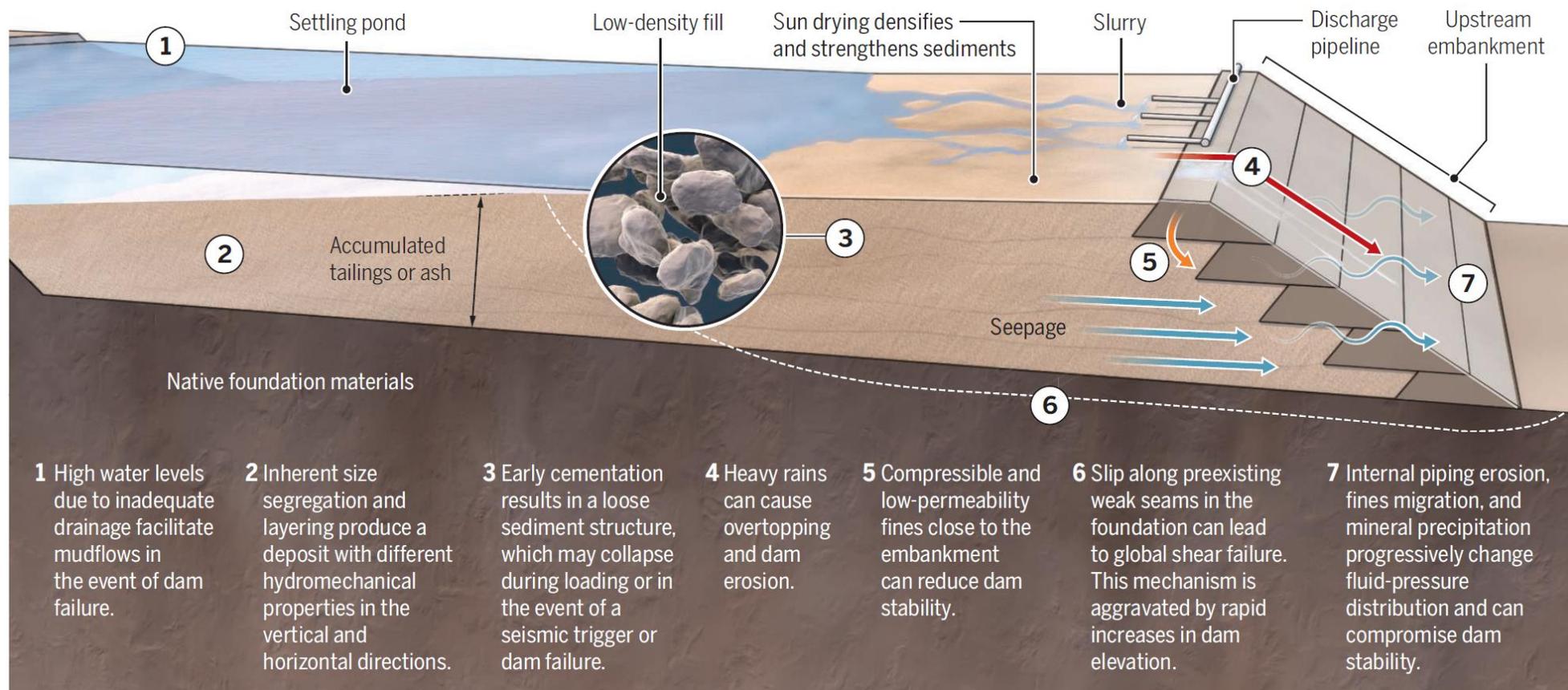
Alejo O. Sfriso^{1,2}, Mauro G. Sotille^{1,2} y Diego Cobos^{1,3}

¹ SRK Consulting

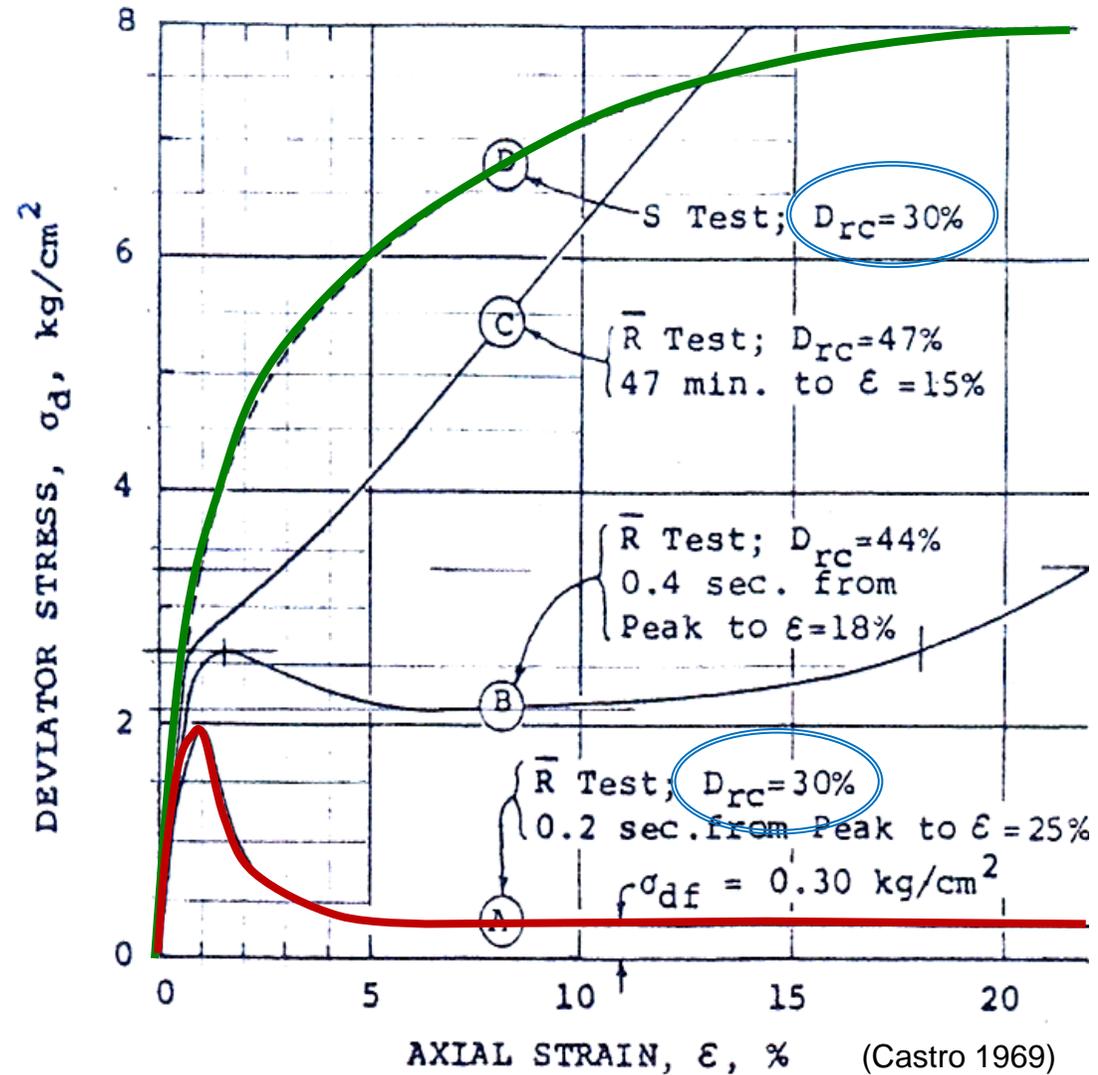
² Universidad de Buenos Aires

³ Universidad EAFIT

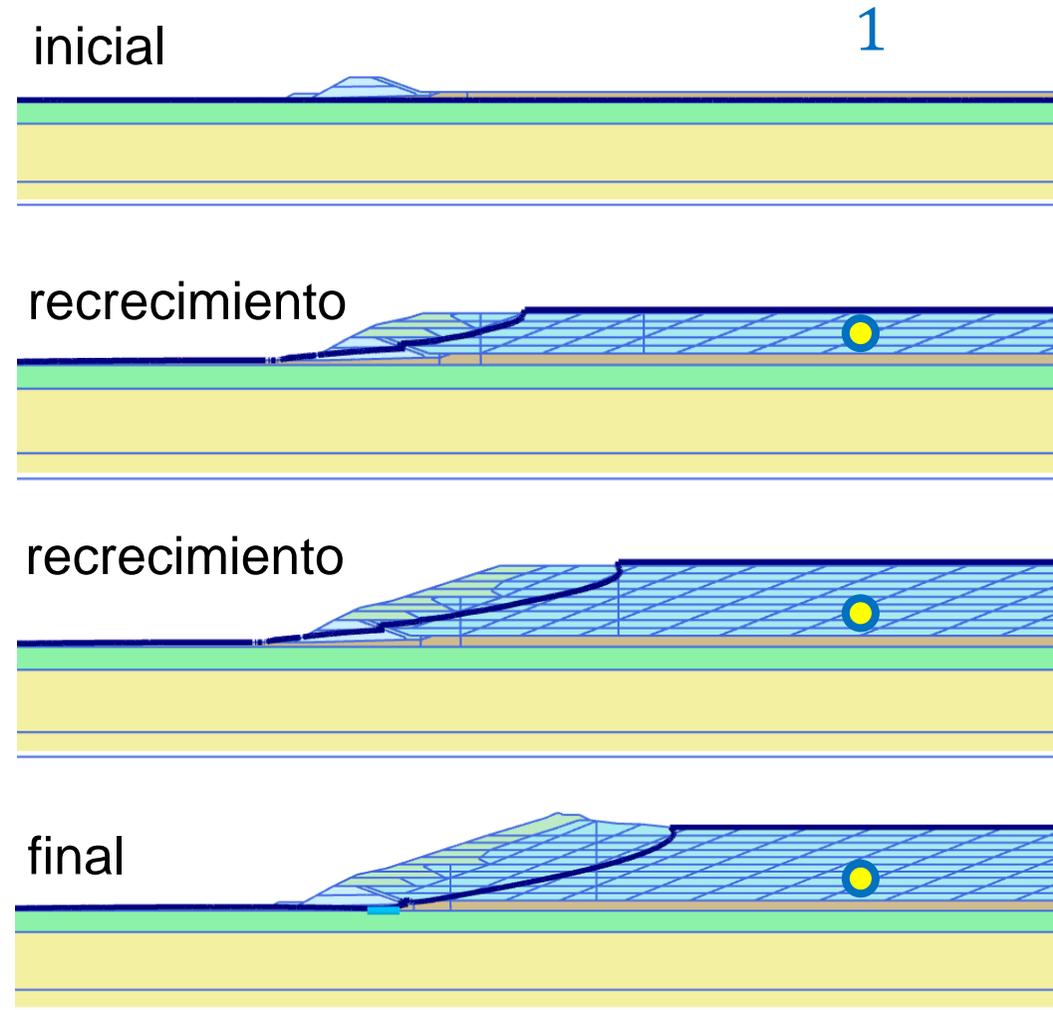
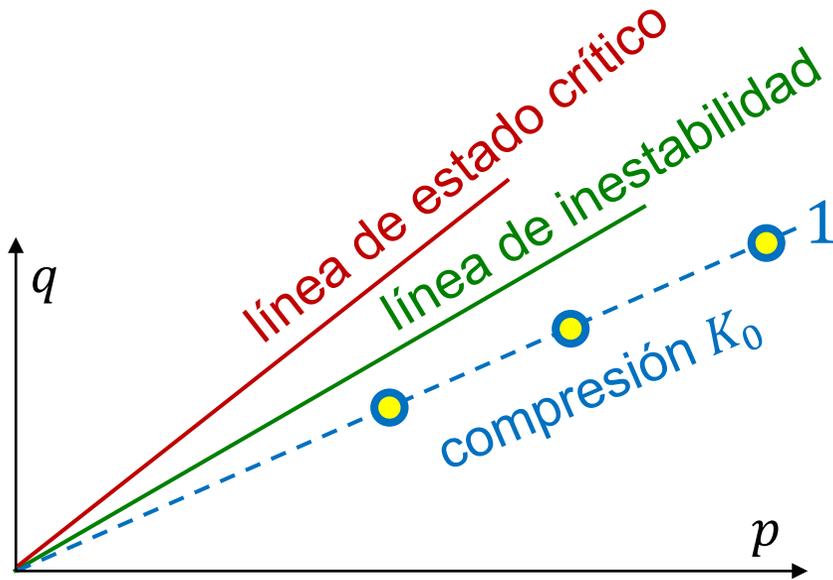
Presas de relaves aguas-arriba



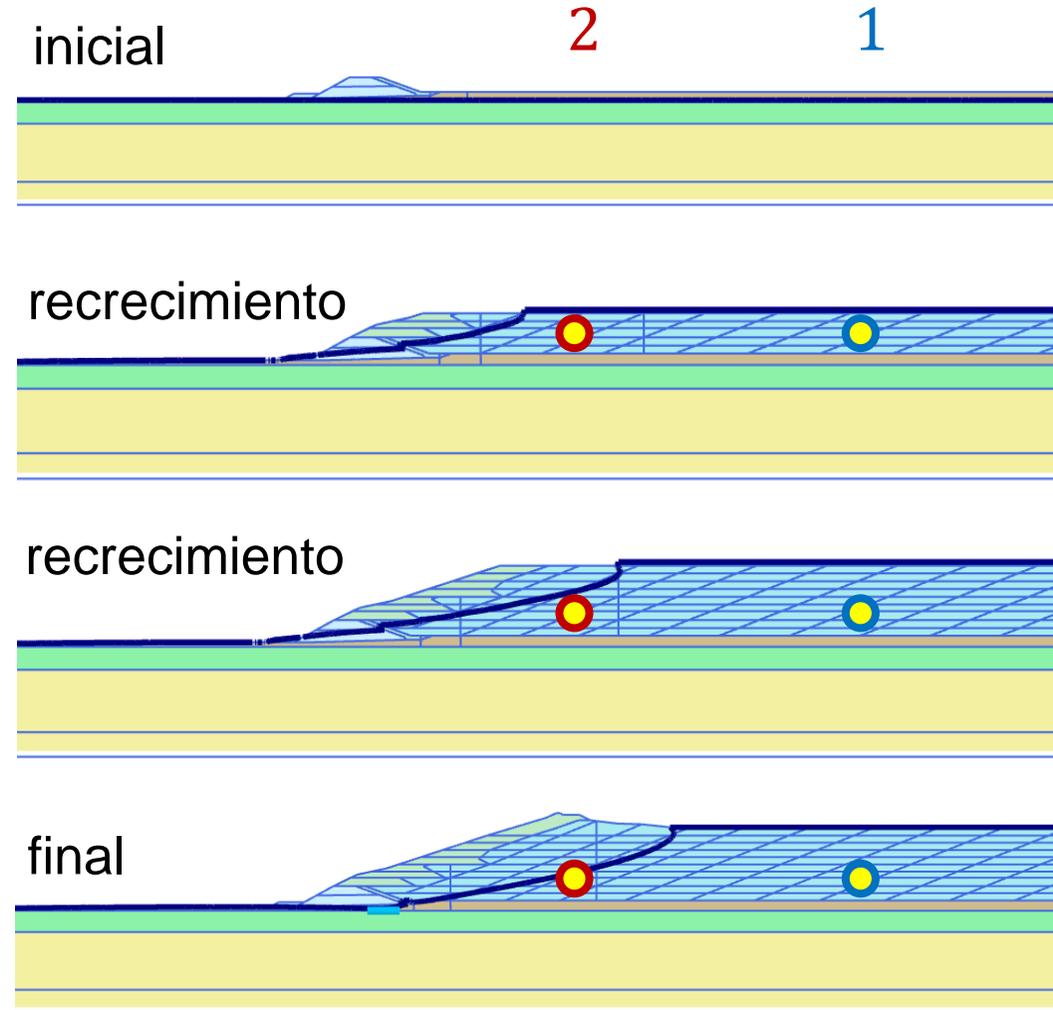
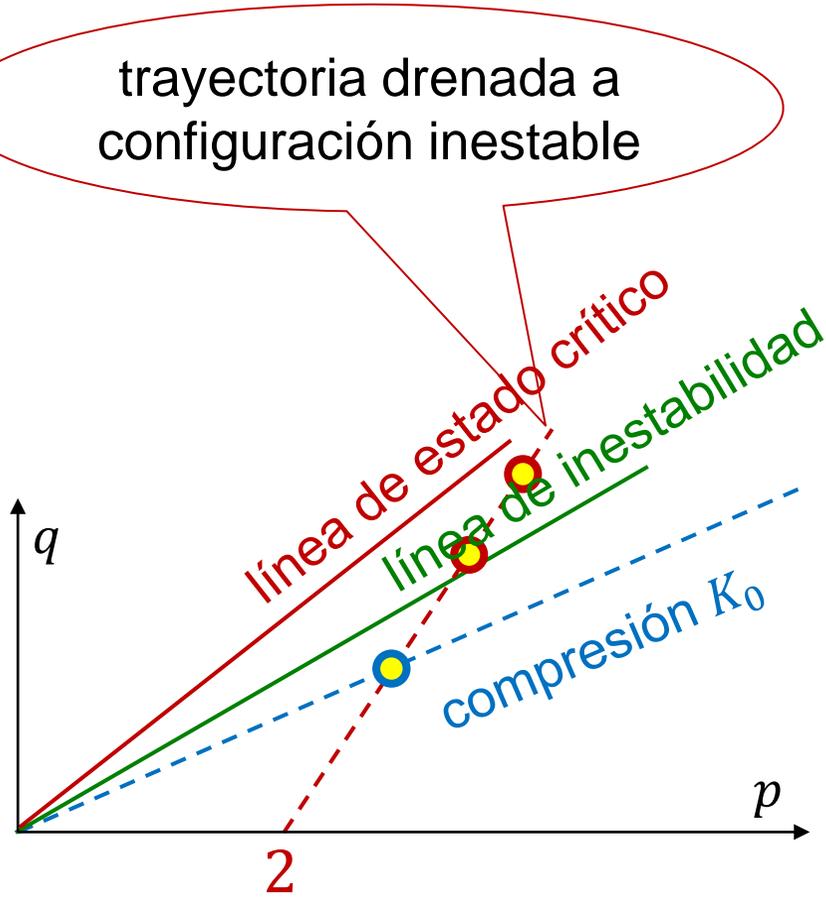
Resistencia al corte drenado y no drenado de una arena suelta



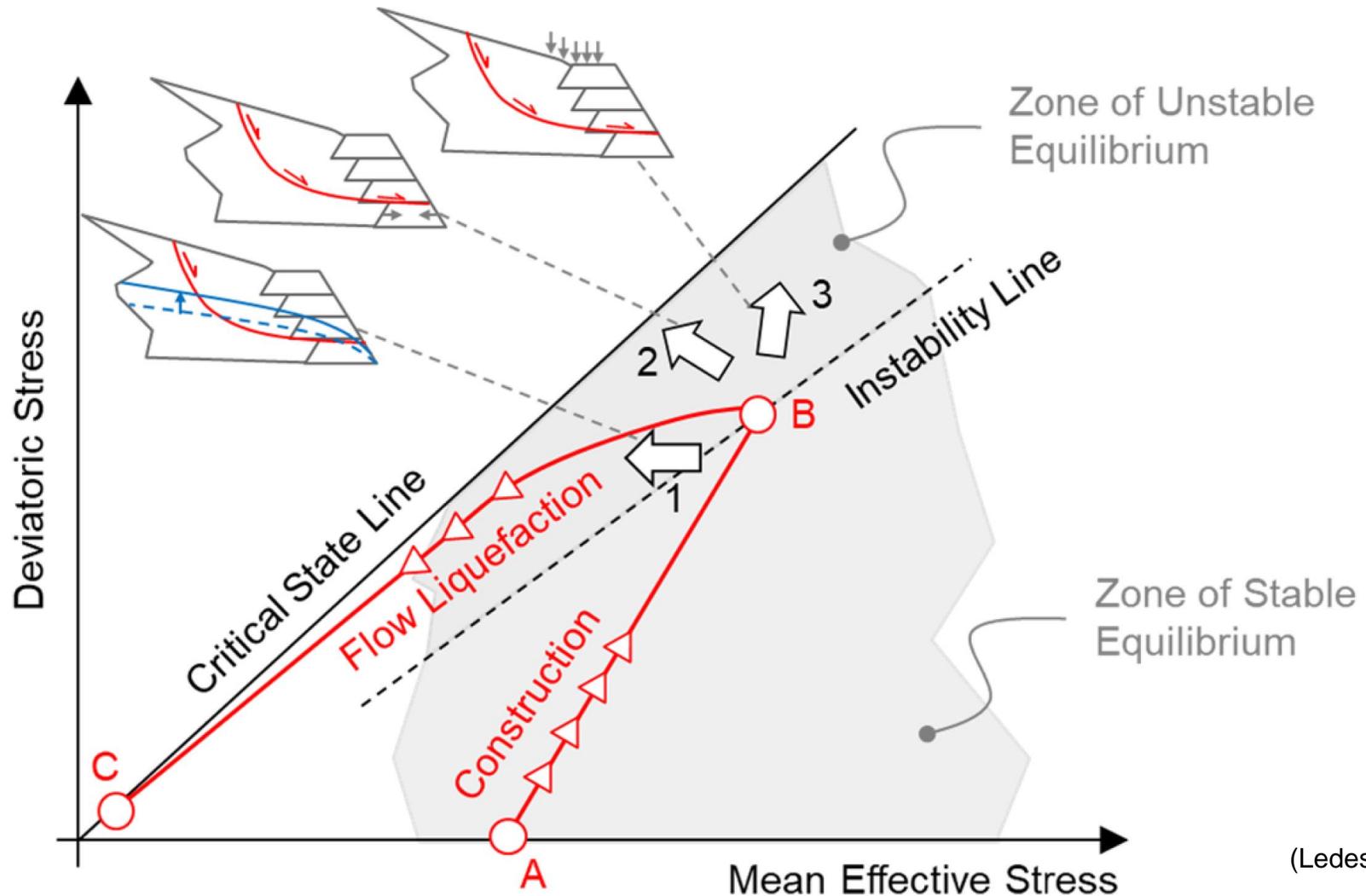
El problema de las presas de relaves: trayectoria de tensiones lejos del talud



El problema de las presas de relaves: trayectoria de tensiones cerca del talud



Mecanismos propuestos

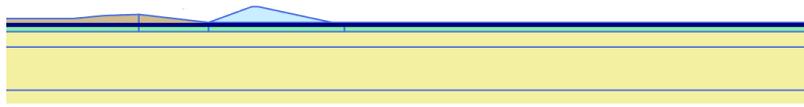


(Ledesma 2022)

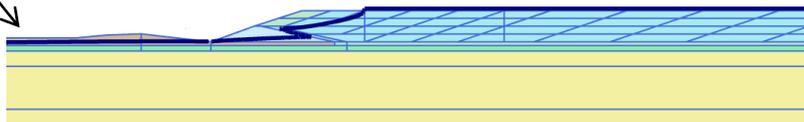
Secuencia de modelación

Construcción por etapas: “Drenado”

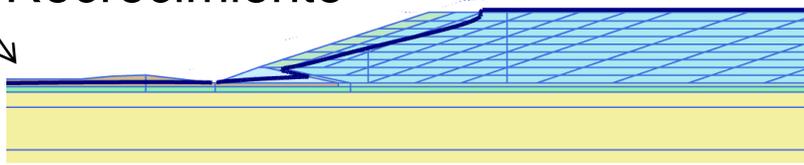
Inicial



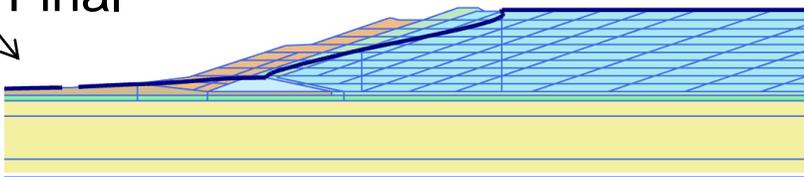
Recrecimiento



Recrecimiento

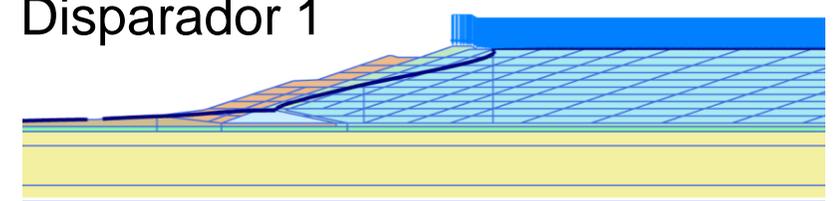


Final

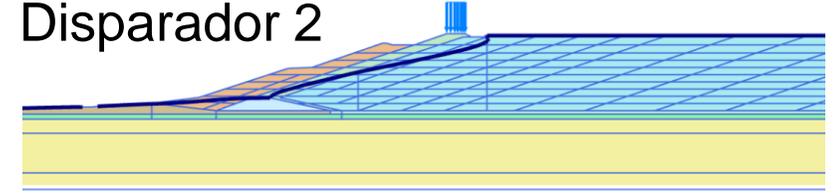


Disparadores: “No drenados”

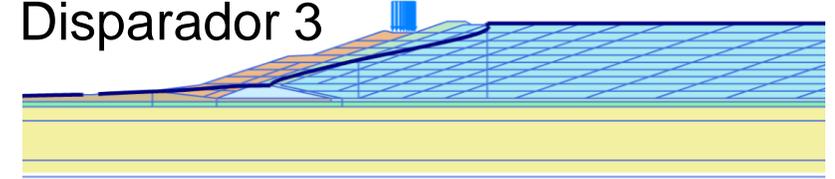
Disparador 1



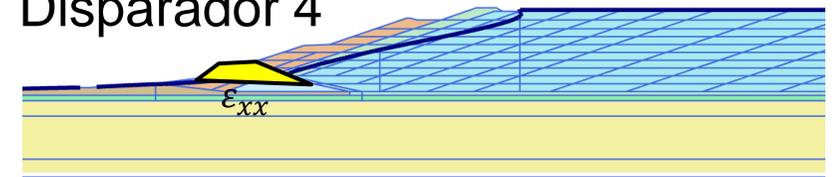
Disparador 2



Disparador 3

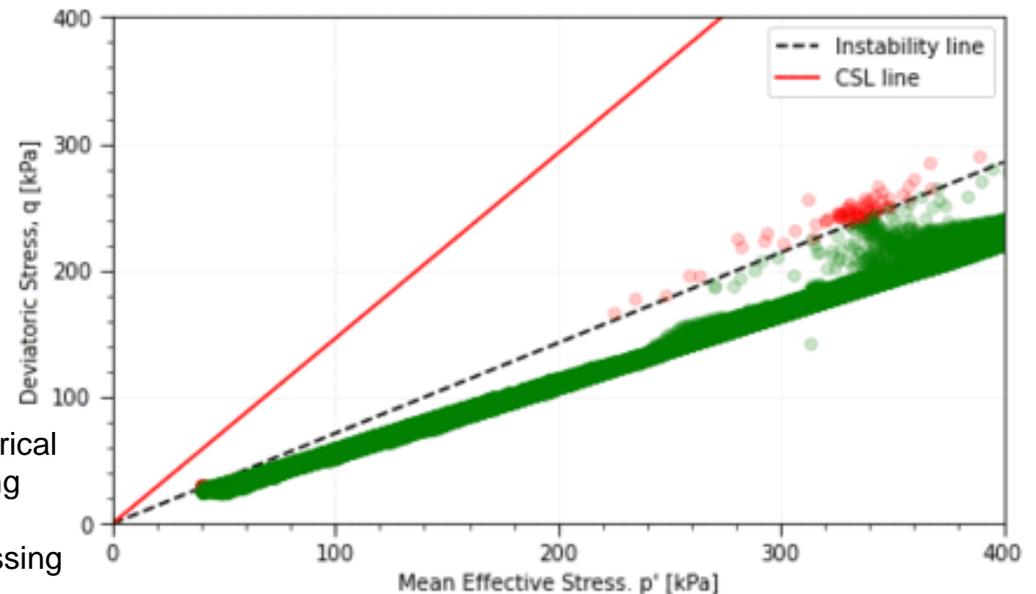
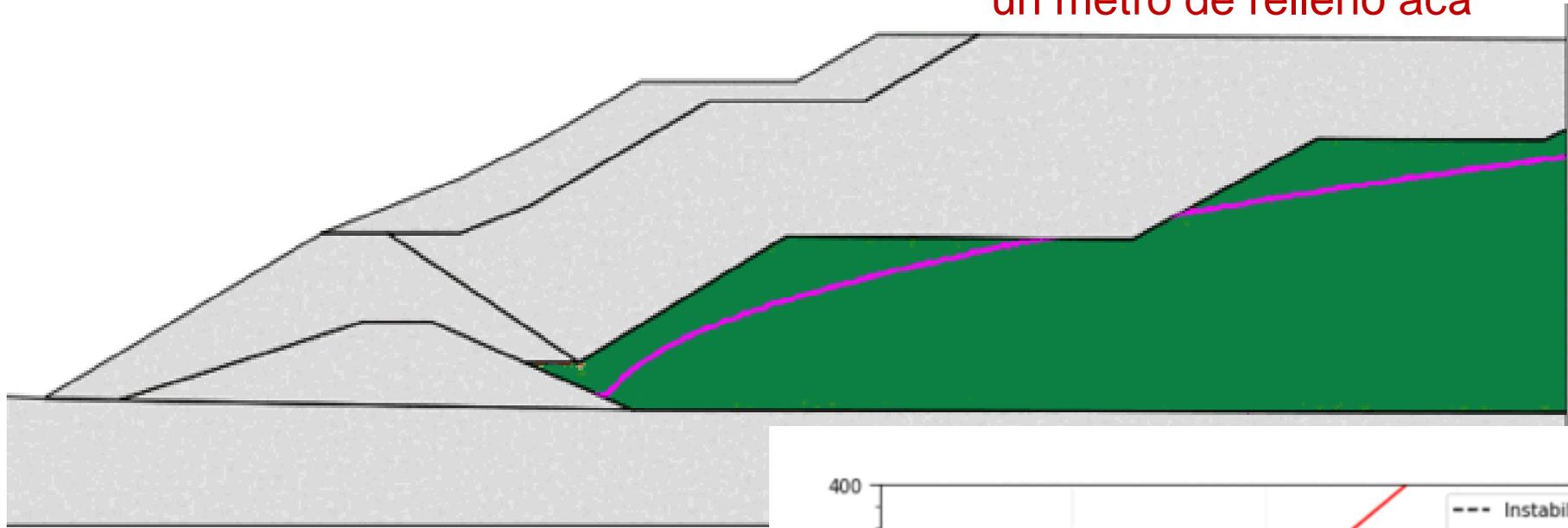


Disparador 4



Ejemplo de disparador no drenado

un metro de relleno acá



López Rivarola F, Tasso N, Bernardo K, Sfriso A (2022). Numerical aspects in the evaluation of triggering of static liquefaction using the HSS model. MECOM (Argentina)

Ledesma O, Sfriso A, Manzanal D (2022). Procedure for assessing the liquefaction vulnerability of tailings dams. Computers and Geotechnics, doi.org/10.1016/j.compgeo.2022.104632

Calibración de HS-Small para licuación estática

- Deformación no drenada

$$\dot{\epsilon}_v = \dot{\epsilon}_v^e + \dot{\epsilon}_v^p = 0 \rightarrow \dot{\epsilon}_v^e = -\dot{\epsilon}_v^p$$

- HS-Small

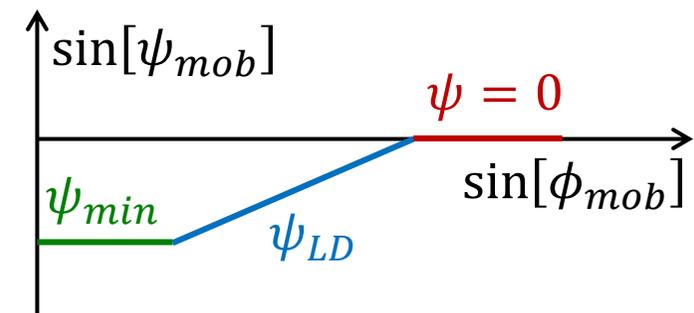
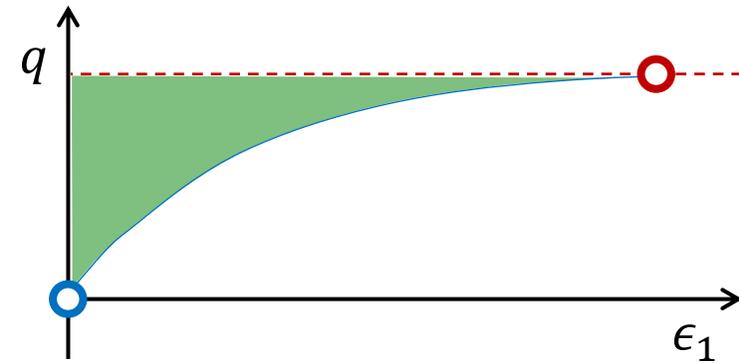
- $\dot{\epsilon}_v^e = f[E_{ur}^{ref}, \nu]$

- $\dot{\epsilon}_v^p = f[area] = f[E_{50}^{ref}, R_f, \psi]$

Si se adopta $\psi = 0$

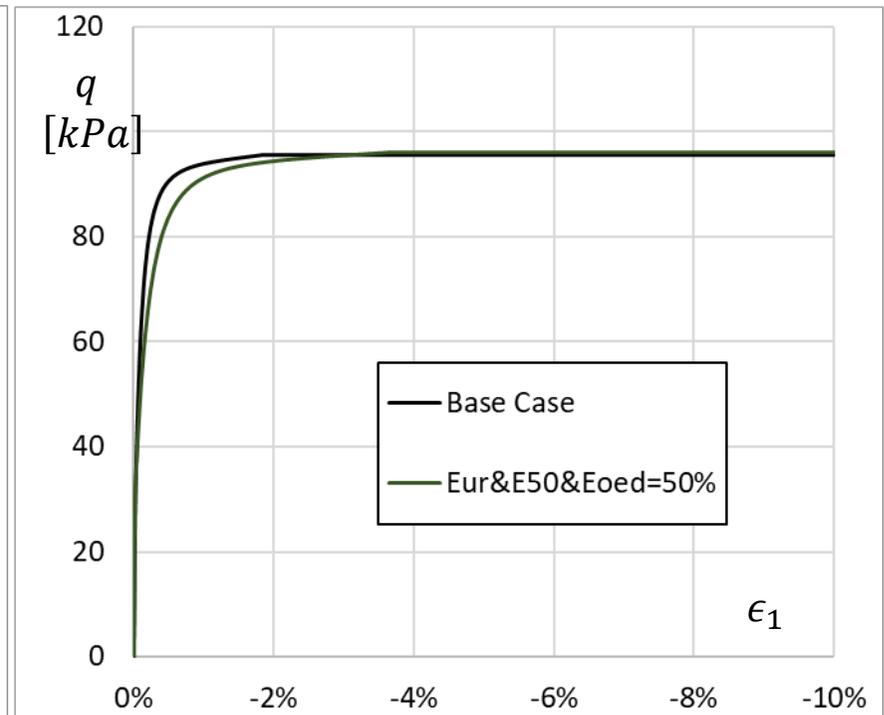
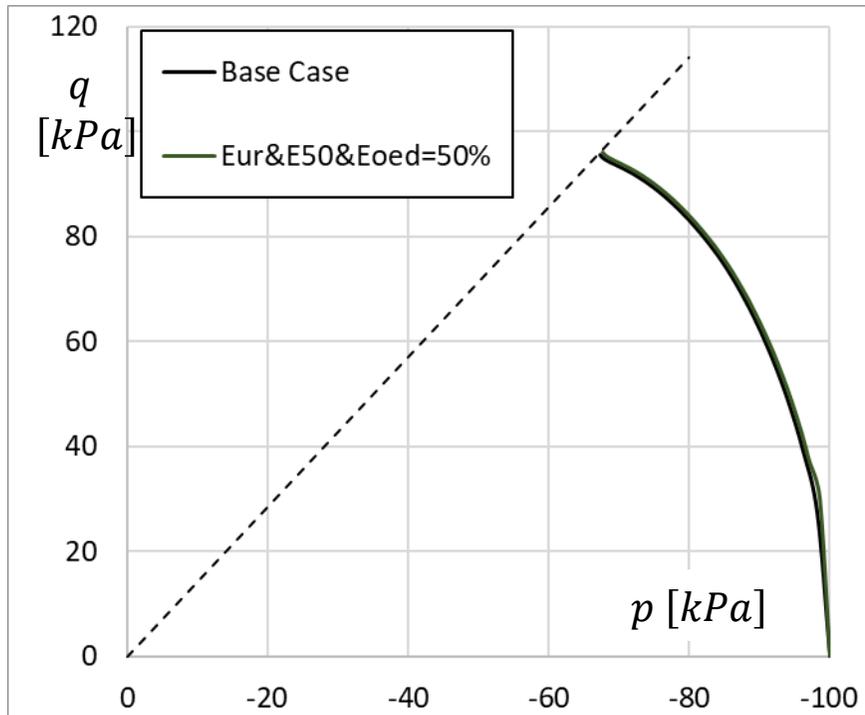
- $\phi_{mob} \rightarrow \phi_{cv} \rightarrow \psi_{mob} \rightarrow 0 \rightarrow \dot{\epsilon}_v^p \rightarrow 0$

– Estado crítico (con un modelo que no sabe lo que está haciendo)



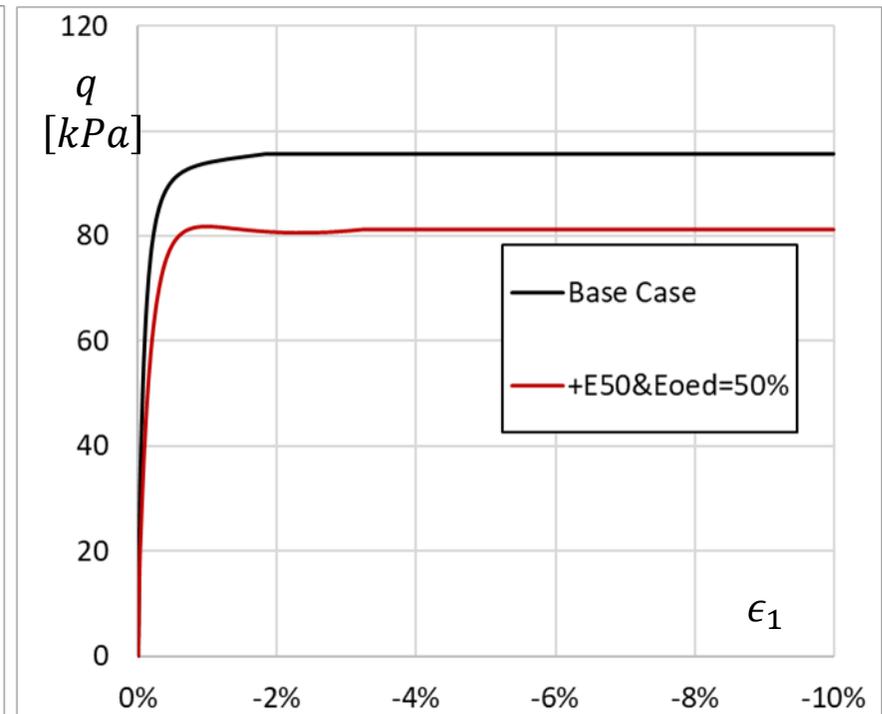
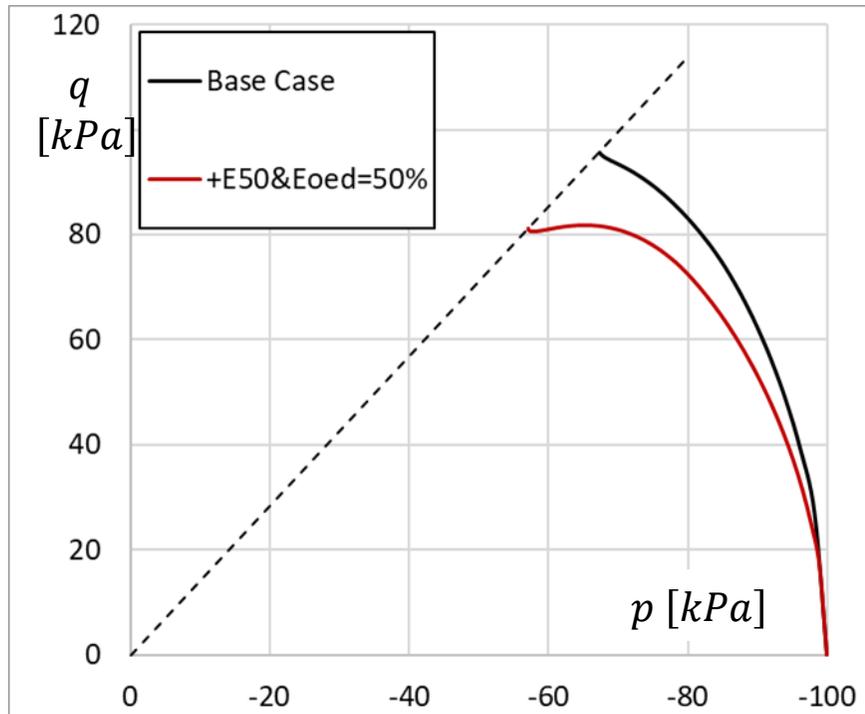
Secuencia de calibración

G_0^{ref}	100 MPa	E_{ur}^{ref}	100 MPa	K_0^{NC}	0.50
$\gamma_{0.7}$	1.0 E-4	E_{50}^{ref}	33 MPa	c'	0 kPa
v'_{ur}	0.20	E_{oed}^{ref}	33 MPa	ϕ'	35°
m	0.50	R_f	0.90	ψ'	0°



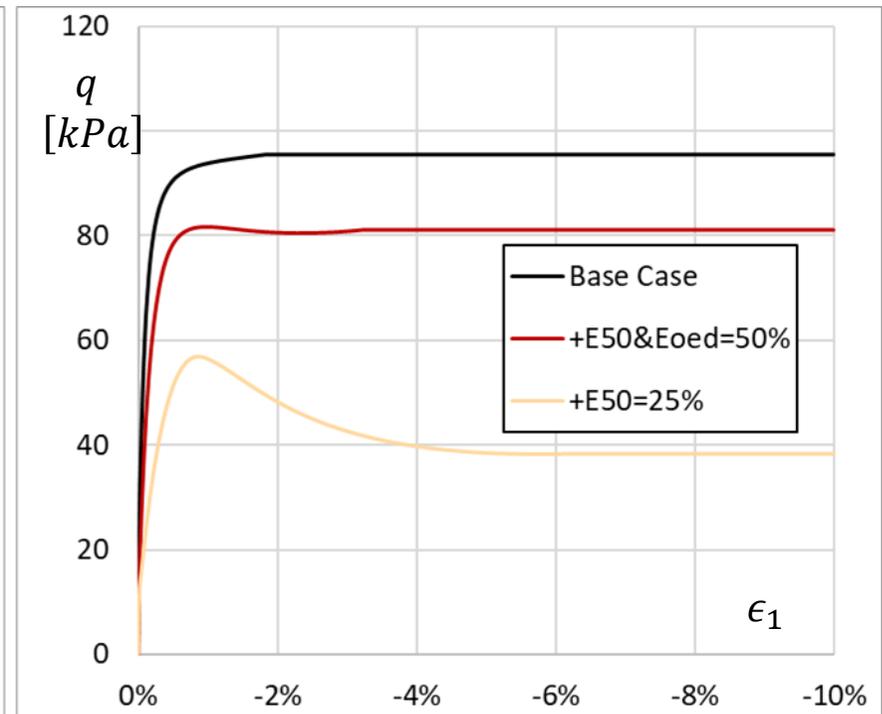
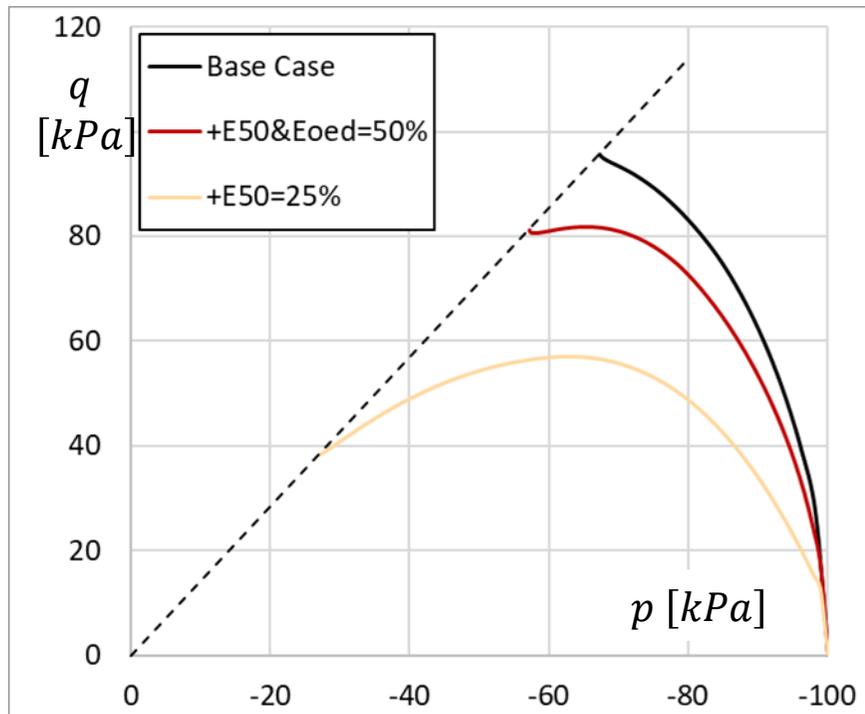
Secuencia de calibración

G_0^{ref}	100 MPa	E_{ur}^{ref}	100 MPa	K_0^{NC}	0.50
$\gamma_{0.7}$	1.0 E-4	E_{50}^{ref}	33→16.5	c'	0 kPa
v'_{ur}	0.20	E_{oed}^{ref}	33→16.5	ϕ'	35°
m	0.50	R_f	0.90	ψ'	0°



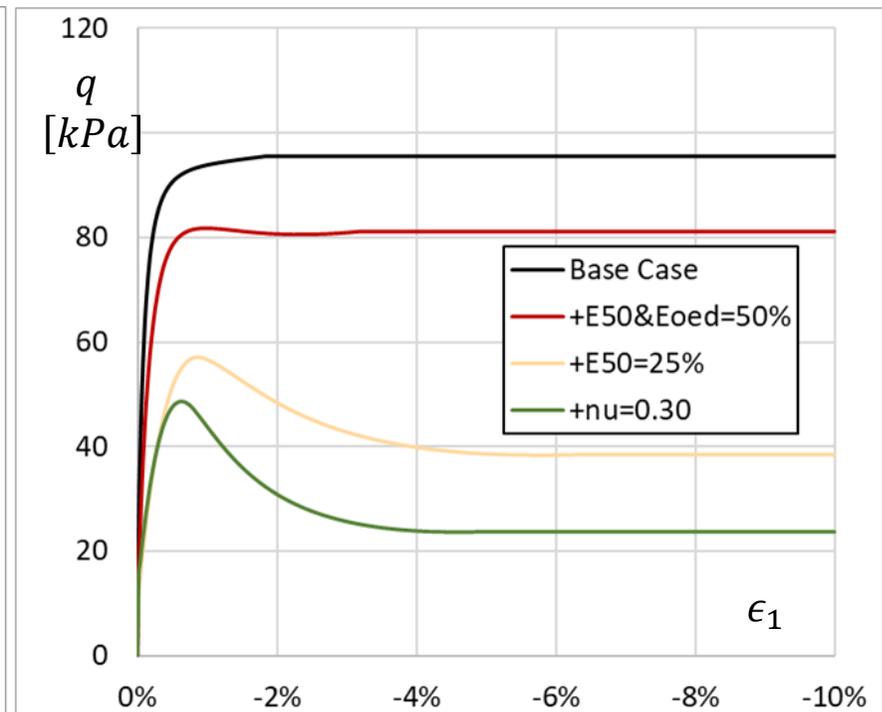
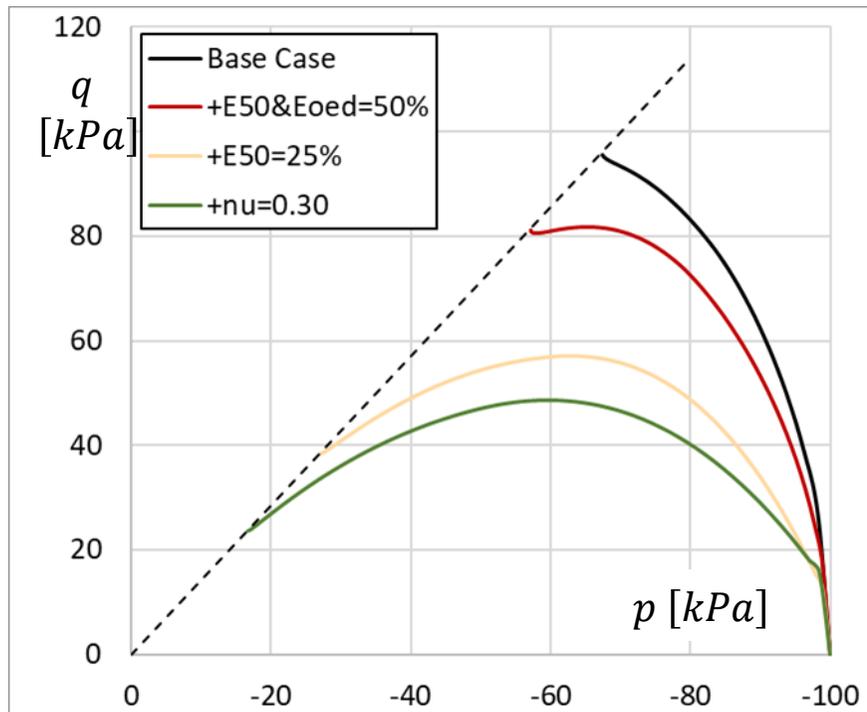
Secuencia de calibración

G_0^{ref}	100 MPa	E_{ur}^{ref}	100 MPa	K_0^{NC}	0.50
$\gamma_{0.7}$	1.0 E-4	E_{50}^{ref}	16.5 → 8.25	c'	0 kPa
v'_{ur}	0.20	E_{oed}^{ref}	33 → 16.5	ϕ'	35°
m	0.50	R_f	0.90	ψ'	0°



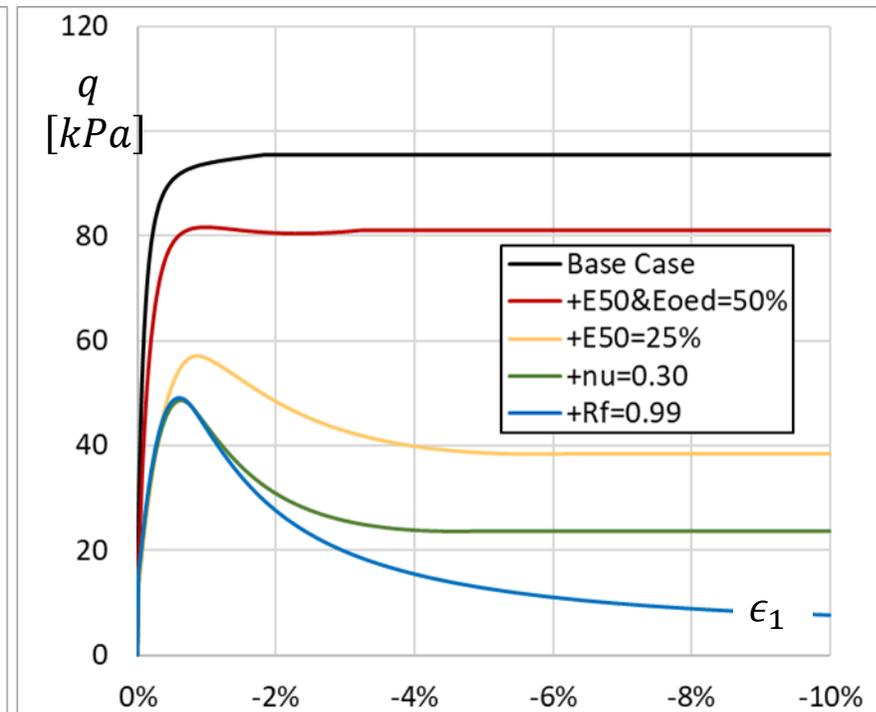
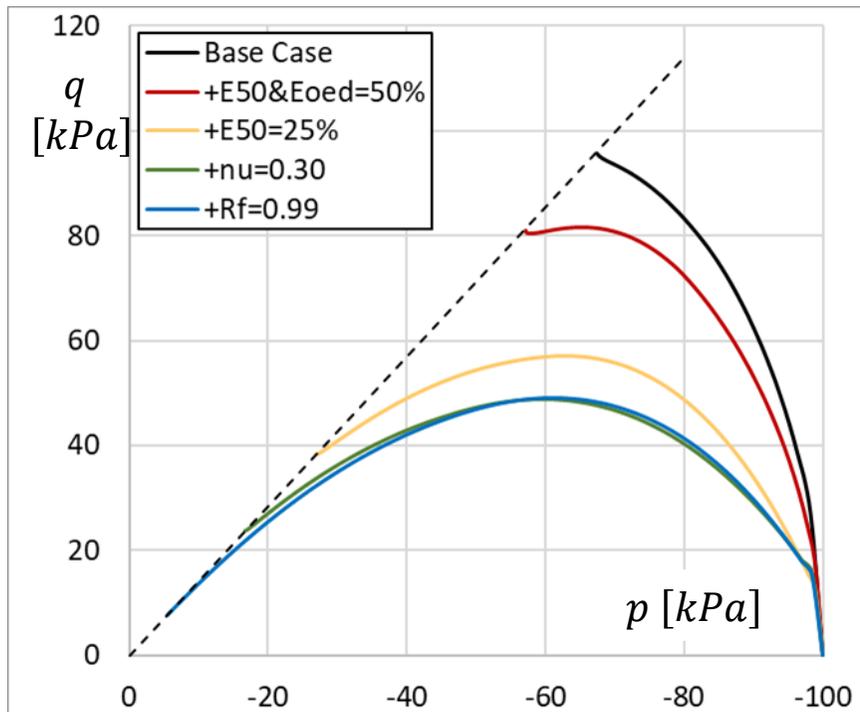
Secuencia de calibración

G_0^{ref}	100 MPa	E_{ur}^{ref}	100 MPa	K_0^{NC}	0.50
$\gamma_{0.7}$	1.0 E-4	E_{50}^{ref}	16.5→8.25	c'	0 kPa
v'_{ur}	0.20→0.30	E_{oed}^{ref}	33→16.5	ϕ'	35°
m	0.50	R_f	0.90	ψ'	0°



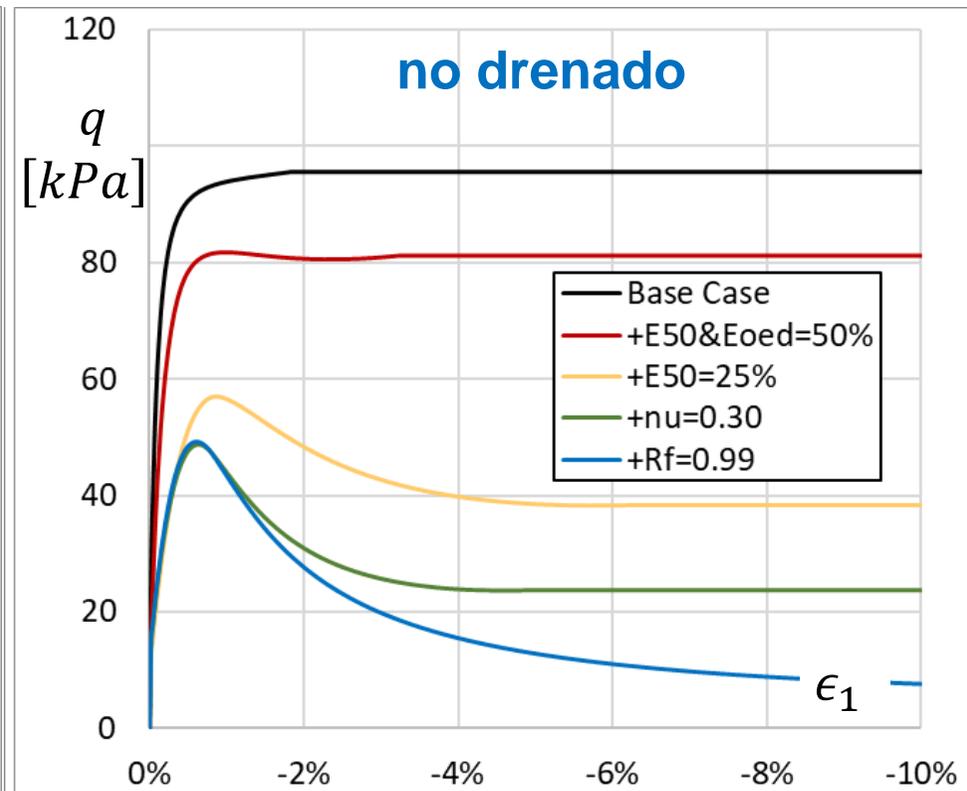
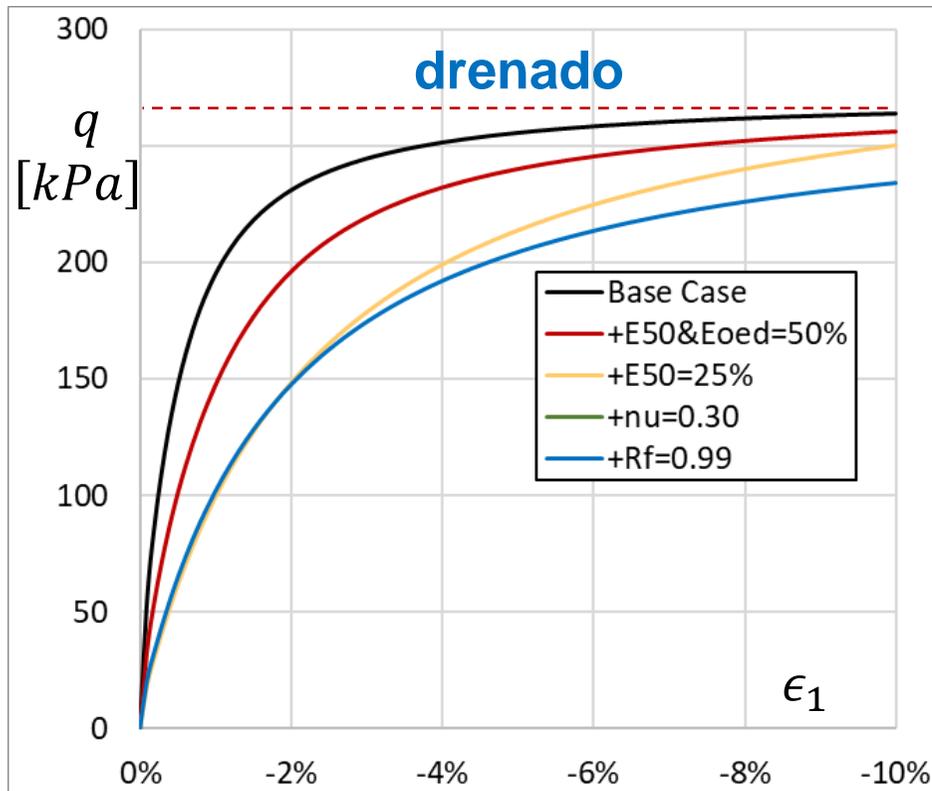
Secuencia de calibración

G_0^{ref}	100 MPa	E_{ur}^{ref}	100 MPa	K_0^{NC}	0.50
$\gamma_{0.7}$	1.0 E-4	E_{50}^{ref}	16.5→8.25	c'	0 kPa
ν'_{ur}	0.20→0.30	E_{oed}^{ref}	33→16.5	ϕ'	35°
m	0.50	R_f	0.90→0.99	ψ'	0°



Consecuencia: mayor deformación en etapas drenadas

$$\dot{\epsilon}_v^e = f[E_{ur}^{ref}, \nu] = -\dot{\epsilon}_v^p = f[E_{50}^{ref}, R_f, \psi = 0]$$



Resumen de puntos principales

Una presa de jales segura es una presa seca

- Los jales saturados son susceptibles a licuación estática

Los análisis de disparadores de falla prueban robustez

- Use mecanismos con diferentes trayectorias de tensiones
- Es una “perturbación del equilibrio”, no importa si es realista

HS-Small es capaz de simular licuación estática

- Procedimiento de calibración relativamente simple y robusto

FAQ: ¿Porqué no usar equilibrio límite?

- Porque no es compatible con ablandamiento por deformación

**XVII CONGRESO COLOMBIANO DE GEOTÉCNIA
“EVALUACIÓN Y GESTIÓN DE RIESGOS GEOTÉCNICOS
CON ÉNFASIS EN LOS EFECTOS DEL CAMBIO CLIMÁTICO”**

14 al 18 de Noviembre de 2022



MONITOREO GEOTECNICO EN PRESAS DE RELAVES - BRASIL

**MANUEL DIAZ M./ EDUARDO DINIZ / LUIS LOPEZ
IDS GoeRadar part of HEXAGON, Brasil - Colombia**





CONTENIDO

1. Antecedentes
2. Contexto actual
3. Metodologías de Monitoreo (convencionales/ nuevas tecnologías)
4. Estrategias de monitoreo
5. Comentarios finales



Antecedentes



Fecha :25/01/2019
 Proyecto: Corredor de Feijão, VALE
 Pais : Brasil
 Volumen: 12Millones m³

Figure 3 Google Earth image of the dam on 22/7/2018

Fecha :05/1/2015
 Proyecto: Presa Fundão, Samarco
 Pais : Brasil
 Volumen: 50 Millones m³



Contexto Actual

Se estima que el número de presas conteniendo relaves en el mundo varía entre 4.500 – 21.000, el número está en aumento.

En los últimos años se han producido fallas significativas (e.g., Canadá 2014, Brasil 2015, 2019)

La gravedad de las fallas recientes ha evidenciado la importancia del diseño e instrumentación, de estructuras que garanticen:

- ✓ La seguridad de las comunidades aledañas a estas obras
- ✓ Protección del medio ambiente
- ✓ Protección de la infraestructura (pública – privada)

Estas fallas impulsaron al programa de Naciones Unidas para el Medio Ambiente (PNUMA), a los Principios para la Inversión Responsable (PRI) y al Consejo Internacional de Minería y Metales (ICMM) a convocar conjuntamente a la Revisión Global de Relaves. Como resultado de esta revisión, se preparó una norma mundial para una gestión segura y confiable de los depósitos de relaves mineros, la cual fue publicada en agosto 2020



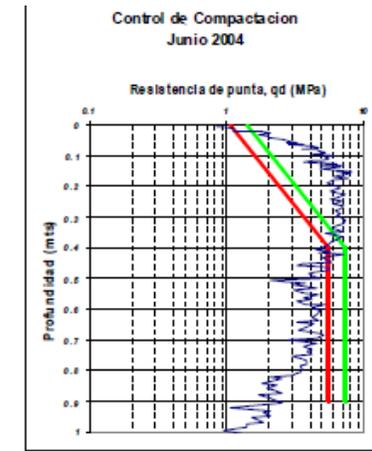
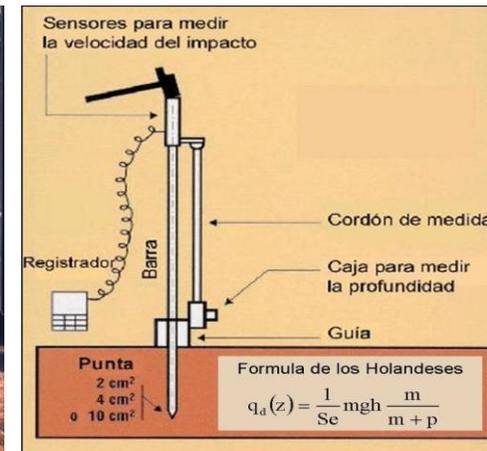
Sistemas convencionales en Monitoreo de estabilidad física

Instrumentos

- Inclínómetros.
- Piezómetros (cuerda vibrante/Casa Grande)
- Acelerógrafos
- Puntos de control Topográfico (monolitos)
- Prismas con Estaciones totales (lect. manual)
- Observaciones en terreno

Ensayos

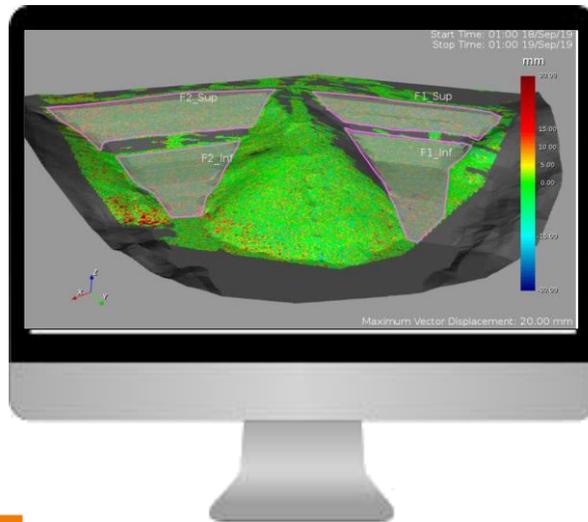
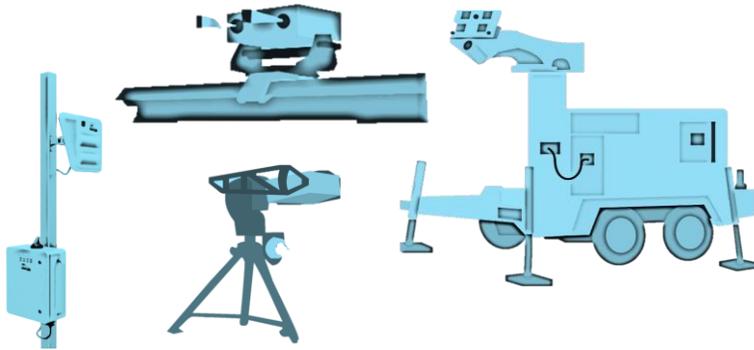
- Densidad In-situ
- Granulometría
- Compactación
- SPT
- Otros..



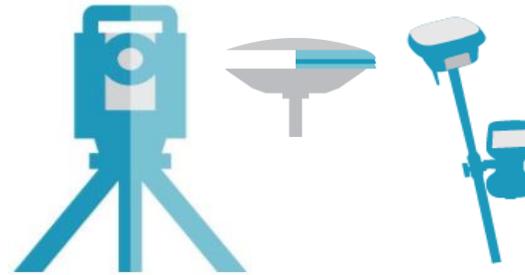


Sistemas innovadores en Monitoreo de estabilidad física

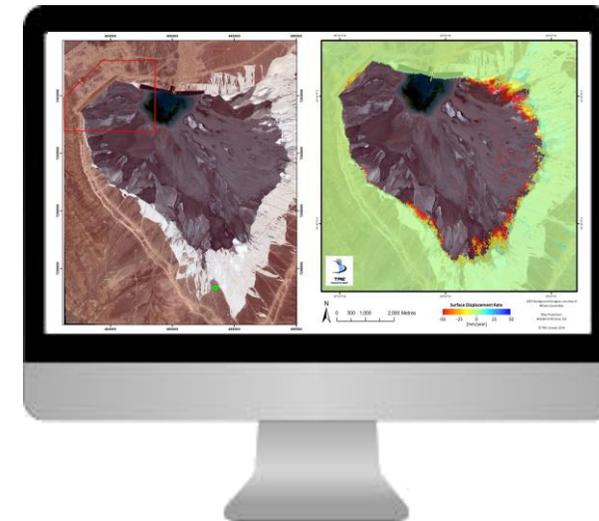
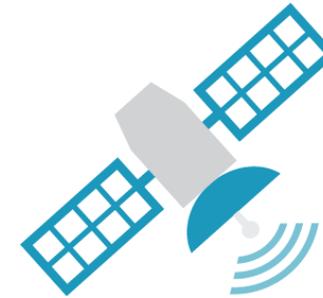
Monitoreo con GeoRadars



Sensores Geodésicos



Monitoreo Satelital InSAR

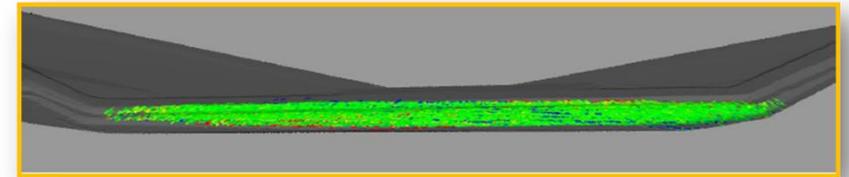
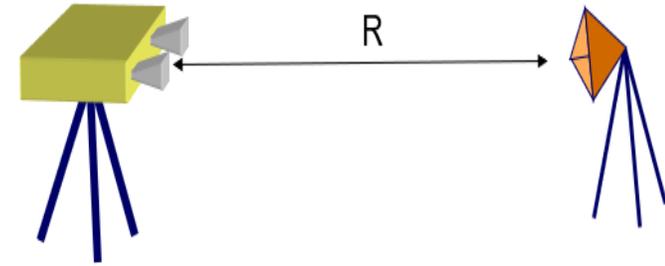


MONITOREO GEOTECNICO EN PRESAS DE RELAVES - BRASIL

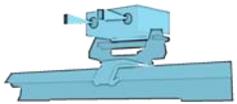


Monitoreo con Radares Interferométricos

Un radar interferométrico es un sensor terrestre que utiliza una onda continua de frecuencia modulada para calcular los desplazamientos, velocidades y aceleración en un talud.



Son sistemas de alerta temprana con capacidad de monitoreo remoto y detección de movimientos en su fase inicial. Actualmente son usados para el monitoreo en taludes mineros y presas de relaves.



IBIS-FM



HYDRA-X

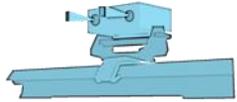


ArcSAR Lite





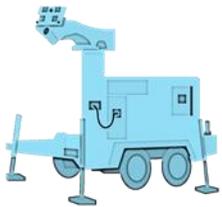
Monitoreo con Radares Interferométricos



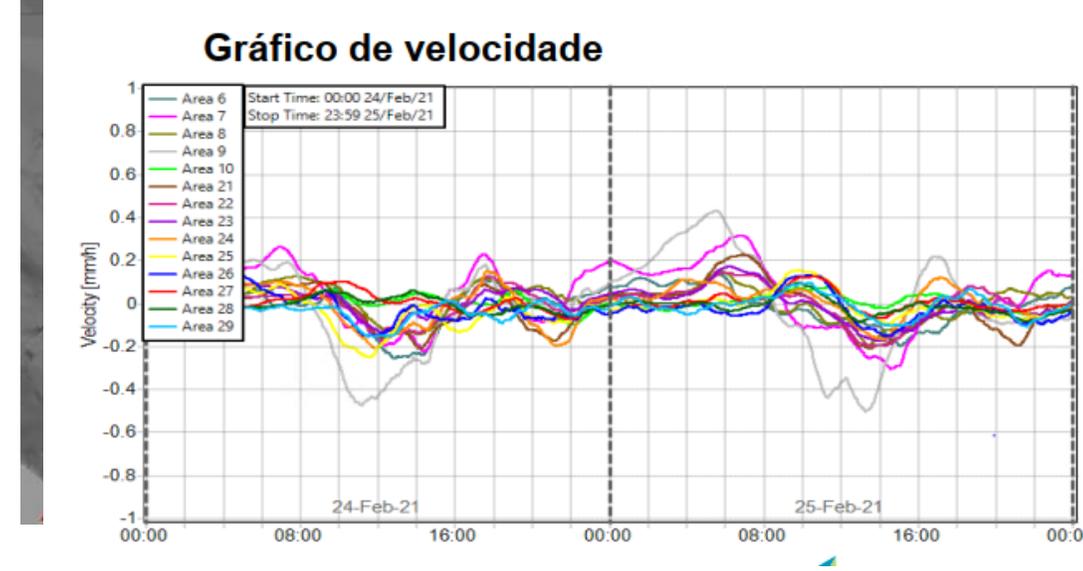
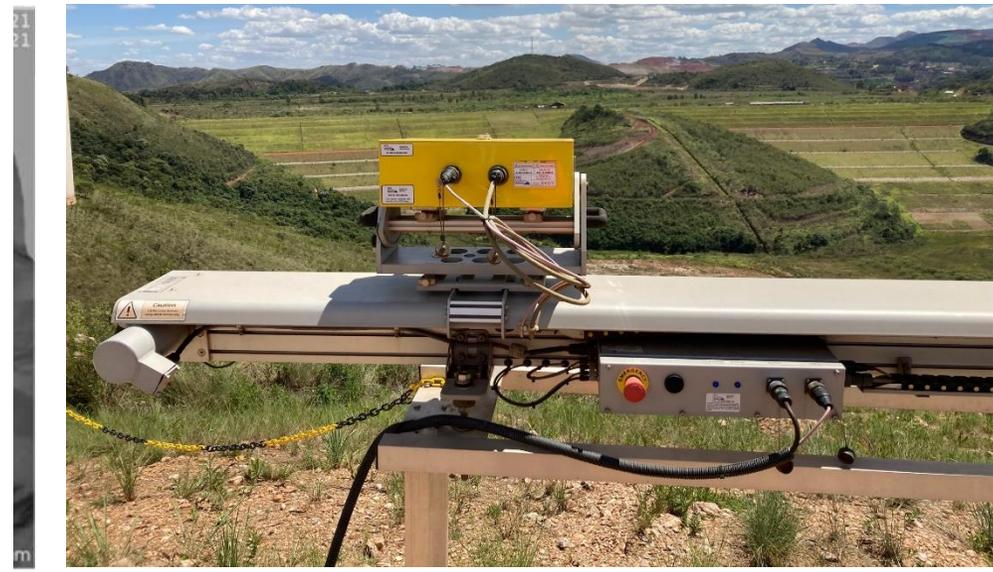
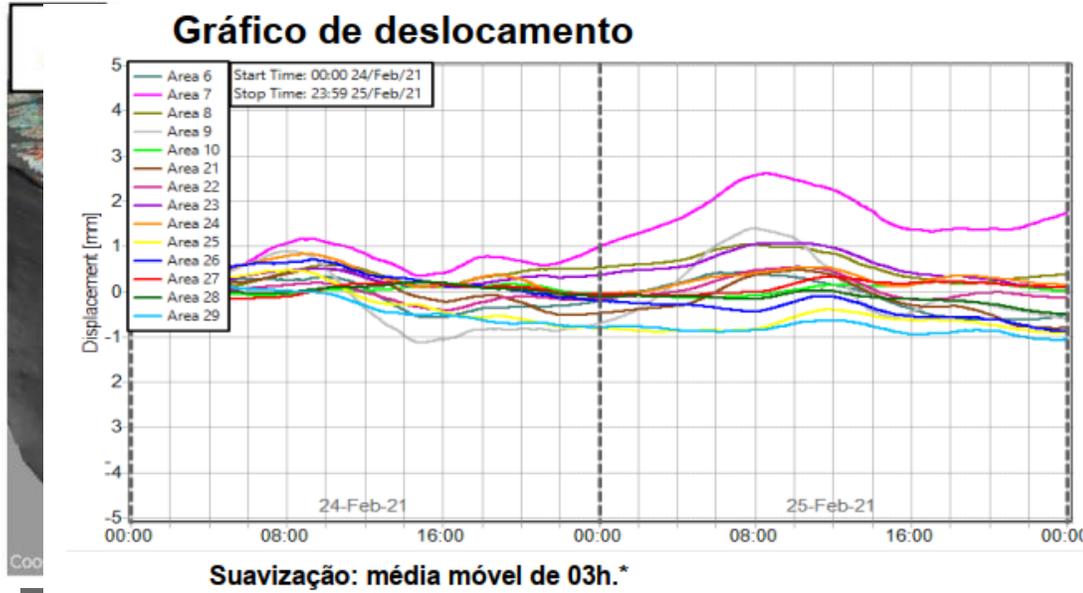
IBIS-FM



HYDRA-X



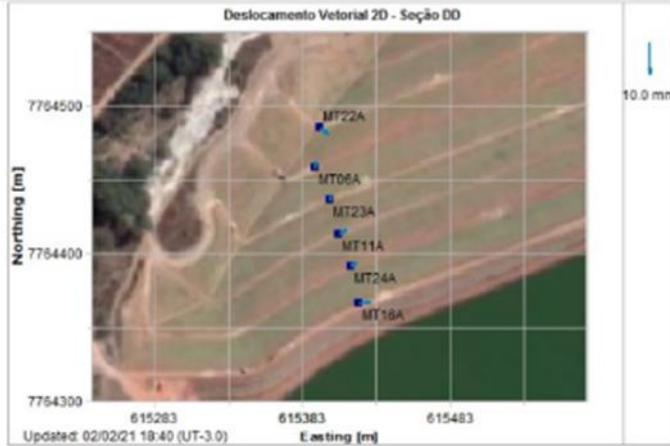
ArcSAR Lite



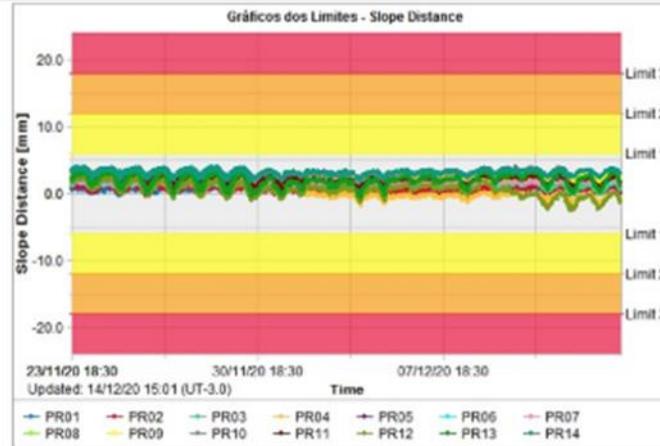


Monitoreo con Sensor Geodésico (ETR)

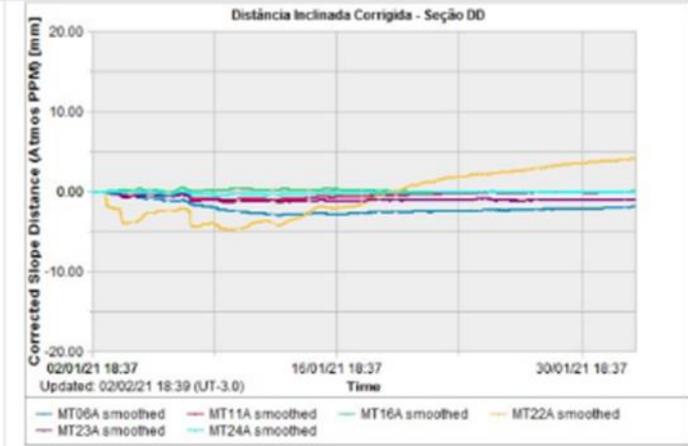
INFORMAÇÃO VISUAL



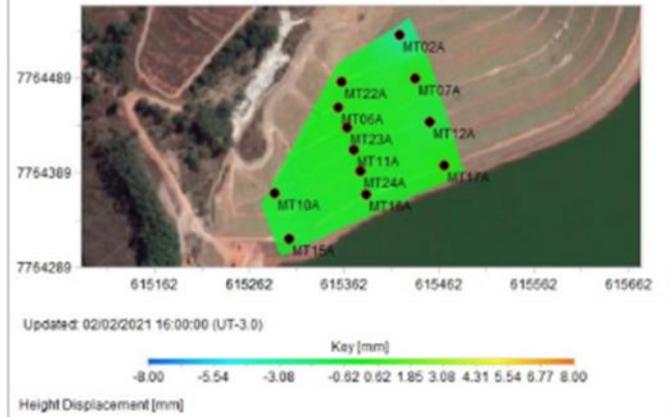
DADOS VETORIAIS



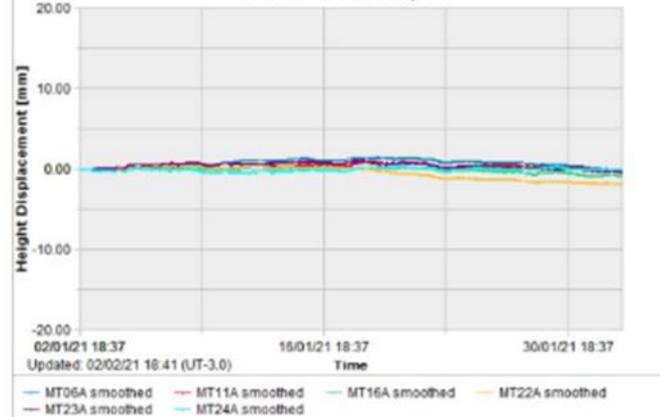
DADOS BRUTOS



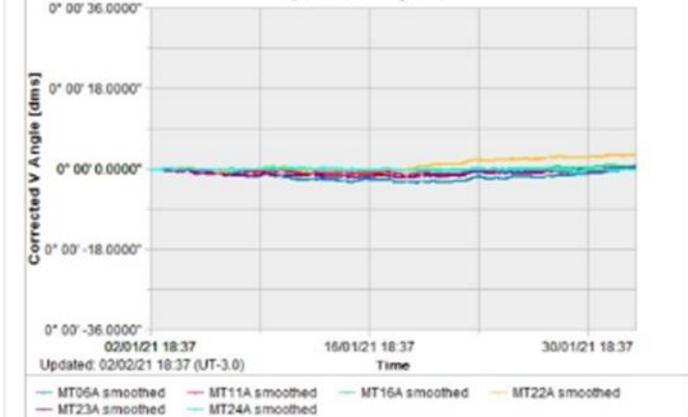
Mapa de Calor - Variação Vertical Seção DD'



Deslocamento Vertical - Seção DD



Ângulo Vertical - Seção DD



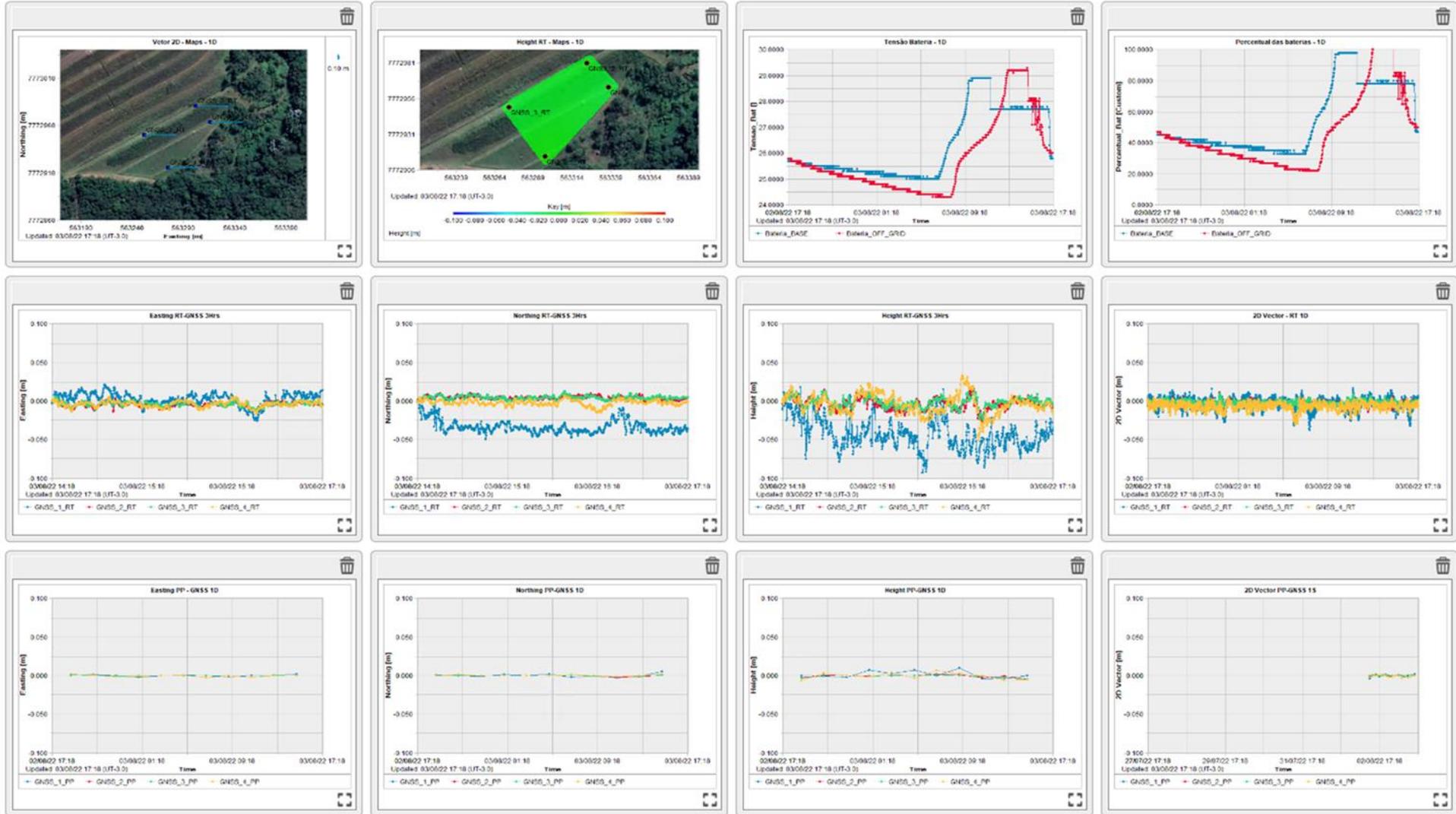


Monitoreo con Sensor Geodésico (GNSS)



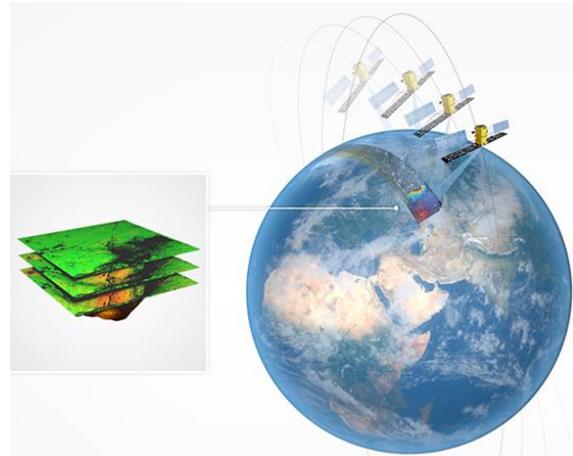
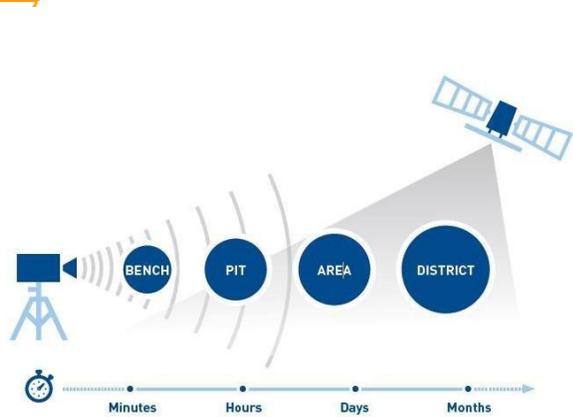


Monitoreo con Sensor Geodésico (GNSS)



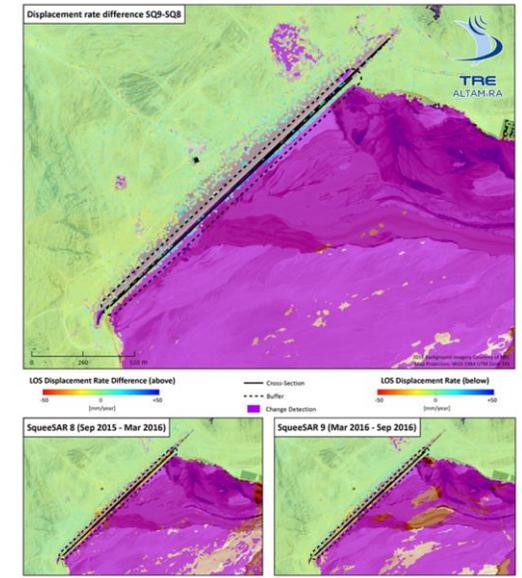
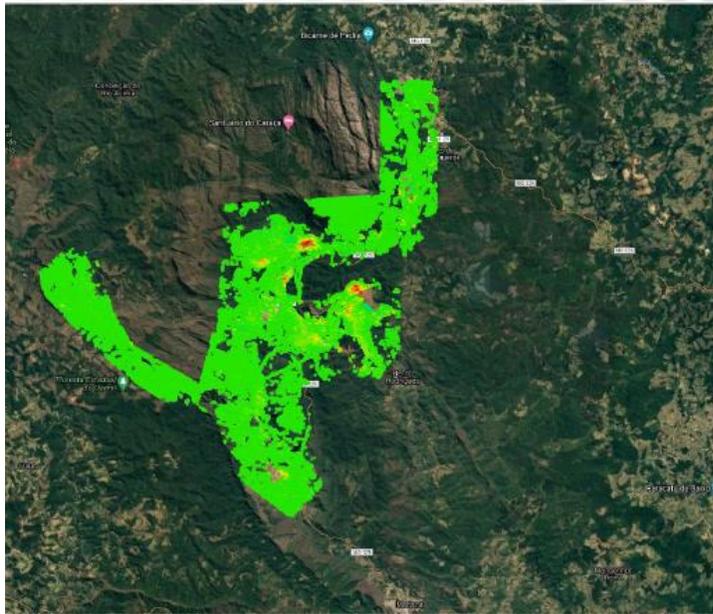
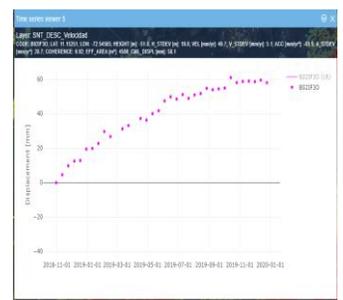


Monitoreo Satelital InSAR



Satellite	Revisiting Time (Days)	Band
COSMO-SkyMed (4 sensors)	16	X-band
TerraSAR-X / TanDEM-X	11	
PAZ	11	C-band
Sentinel-1 (2 sensors)	12	
Radarsat-2	24	L-band
ALOS-2	14	
SAOCOM-1A	16	

Timeline: TODAY (left) to Future (right)

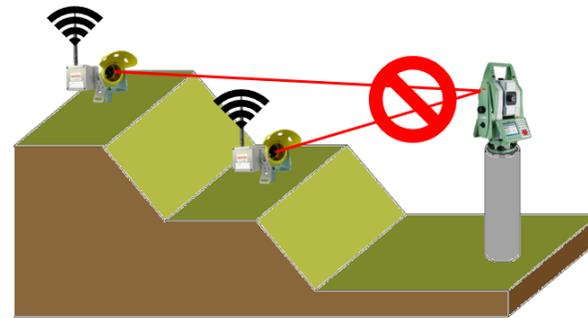


MONITOREO GEOTECNICO EN PRESAS DE RELAVES - BRASIL



Otros sistemas de Monitoreo

- Tiltímetros
- Cámaras térmicas/inflarojas
- Radares Doppler
- Placas
- Sistemas de Sirenas



Informaciones Complementarias
Cobertura Continua de Monitoreo
Fácil Instalación



MONITOREO GEOTECNICO EN PRESAS DE RELAVES - BRASIL



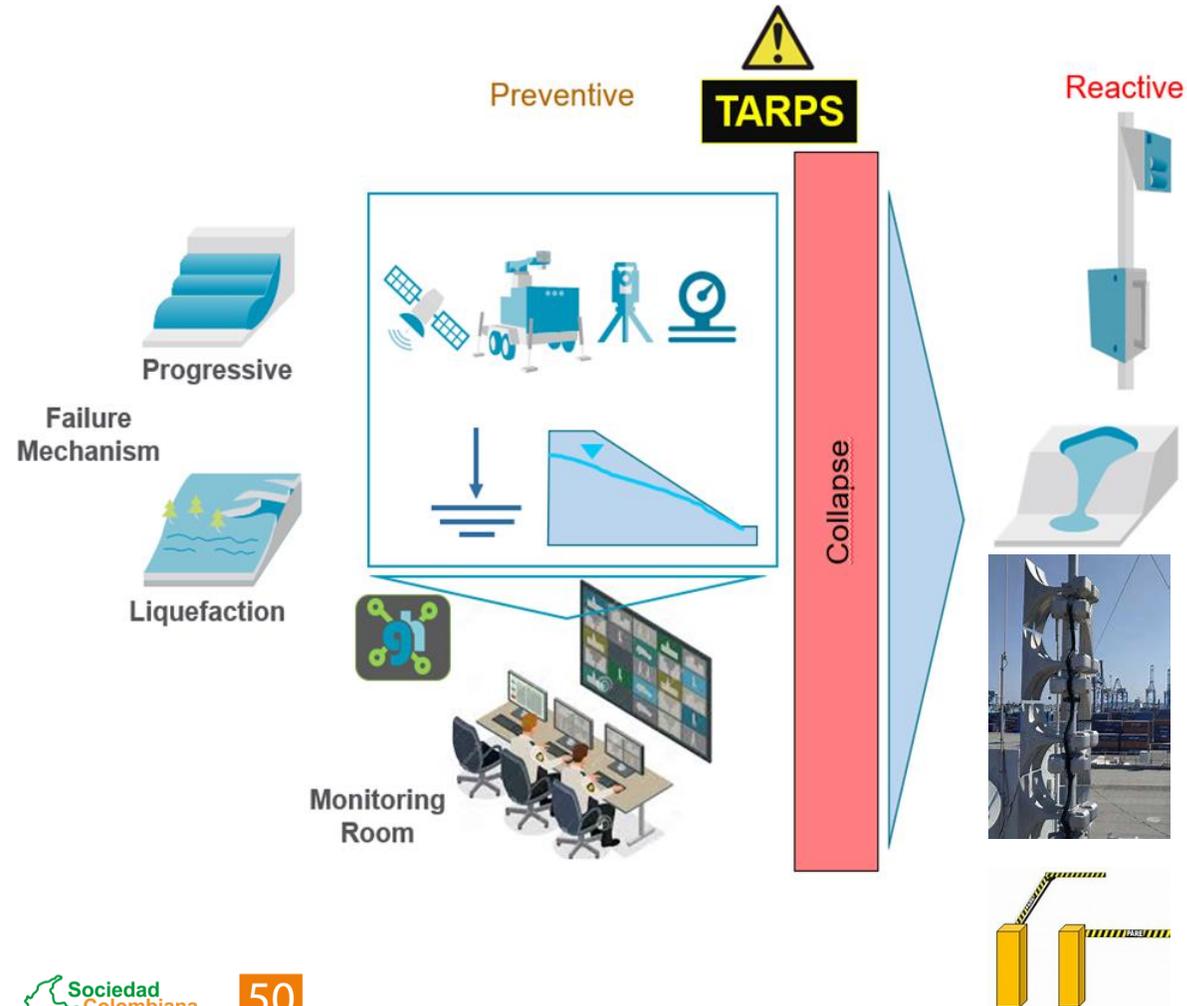
Centros de Monitoreo Geotécnico



MONITOREO GEOTECNICO EN PRESAS DE RELAVES - BRASIL



Estrategia de Monitoreo



- ✓ Clasificación de categoría de riesgo y daño potencial asociado a la presa de relaves.
- ✓ Mecanismos de falla esperados y evaluados en la estructura (falla progresiva, falla de tubificación, falla por overtopping, falla por licuefacción, falla mixta).
- ✓ Método de construcción (aguas arriba, aguas abajo, línea central, etapa única)
- ✓ Instrumentación para cada fase (ejecución, operación, cierre, post-cierre)
- ✓ Aspectos operativos cuando se trata de una estructura activa (sistema de bombeo y ciclación de relaves, elevación, etc.).
- ✓ Selección del sitio para instalación del equipos.
- ✓ Línea de visión (LoS).
- ✓ Geometría de la estructura.
- ✓ Factibilidad técnica del equipo.



Comentarios finales

- En todo el mundo hay miles de instalaciones de almacenamiento y presas de relaves, algunas bajo la responsabilidad de empresas privadas y otras bajo la responsabilidad de los estados. Actualmente no existe un inventario global de instalaciones.
- Los permisos para nuevas instalaciones de almacenamiento de relaves deben basarse en una garantía de factibilidad que considere todos los aspectos técnicos, ambientales, sociales y económicos del proyecto con el nivel de detalle suficiente para sustentar una decisión de inversión.
- Las instalaciones de relaves deben ser revisadas, inspeccionadas, monitoreadas y mantenidas hasta lograr un estado permanente en el cual el potencial de falla es esencialmente nulo.
- La innovación tecnológica es sin duda un aliado estratégico para la gestión de riesgos asociados al almacenamiento de relaves mineros



¡GRACIAS!

¿Preguntas?
Manuel.e.diaz@hexagon.com

**XVII CONGRESO COLOMBIANO DE GEOTÉCNIA “EVALUACIÓN Y
GESTIÓN DE RIESGOS GEOTÉCNICOS CON ÉNFASIS EN LOS
EFECTOS DEL CAMBIO CLIMÁTICO”**

14 al 18 de Noviembre de 2022



**PROCEDIMIENTO PARA DISEÑO DE MALLAS DE
VOLADURA EN EXPLOTACIÓN DE CANTERAS A CIELO
ABIERTO CON BASE EN LA ESTABILIDAD TEMPORAL Y
FINAL DE LOS BANCOS DE PRODUCCIÓN**

**Lina Patricia Murcia Caro- Posgrados en Voladuras y Explosivos-ESING
July Carmona Álvarez –ESING
Carlos Eduardo Rodríguez- Pontificia Universidad Javeriana**



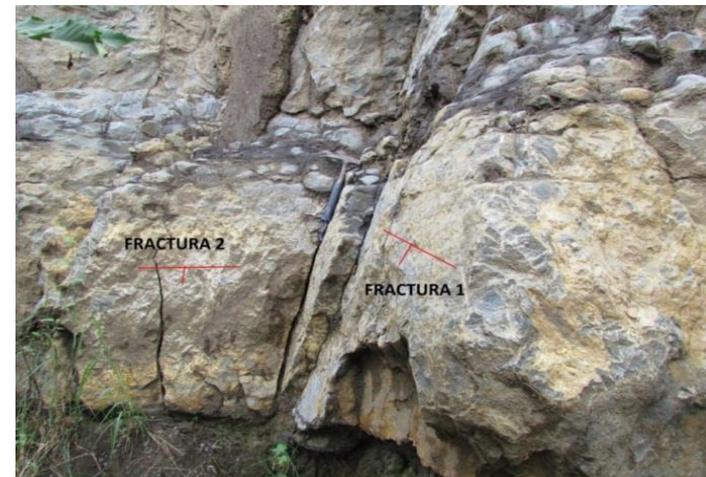
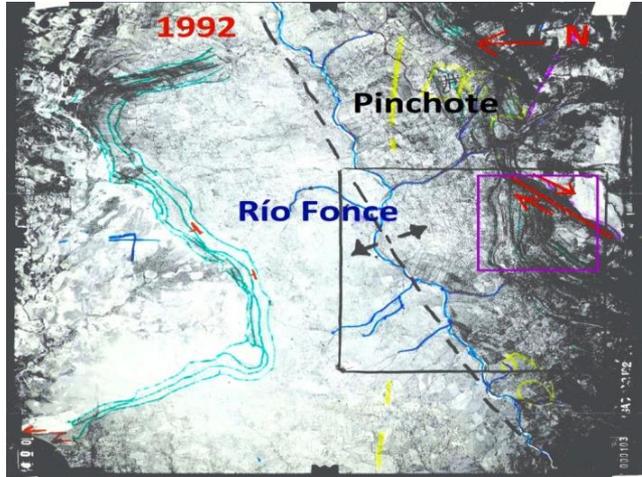
MOTIVACIÓN

Difundir algunos procedimientos de explotación para canteras por medio de técnicas de voladura a cielo abierto y la importancia de un análisis cinemático previo a realizar la explotación que permita un manejo adecuado de los bancos de producción en términos de estabilidad temporal y final.



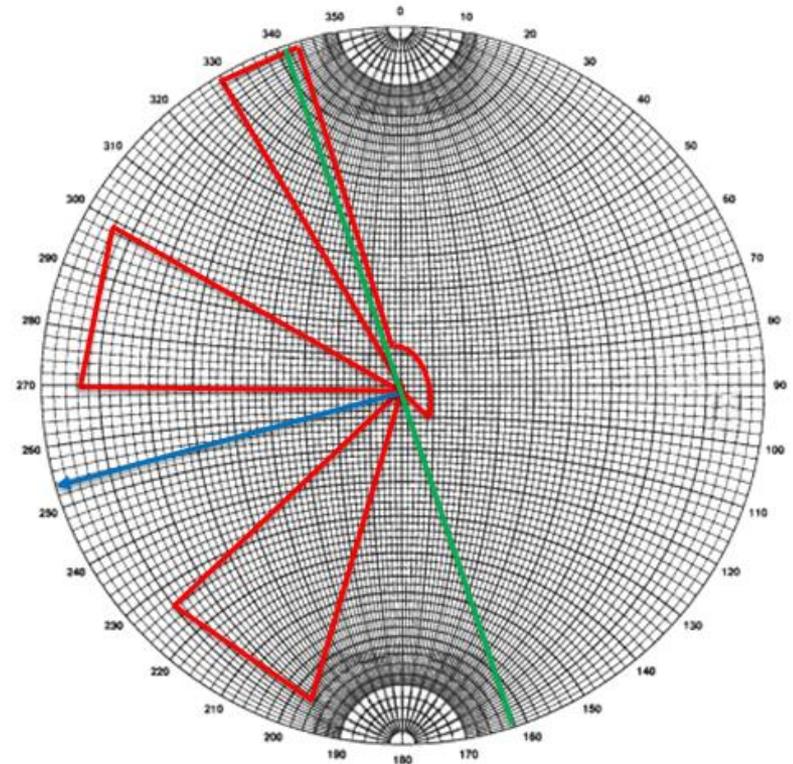
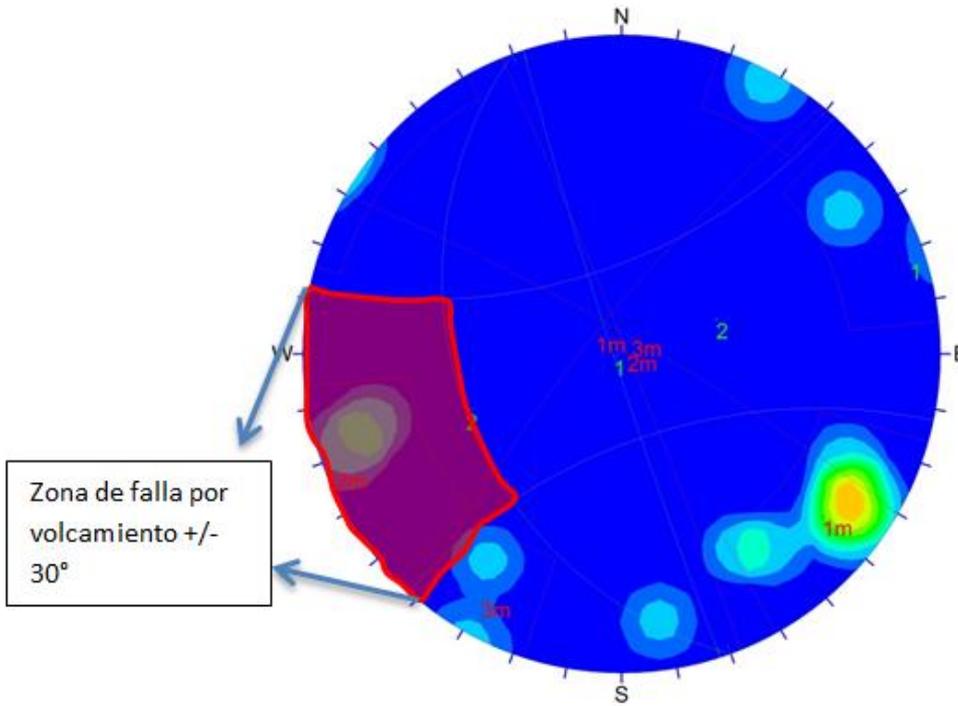


GEOMECÁNICA





ANÁLISIS CINEMÁTICO

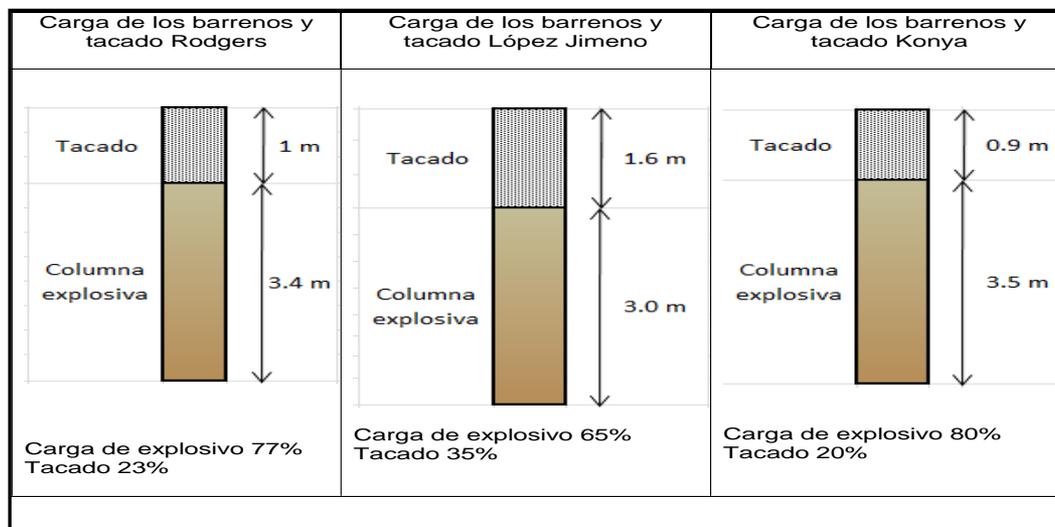


Rumbo N19W



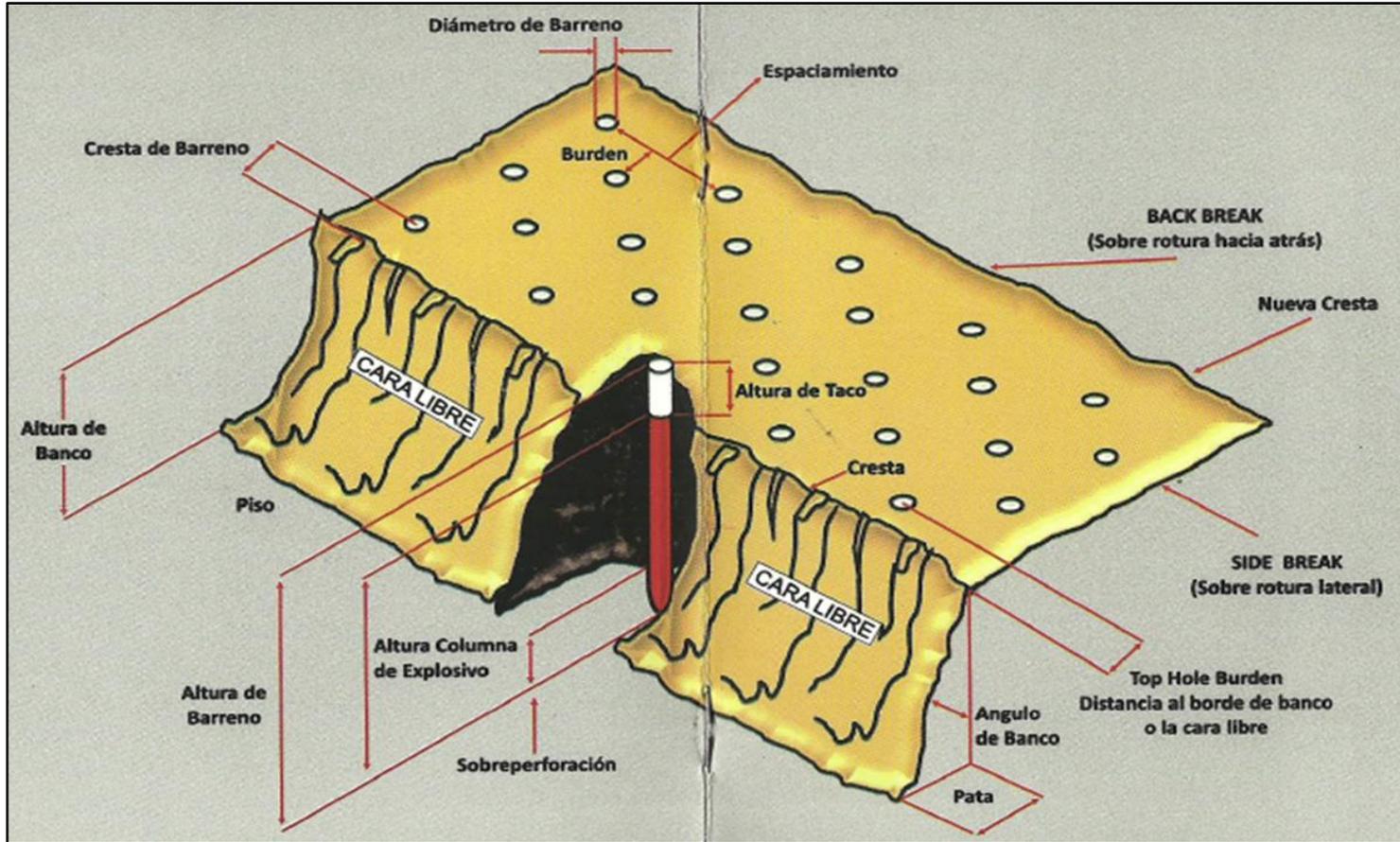
DISEÑO DE PERFORACIÓN Y VOLADURA

Especificaciones de diseño	Rodgers	López Jimeno	Konya
# de hileras de Barrenos	5	5	5
# de barrenos por hileras	20	20	20
Explosivo por barrenos (kg)	5.8	5.1	6
Explosivo por microretardo (kg)	29	26	30
Explosivo para 1 voladura (kg)	580	510	600
Ancho de voladura (m)	11	13	9
Largo voladura (m)	42	48	48
M3 por voladura	1762	2439	1756





DISEÑO DE PERFORACIÓN Y VOLADURA



Terminología utilizada para el diseño de voladuras a cielo abierto. Fuente Manual del Explosivista, INDUMIL 2018

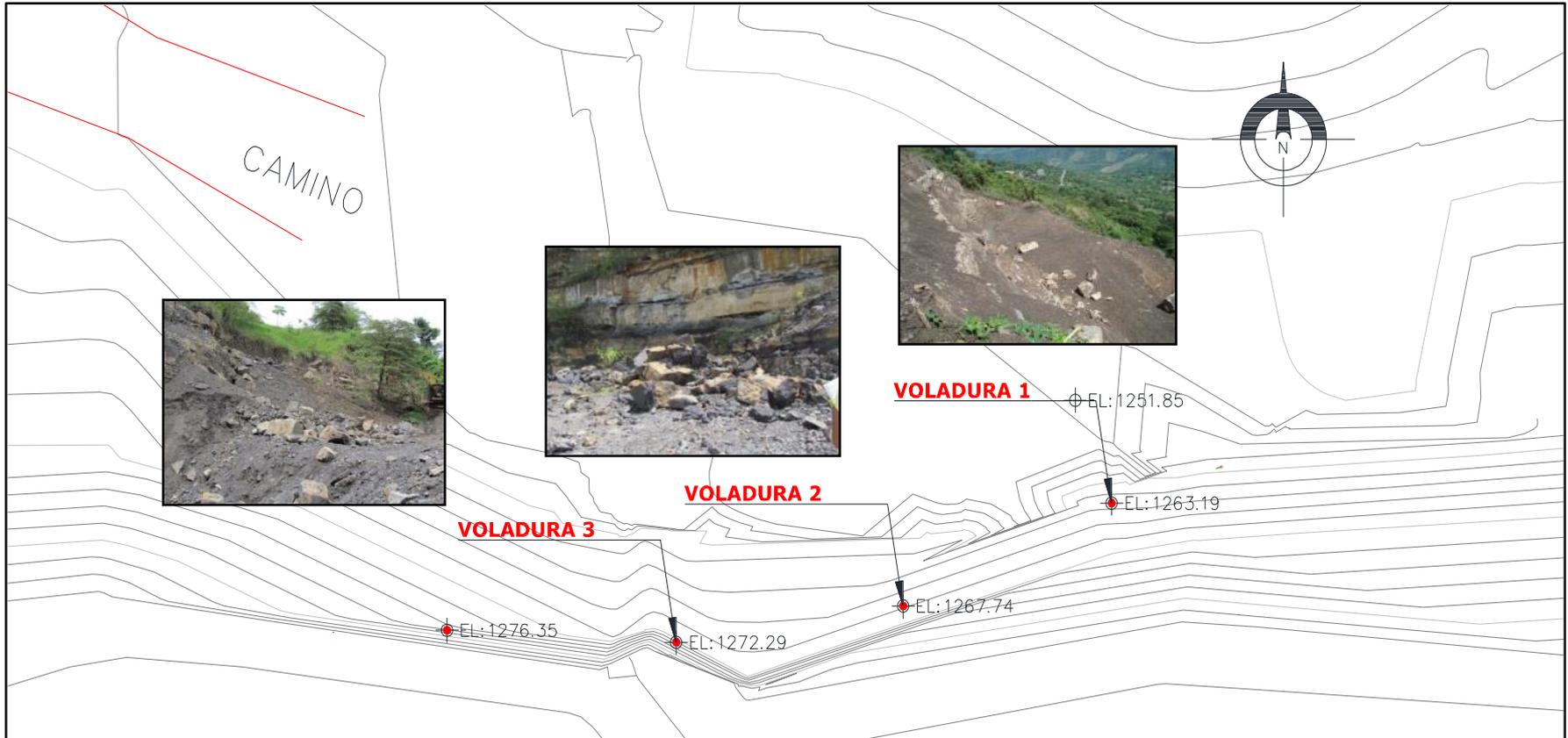


CARGUE Y DETONACIÓN DE LA VOLADURA





MECANISMOS DE FALLA POS-VOLADURA

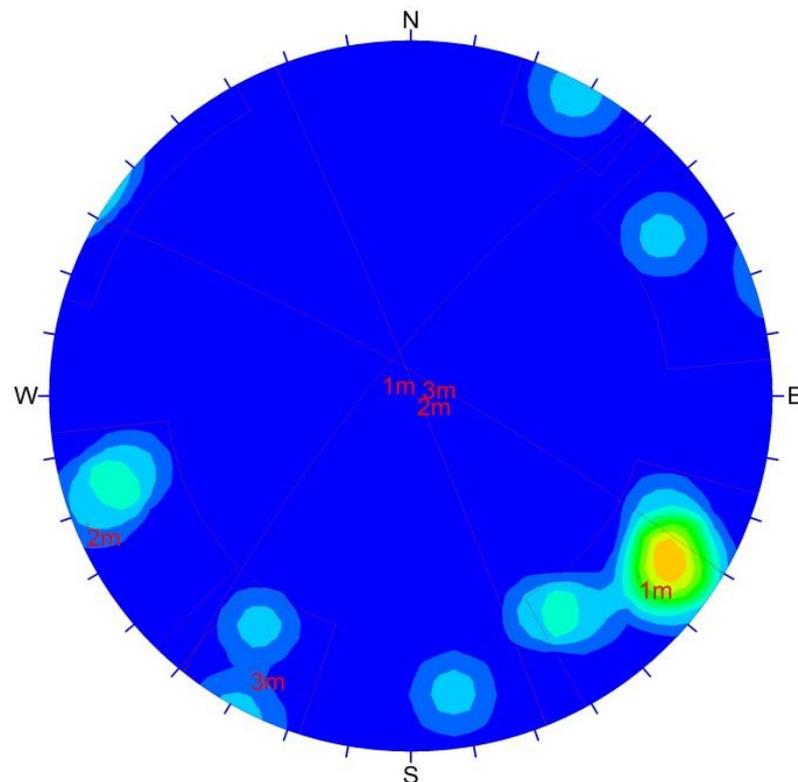




LEVANTAMIENTO DEL MACIZO PRE-VOLADURA PARA APLICACIÓN DE DISEÑO DEFINIDO

OUTCROP	R	RQD	WATER	PERSISTENCE (m)	SPACING RIGHT	APERTURE	ROUGH MACRO	INFILL TYPE	WALL ALT	RMR
SECCION 1	4	90-100	D	3 -10m	0,6-2m	1-5mm	S	6	W=R	74
RMR	12	20	15	2	15	1	1	2	6	

SETS	DIP	DIPDIR	RMR	CLASIFICACION
SETS 1	80	310	74	BUENA
SETS 2	85	70		
SETS 3	83	27		
ESTRATIF	13	170		



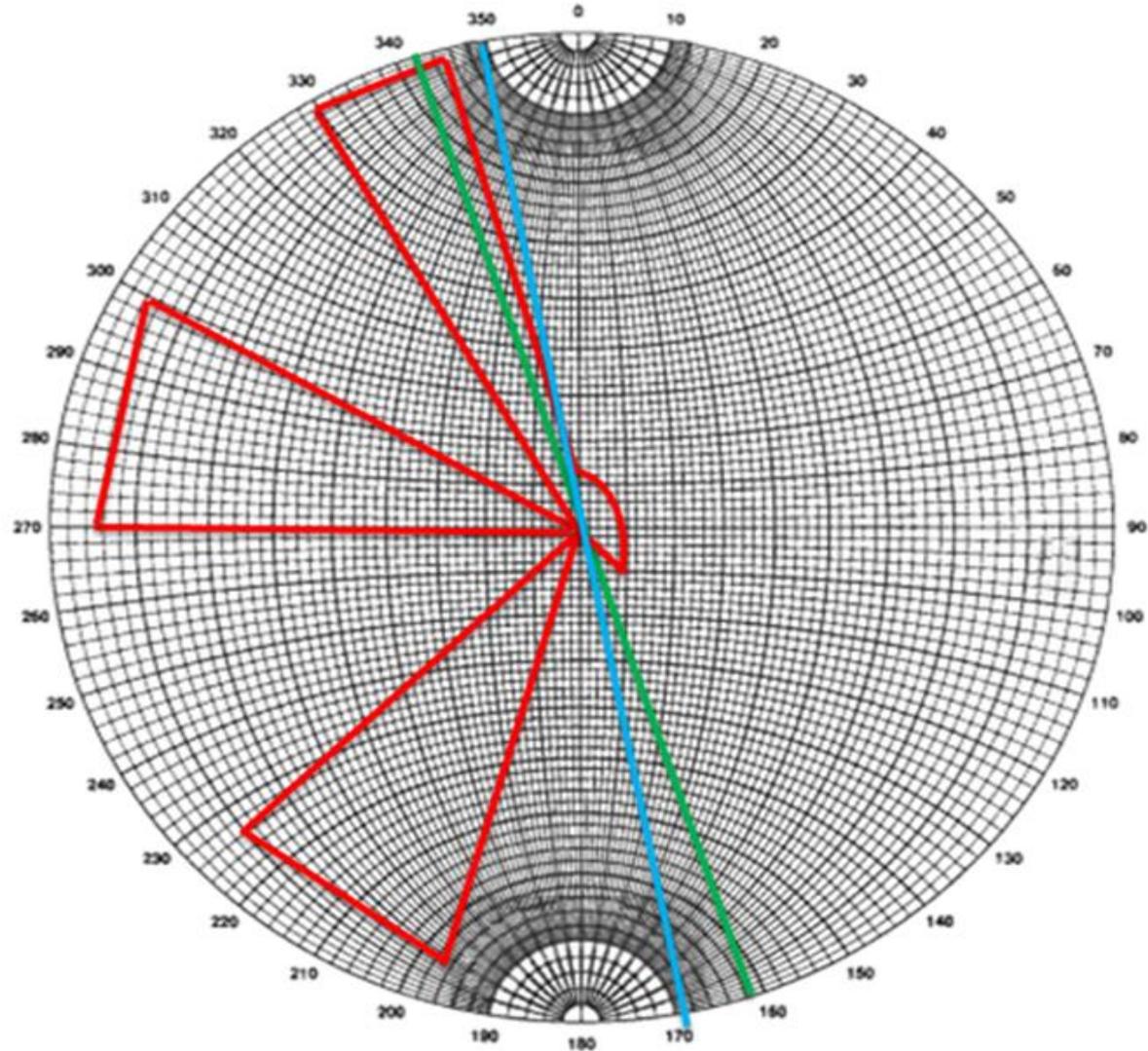


ANÁLISIS CINEMÁTICO ESTABILIDAD

RUMBO DEL TALUD	FALLA PLANAR		FALLA EN CUÑA		FALLA POR VOLCAMIENTO		TOTAL
	MAXIM O ANGUL O DEL TALUD	FAMILIA DE DISCON TINUID AD	MAXIM O ANGUL O DEL TALUD	INTERSE CCIÓN	MAXIM O ANGUL O DEL TALUD	FAMILIA DE DISCON TINUID AD	MAXIM O ANGUL O DEL TALUD
0	90	-	76	f1-f2	76	E	76
15	84	f3	75	f1-f2	76	E	75
30	84	f3	75	f1-f2	76	E	75
45	84	f3	75	f1-f2	76	-	75
60	89	f2	75	f1-f2	76	-	75
75	89	f2	85	f2-f3	-	-	85
90	90	-	90		-	-	90
105	90	-	90		12	f1	12
120	90	-	90		12	f1	12
135	90	-	90		12	f1	12
150	90	-	90		-	f1	90
165	15	E	90		-		90
180	15	E	90		-	f3	90
195	15	E	90		6	f3	6
210	90	-	90		6	f3	6
225	90	-	90		-	f2	90
240	90	-	80	f1-f3	2	f2	2
255	90	-	80	f1-f3	2	f2	2
270	90	-	75	f1-f2	-	f2	75
285	90	-	75	f1-f2	-		75
300	79	f1	76	f1-f2	-		76
315	79	f1	76	f1-f2	-		76
330	79	f1	76	f1-f2	-		76
345	90	-	77	f1-f2	-		77

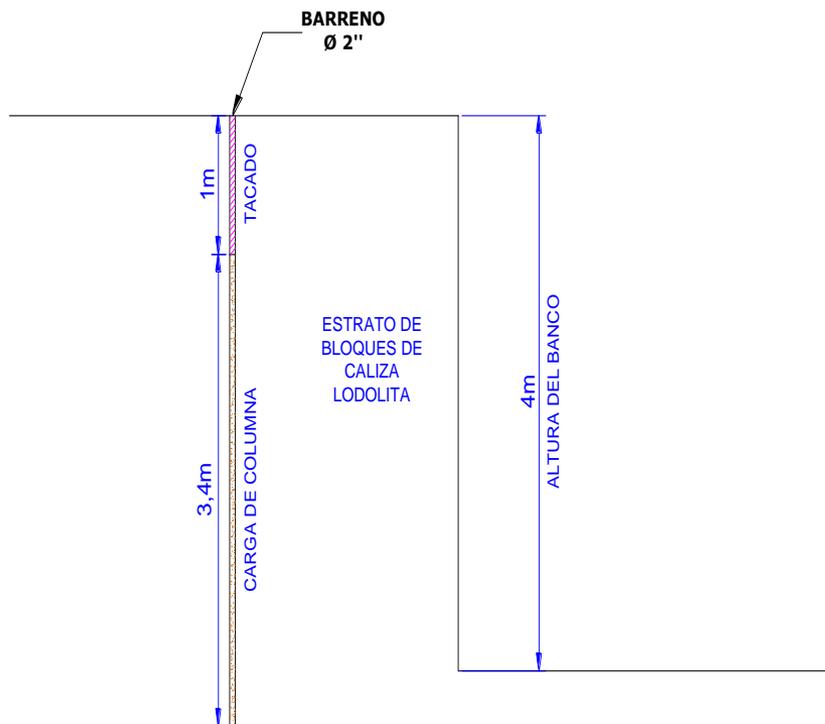


ANÁLISIS CINEMÁTICO ESTABILIDAD





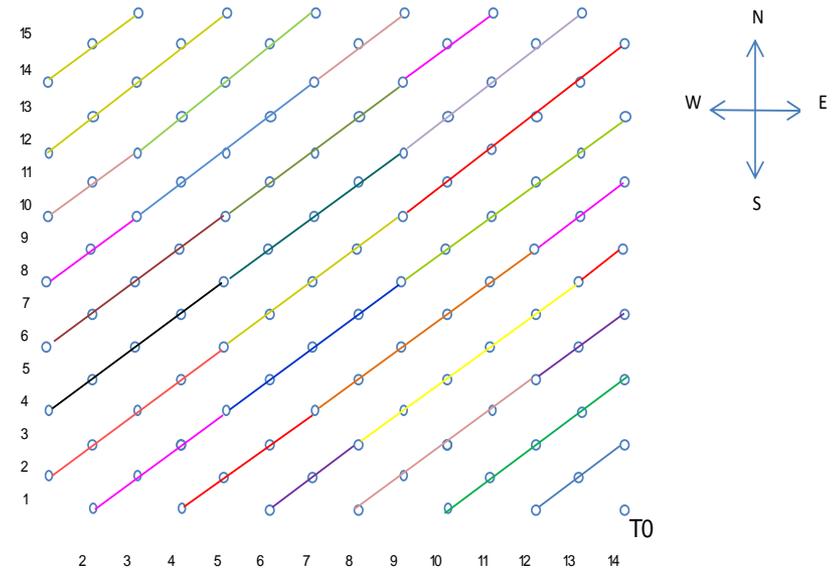
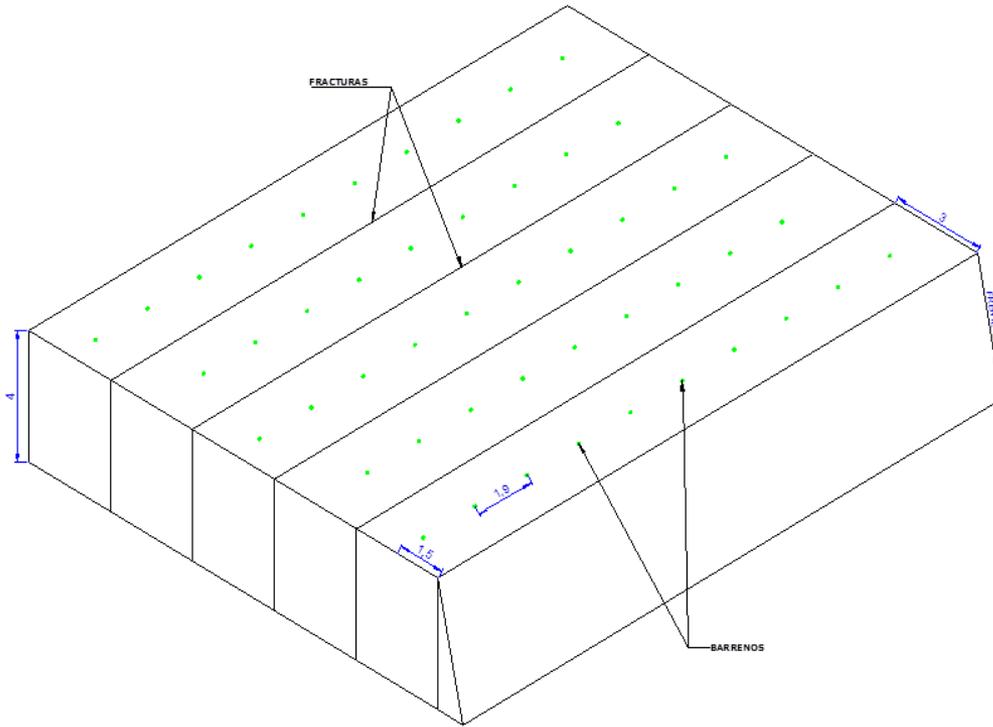
PERFORACIÓN Y VOLADURA DE DISEÑO DEFINIDO



Especificaciones de diseño	Valor
# de hileras de Barrenos	15
# de barrenos por hileras	15
Explosivo barrenos (kg)	5.8
Explosivo por microretardo (kg)	29
Explosivo para l voladura (kg)	1305
Ancho de voladura (m)	22.5
Largo voladura (m)	26.6m
M3 por voladura	2394

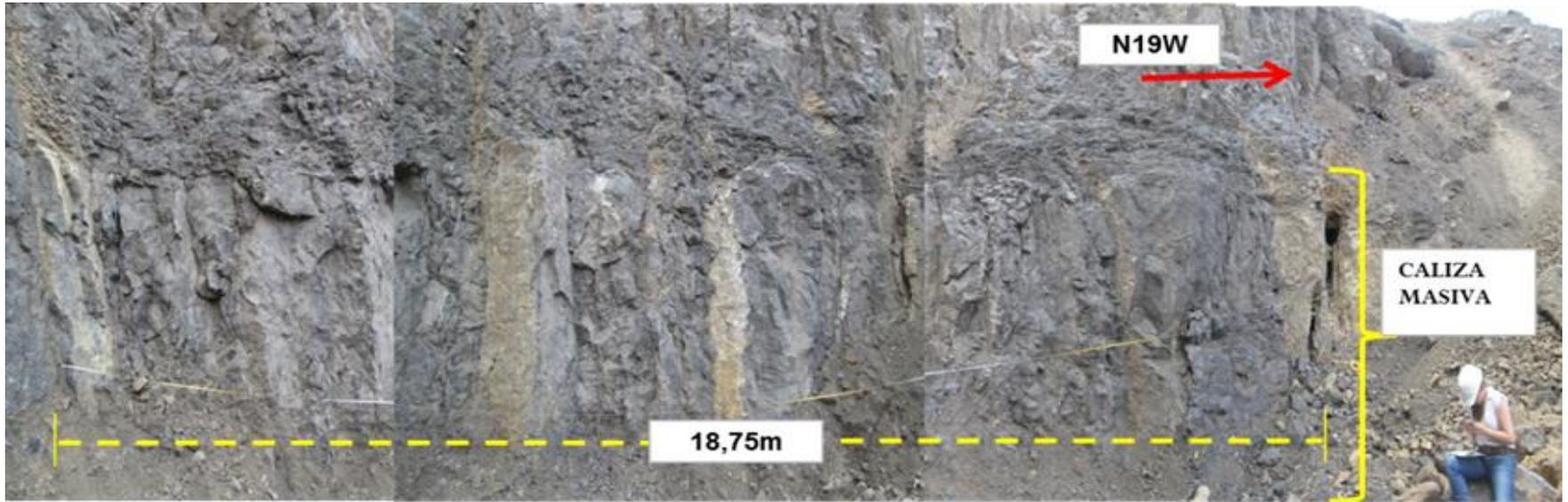


PERFORACIÓN Y VOLADURA DE DISEÑO DEFINIDO





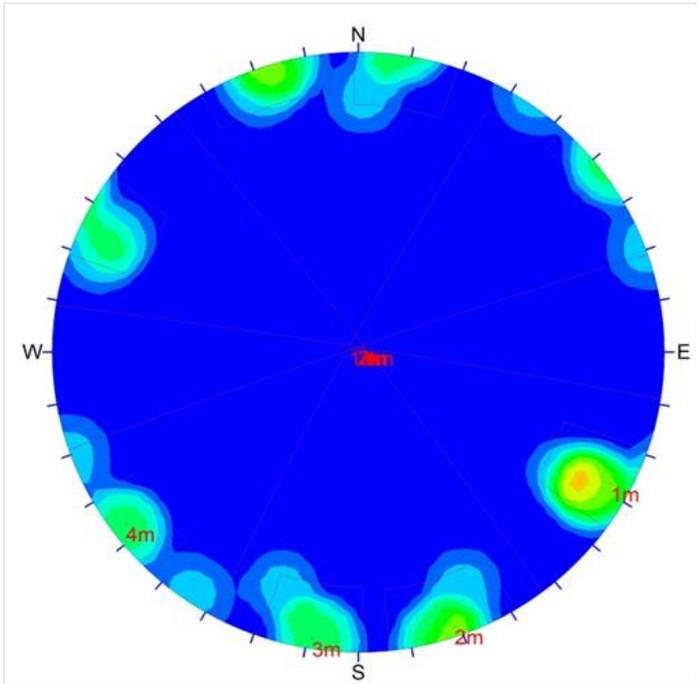
ESTABILIDAD POS-VOLADURA





POS-VOLADURA

OUTCROP	R	RQD	WATER	PERSISTENCE (m)	SPACING RIGHT	APERTURE	ROUGH MACRO	INFILL TYPE	WALL ALT	RMR
SECCION 1	4	90-100	D	3 -10m	0,6-2m	1-5 mm	S	6	W=R	75
RMR	12	20	15	2	15	2	1	2	6	
SETS	DIP	DIPDIR	RMR	CLASIFICACION						
SETS 1	86	298	75	BUENA						
SETS 2	88	341								
SETS 3	88	9								
SETS 4	87	53								
ESTRATIF	13	170								





CONCLUSIONES

- Si se evidencian cambios en la frecuencia de las familias de discontinuidades, variaciones del relleno, aumento de la separación de los labios de la discontinuidad o disminución de la persistencia, esto indica que la estabilidad del macizo cambia influenciado por los gases, temperatura y velocidades de las cargas explosivas, por tanto se recomienda diseñar mallas de voladura menos densas, utilizar cámaras de aire, disminuir cargas operantes y aumentar los tiempos de retardo para mejorar la estabilidad del macizo.
- Para control de la estabilidad es recomendable un seguimiento con análisis cinemático, con el cual puede evaluar la dirección de los taludes e inclinación de la perforación, con la finalidad mejorar las condiciones de estabilidad por medio de un direccionamiento de la voladura con el uso de tiempos de retardo y control de las cargas operantes.



CONCLUSIONES

- Es recomendable realizar análisis a los cambios del ángulo de fricción residual, con los parámetros de la roca y los resultados de campo del esclerómetro tanto en la roca como en los labios de la discontinuidad, este parámetro permitirá evaluar cambios en el macizo que se reflejaran de los mecanismos de falla.
- Cuando se presenten problemas por las vibraciones en la técnica de voladura, se recomienda:

Se recomienda como carga de columna el uso de agentes de voladura con buen balance de oxígeno y menor velocidad de detonación; de igual forma, evitar el uso de cordón detonante y cargas de fondo con alto contenido de pentrita.

Diseñar y direccionar las voladuras con tiempos de retardo, lo cual permite controlar la cantidad de explosivo por tiempo o carga operante.

En cuanto a diseño se puede tomar como opción, un balance de 70% de carga de columna y 30% de tacado, usar diámetros pequeños entre 2" y 2,5" una relación de índice de rigidez igual a 3.



¡GRACIAS!

¿Preguntas?

lina.murcia@esing.edu.co

**XVII CONGRESO COLOMBIANO DE GEOTÉCNIA “EVALUACIÓN Y
GESTIÓN DE RIESGOS GEOTÉCNICOS CON ÉNFASIS EN LOS
EFECTOS DEL CAMBIO CLIMÁTICO”**

14 al 18 de Noviembre de 2022



XVII CCG
ISSAG 2022

Cartagena

**OPTIMIZACIÓN DE MONITOREO AUTOMÁTICO DE
INSTRUMENTACIÓN GEOTÉCNICA MEDIANTE TÉCNICAS DE
TRANSMISIÓN DE DATOS INALÁMBRICOS LORA**

OCTAVIO CORONADO – LUIS FERNANDO IBAGUÉ





CONTENIDO

1. Antecedentes

- Monitoreo manual de instrumentación geotécnica
- Monitoreo automático por gabinetes (Multiplexor + Datalogger)

2. Optimización monitoreo automático Transmisión inalámbrica LoRA

- Bondades de la tecnología

3. Casos de éxito

- Embalse del Muña
- Represa del Guavio

4. Conclusiones



ANTECEDENTES

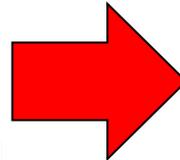
Monitoreo Manual de Instrumentación





ANTECEDENTES

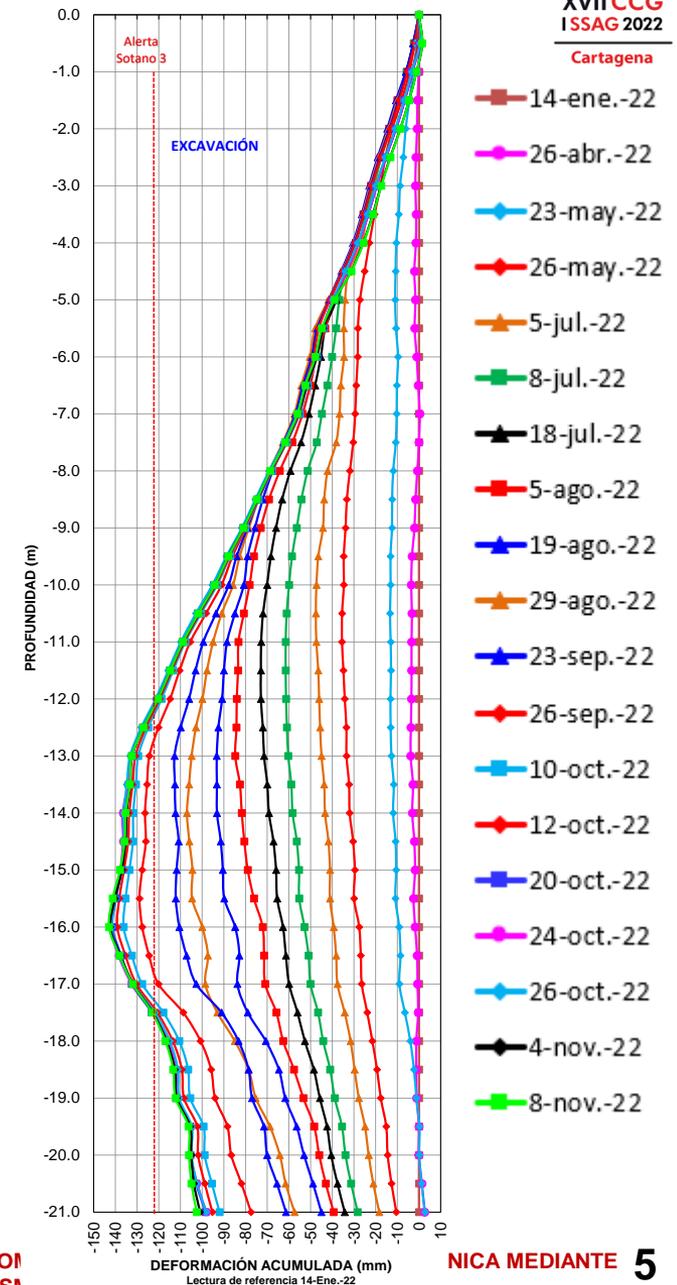
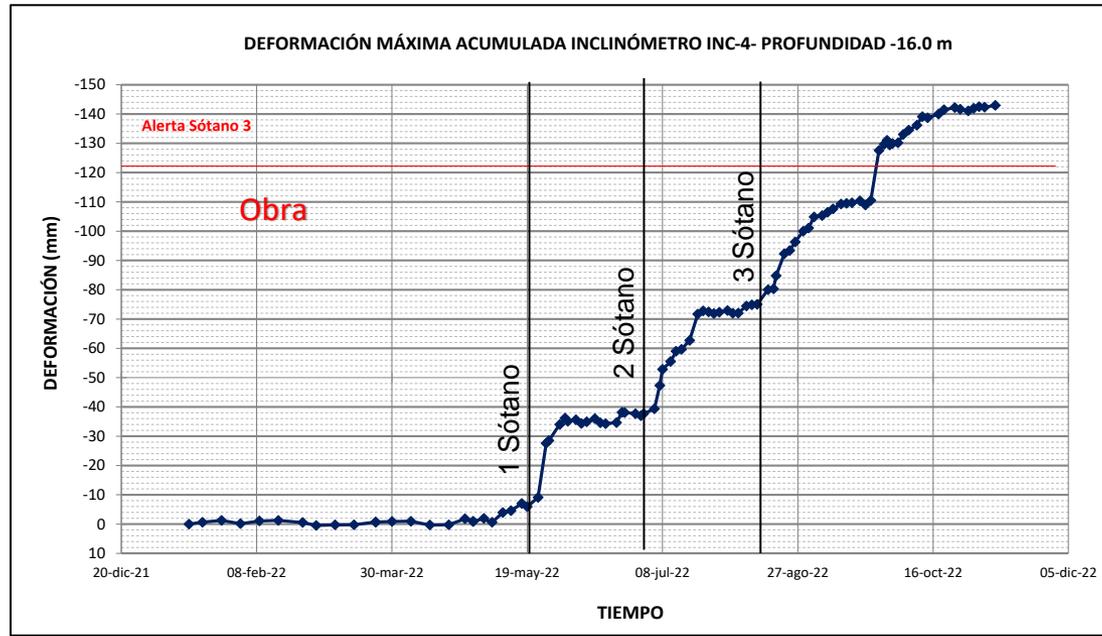
Monitoreo Manual de Instrumentación



- Logística: personal + transporte + equipos
- Datos según frecuencia de medición
- Error humano
- Post proceso en oficina para conocer resultados

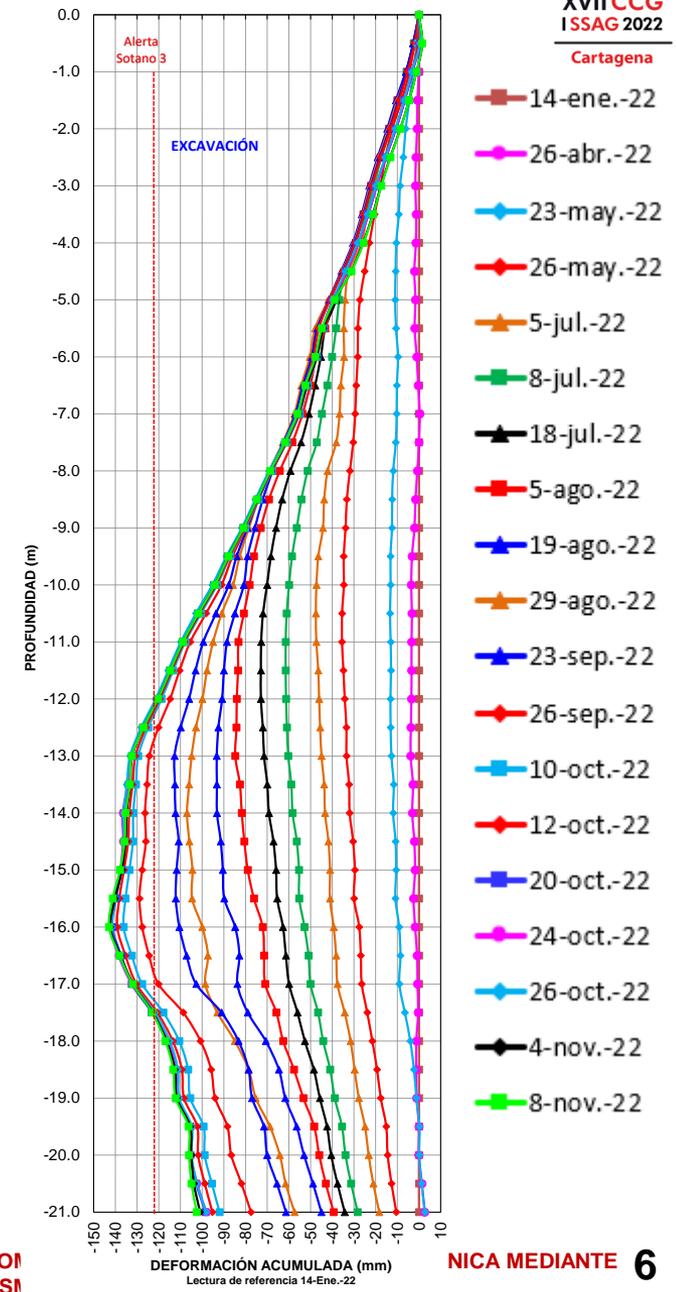
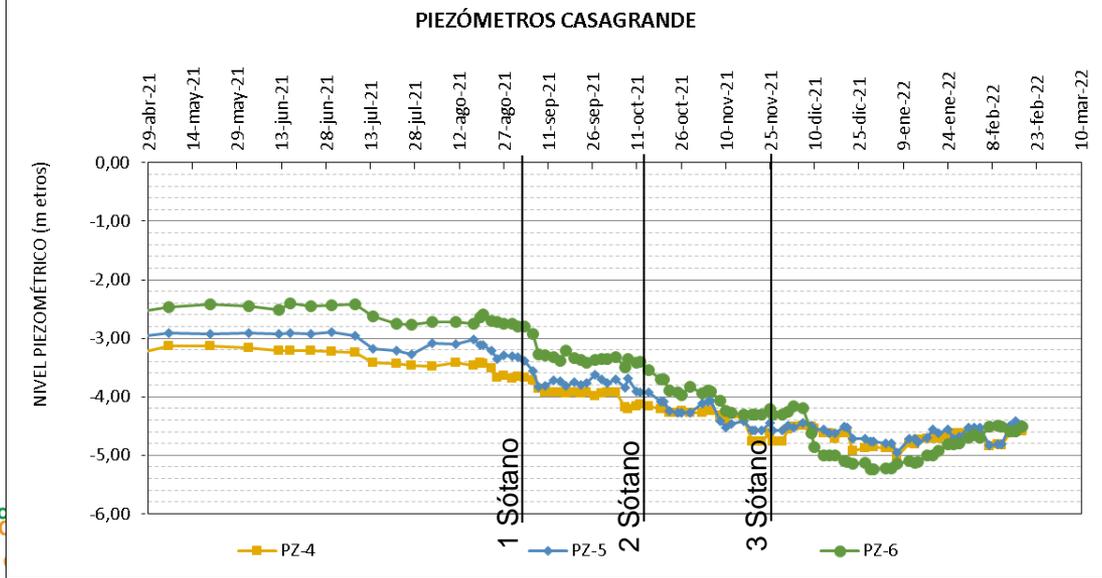
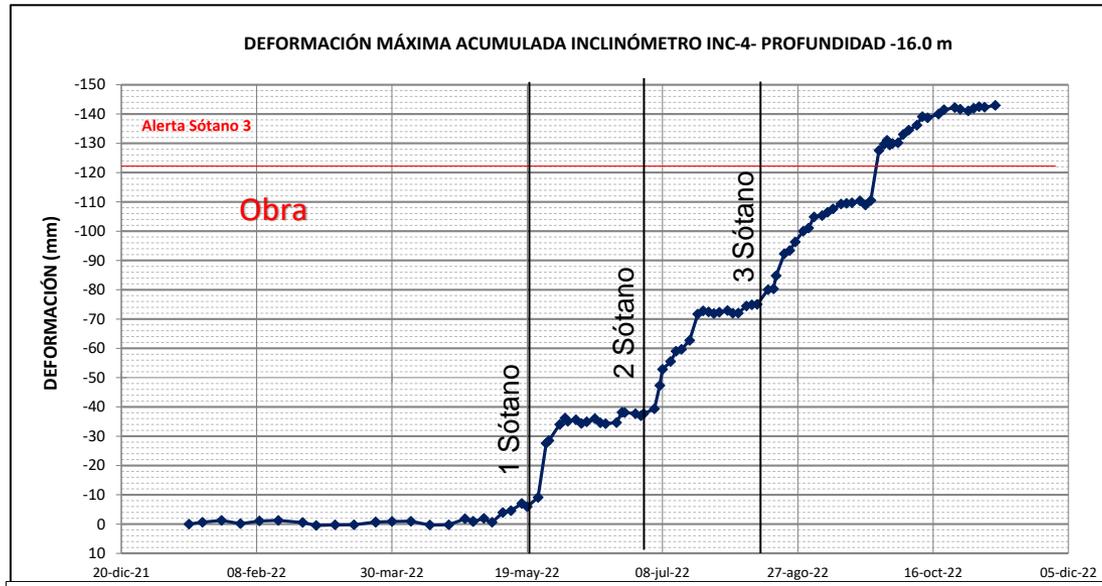


ANTECEDENTES





ANTECEDENTES





ANTECEDENTES

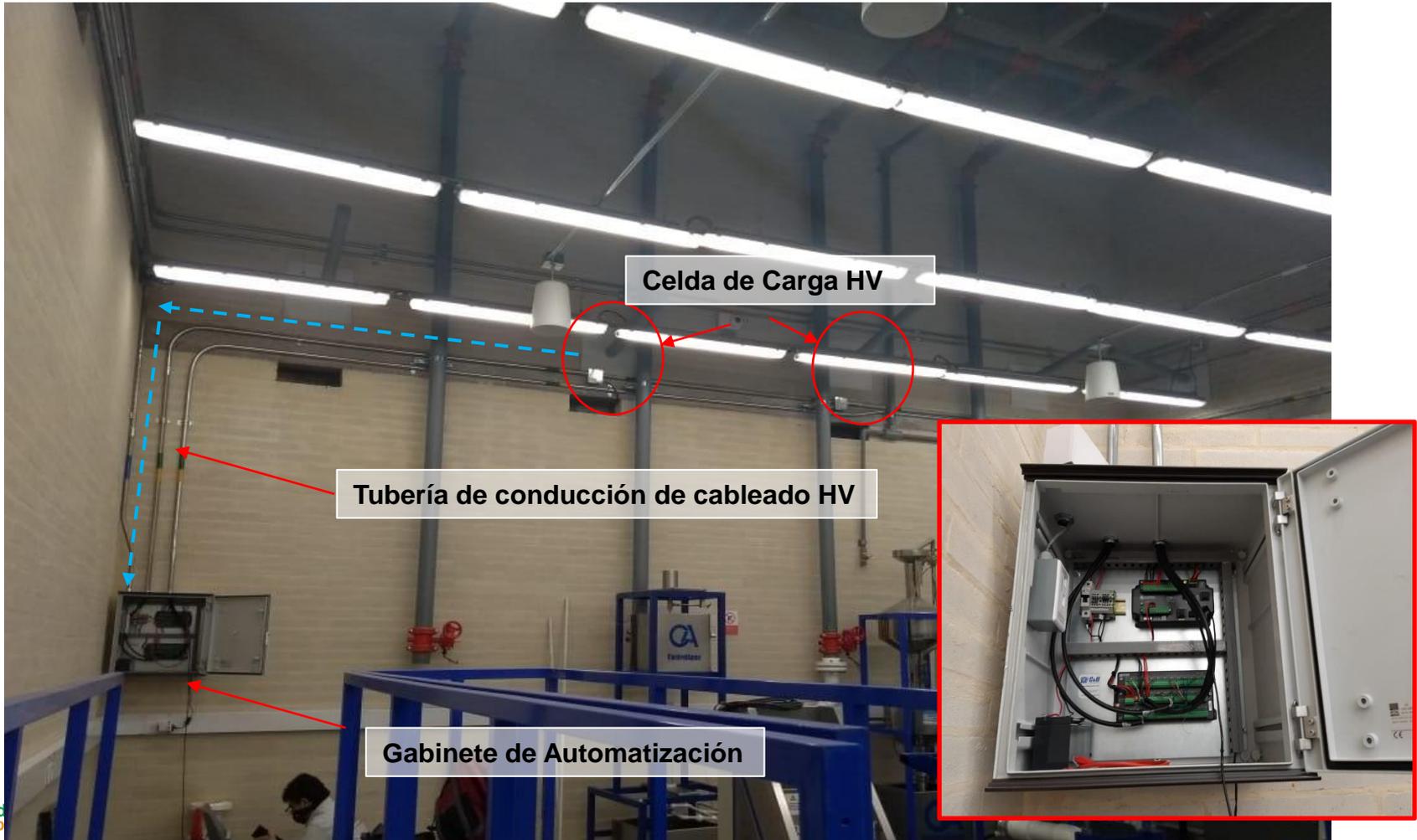
Monitoreo Automático Gabinetes (Multiplexor + Datalogger)





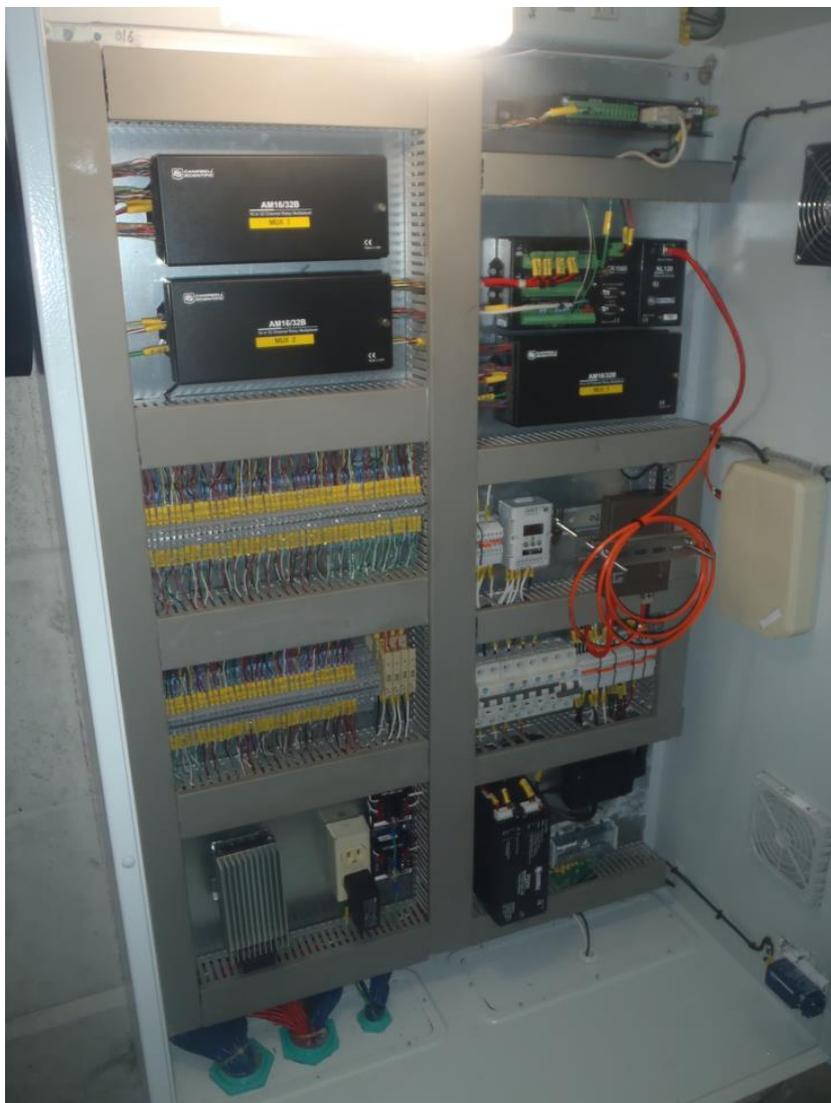
ANTECEDENTES

Monitoreo Automático Gabinetes (Multiplexor + Datalogger)





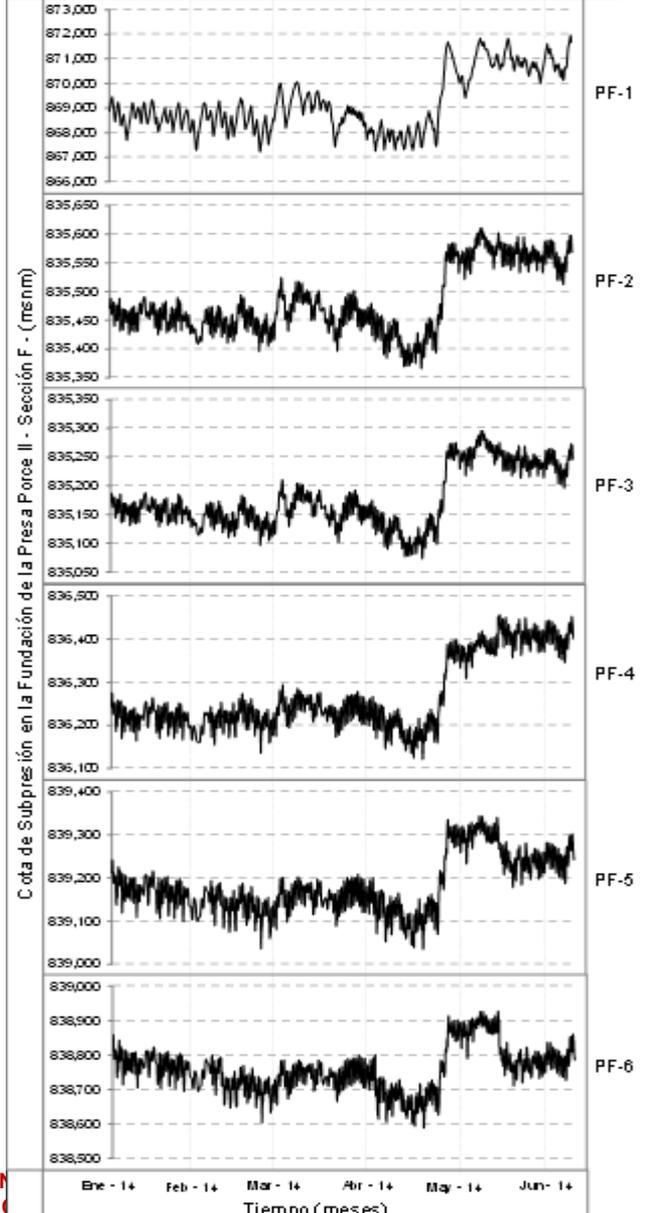
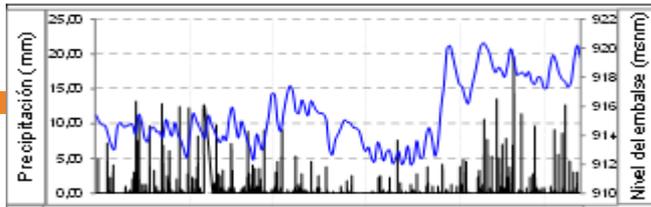
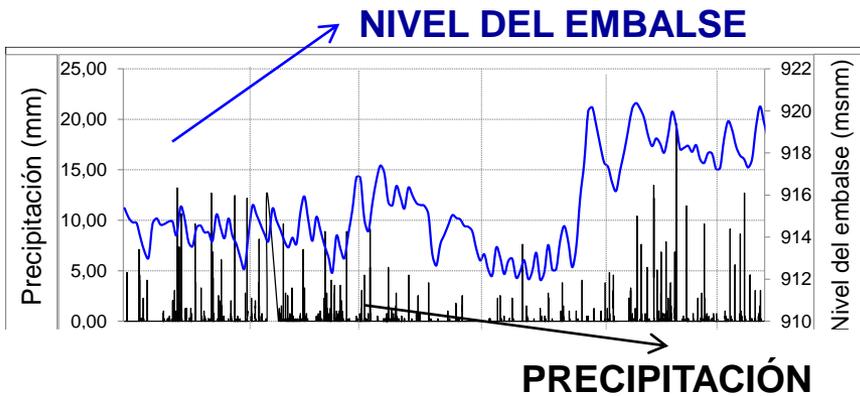
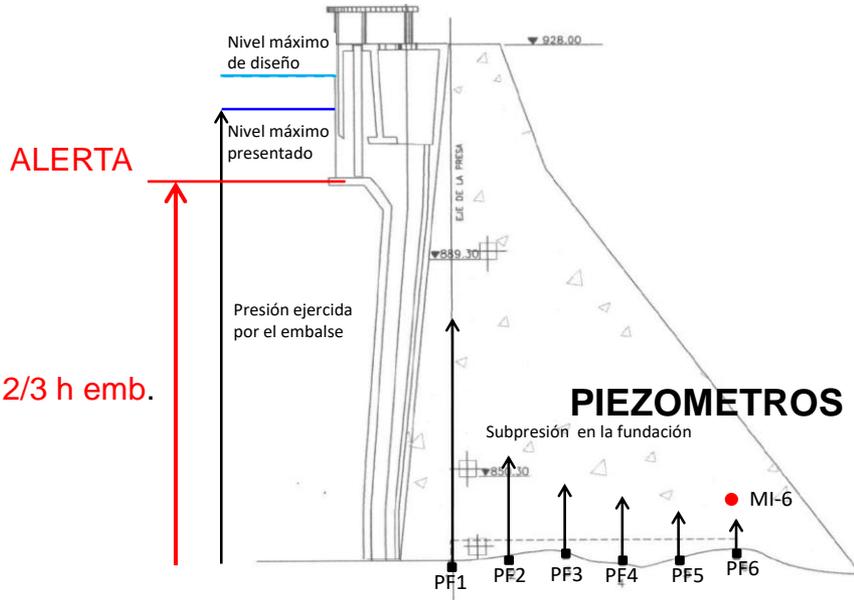
ANTECEDENTES



- Infraestructura (tuberías, cableado..)
- Complejidad electrónica + informática
- Alimentación eléctrica permanente
- Mantenimientos en el tiempo



ANTECEDENTES





BONDADES –TECNOLOGIA LoRA

- Comunicación de Largo alcance – 15 Km

DATALOGGER

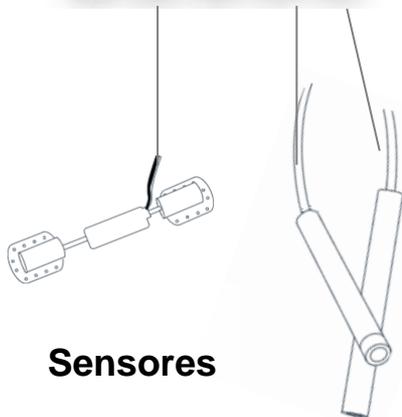


Inalámbrico

15 Km



GATEWAY

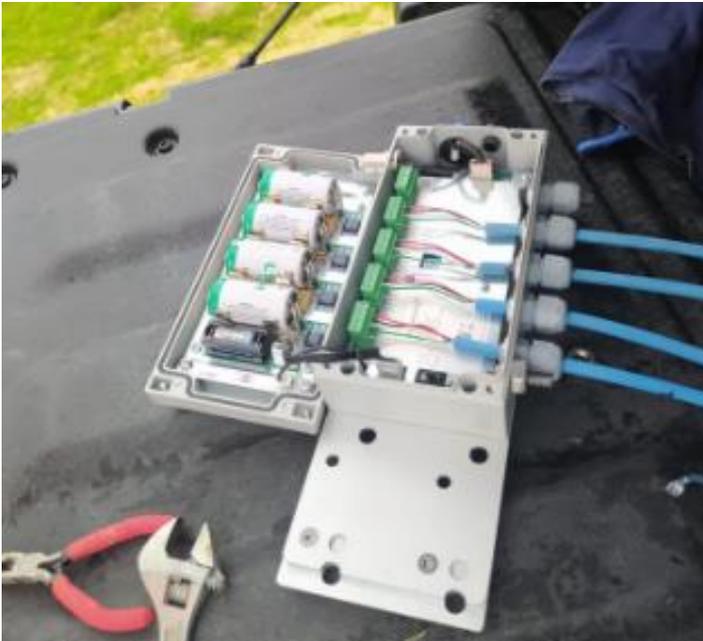


Sensores



BONDADES –TECNOLOGIA LoRA

- Bajo consumo de energía
- Batería Larga Duración



Más de 10 años a 6h de frecuencia de muestreo



BONDADES –TECNOLOGIA LoRA

- Infraestructura sencilla para instalación
- Mantenimientos sencillos



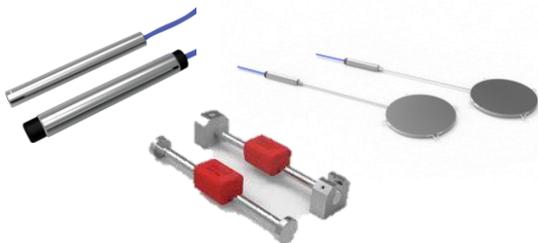


BONDADES –TECNOLOGIA LoRA

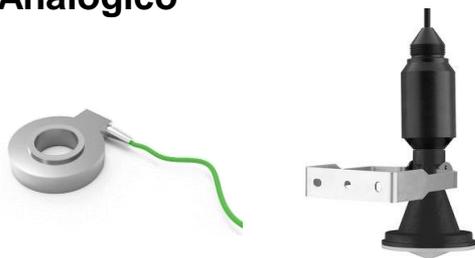
DATALOGGER

- Integración diferentes sensores

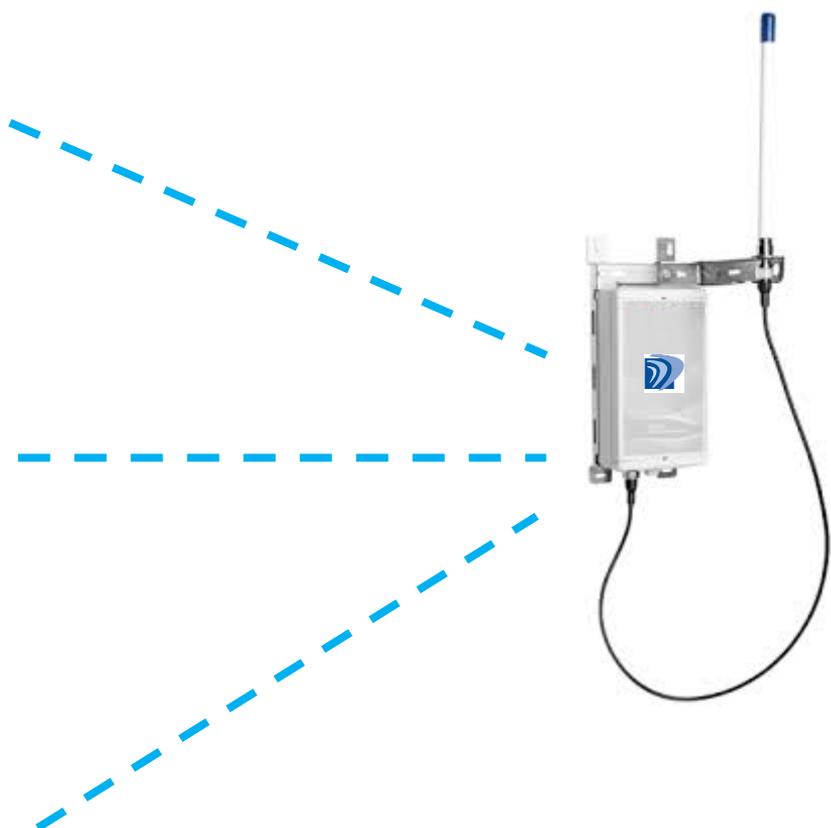
Cuerda Vibrante



Analógico



Digital



GATEWAY





CASO DE ÉXITO – EMBALSE MUÑA

PRESA PRINCIPAL

DIQUES COLONIA Y HOSPITAL



4 KM APROX

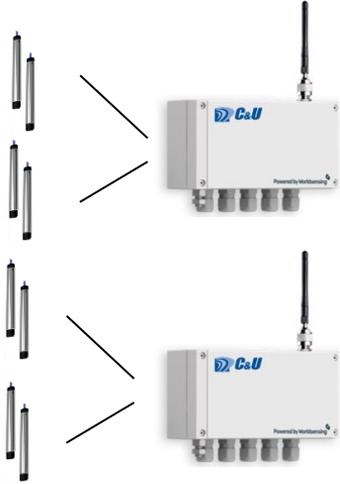
 BATERIA PHV x2

TOTAL 16 PHV



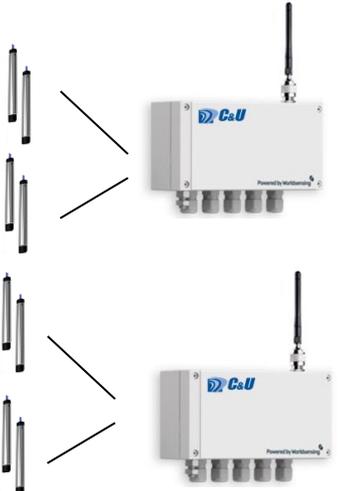
CASO DE ÉXITO – EMBALSE MUÑA

PRESA PRINCIPAL



4 KM

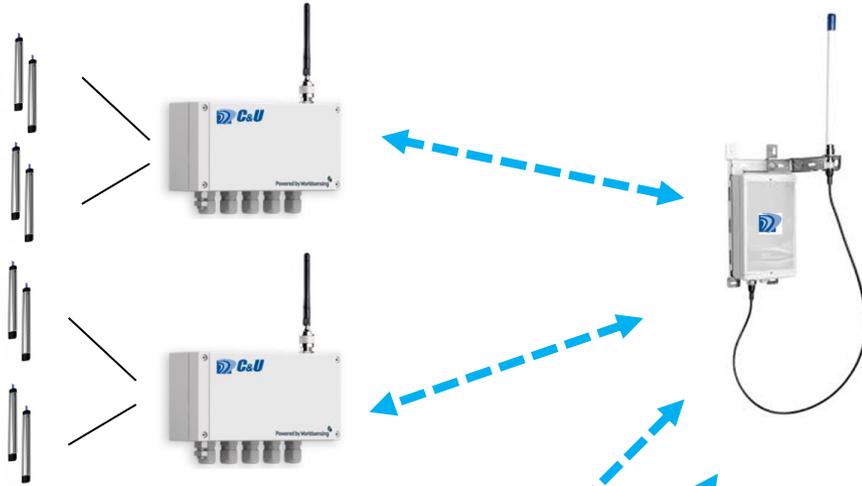
DIQUES COLONIA Y HOSPITAL





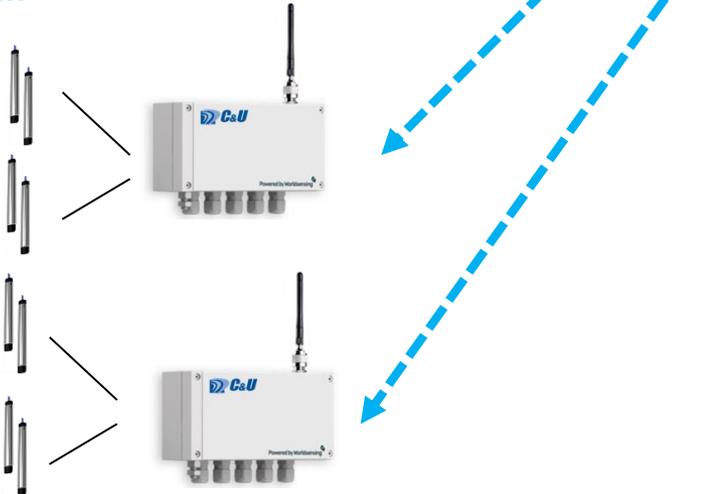
CASO DE ÉXITO – EMBALSE MUÑA

PRESA PRINCIPAL



4 KM

DIQUES COLONIA Y HOSPITAL

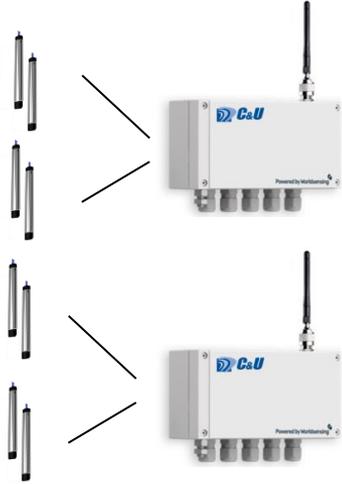


GATEWAY



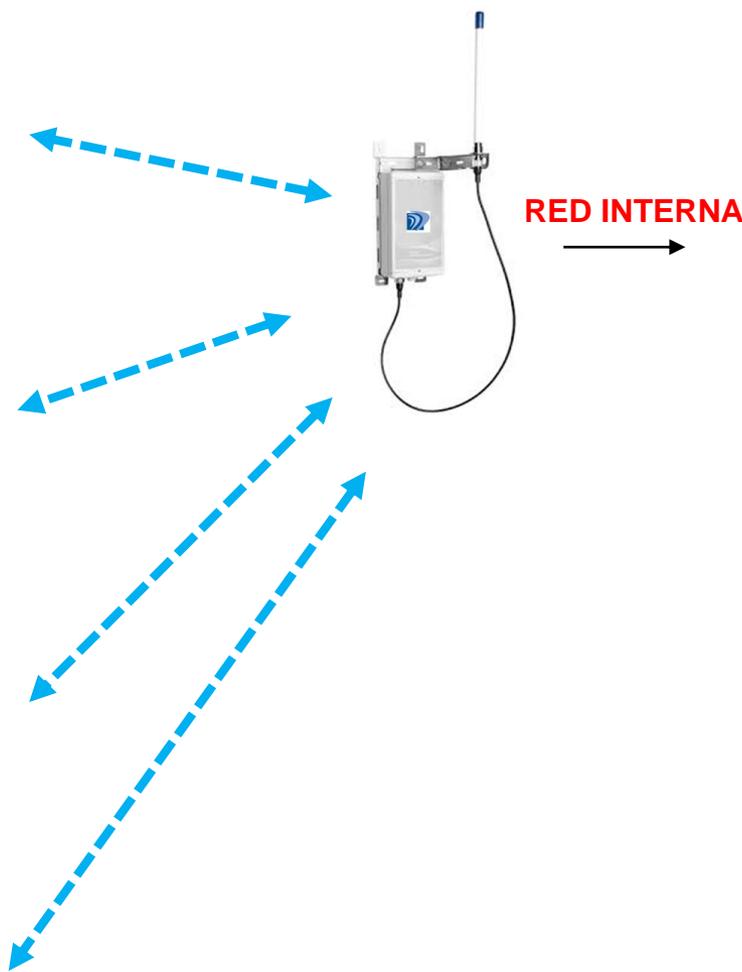
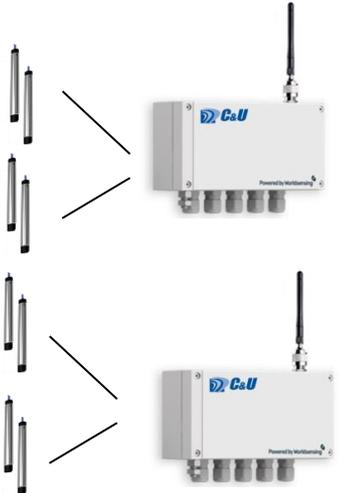
CASO DE ÉXITO – EMBALSE MUÑA

PRESA PRINCIPAL



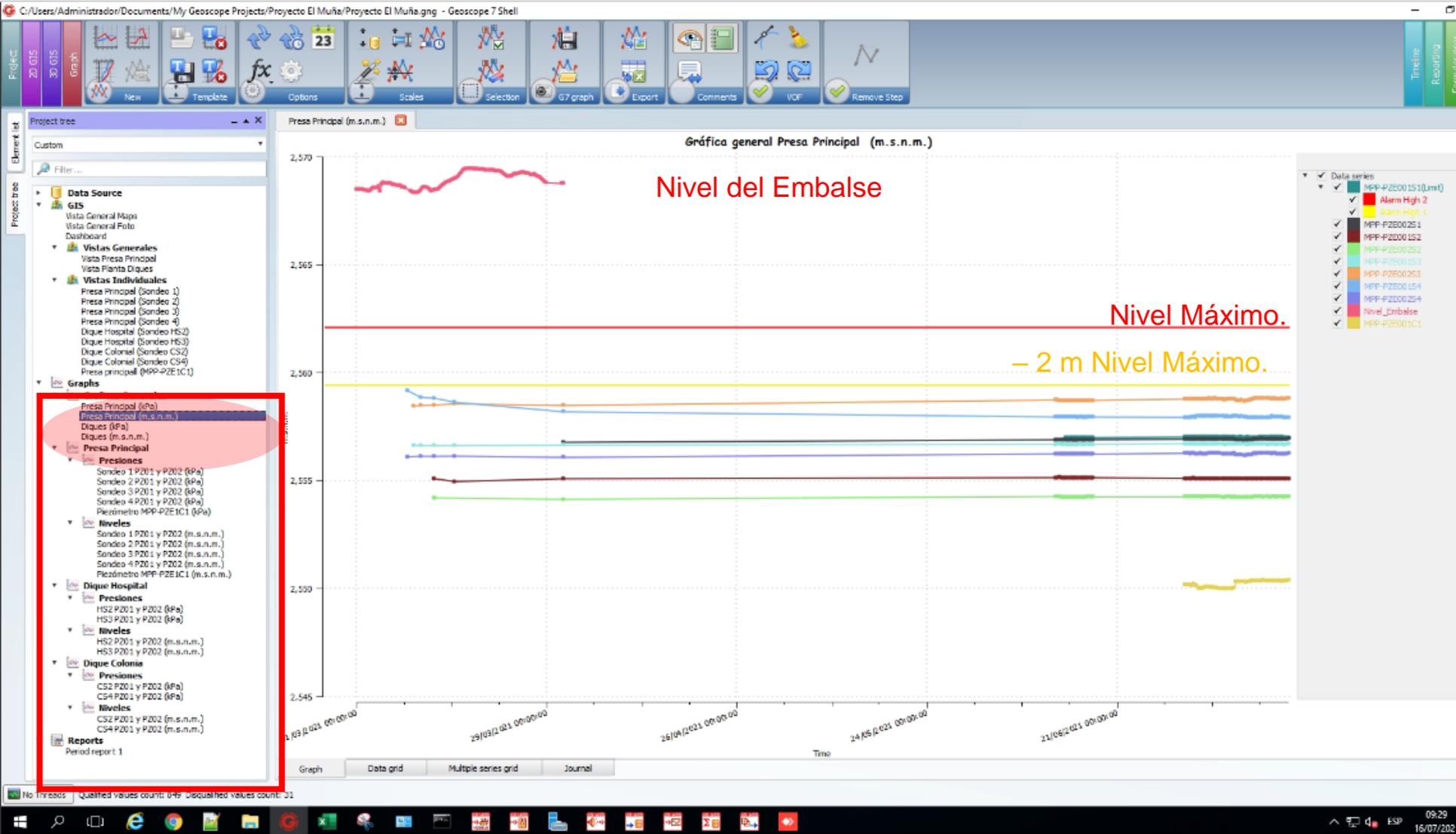
4 KM

DIQUES COLONIA Y HOSPITAL





CASO DE ÉXITO – EMBALSE MUÑA





CASO DE ÉXITO – REPRESA GUAVIO

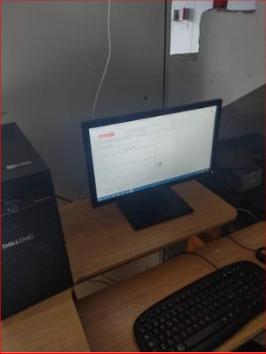




CASO DE ÉXITO – REPRESA GUAVIO



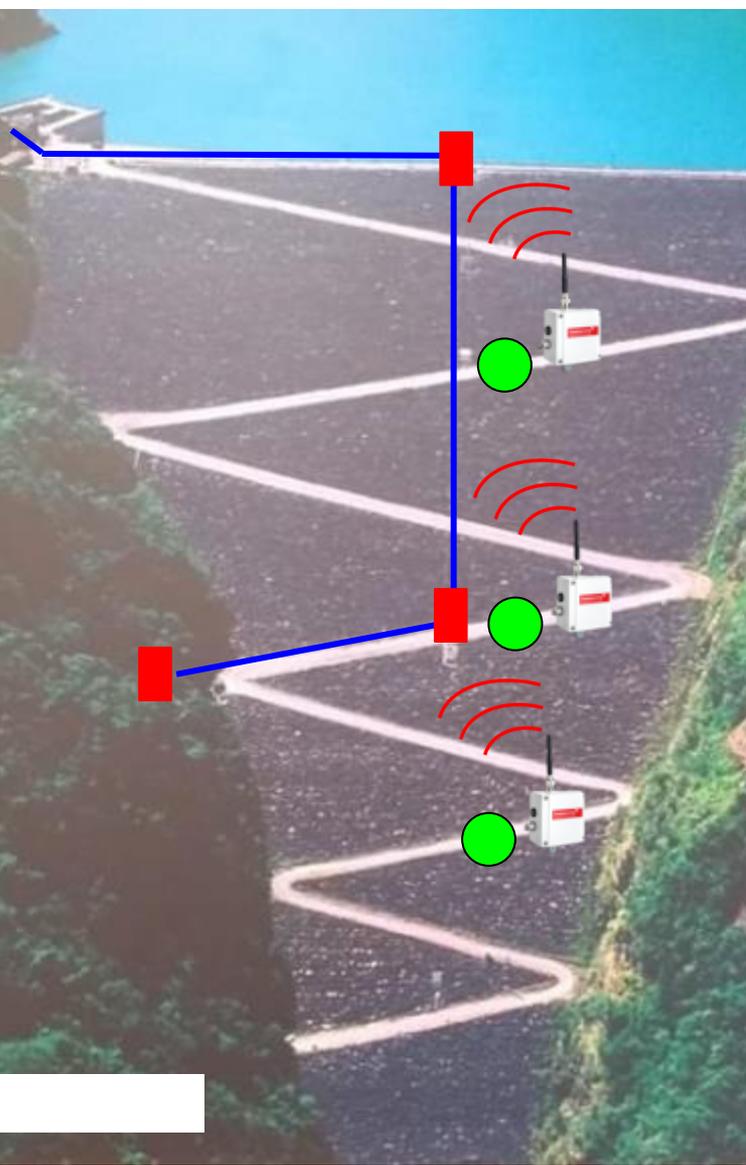
FIBRA OPTICA



ACELEROMETRO TRIAXIAL



CASO DE ÉXITO – REPRESA GUAVIO

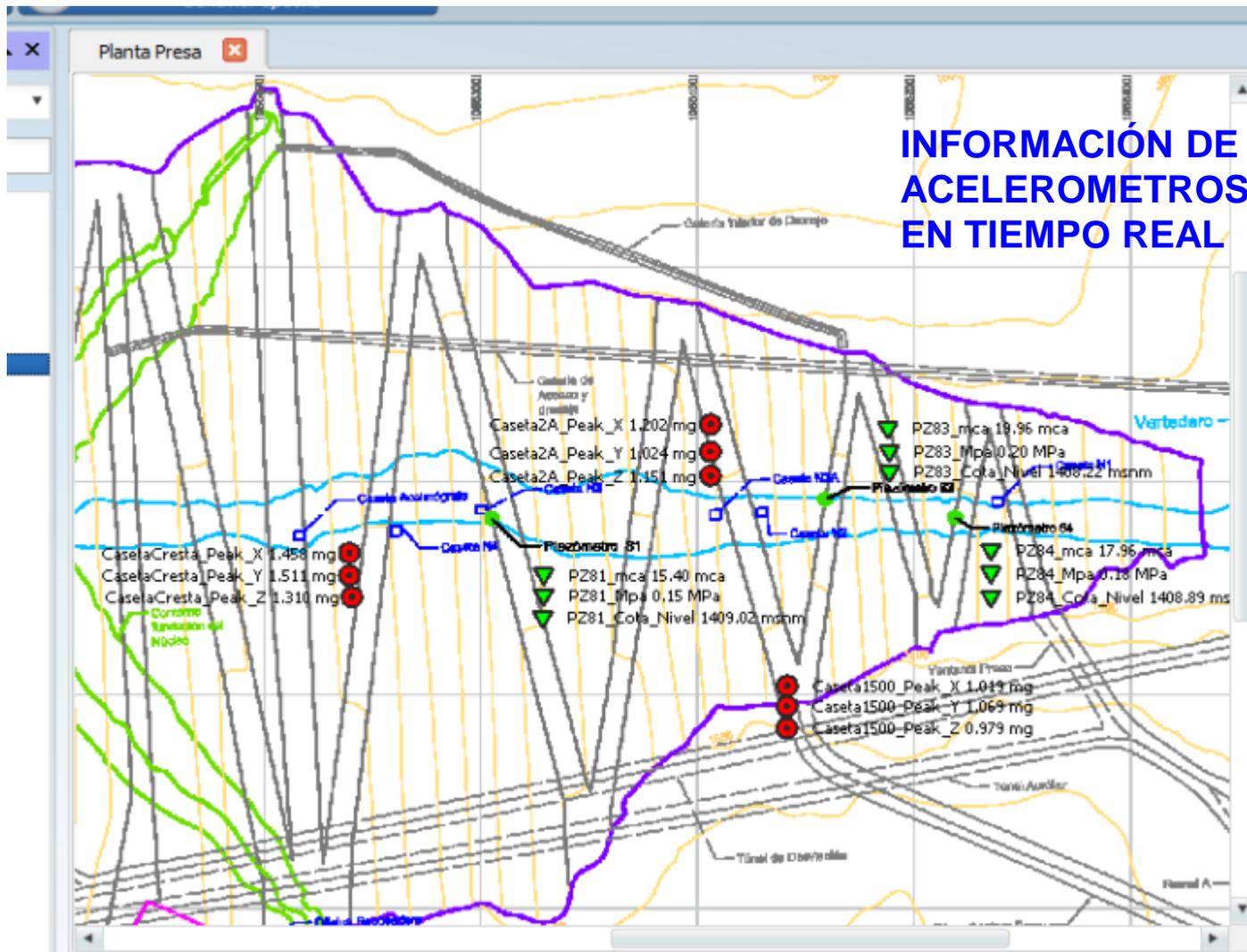


PIEZOMETRO HV



CASO DE ÉXITO – REPRESA GUAVIO

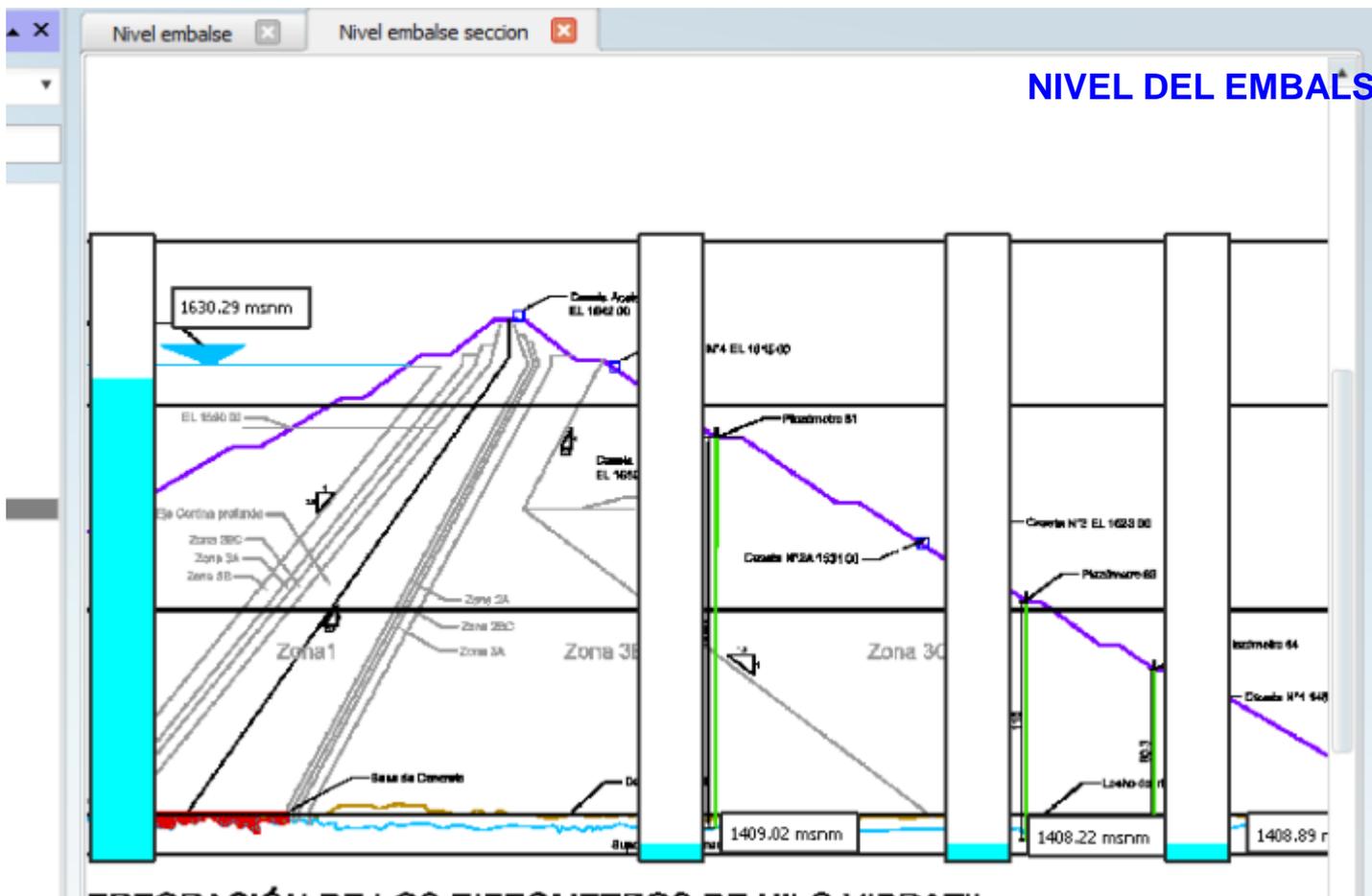
INFORMACIÓN DE ACELEROMETROS Y PIEZOMETROS EN TIEMPO REAL





CASO DE ÉXITO – REPRESA GUAVIO

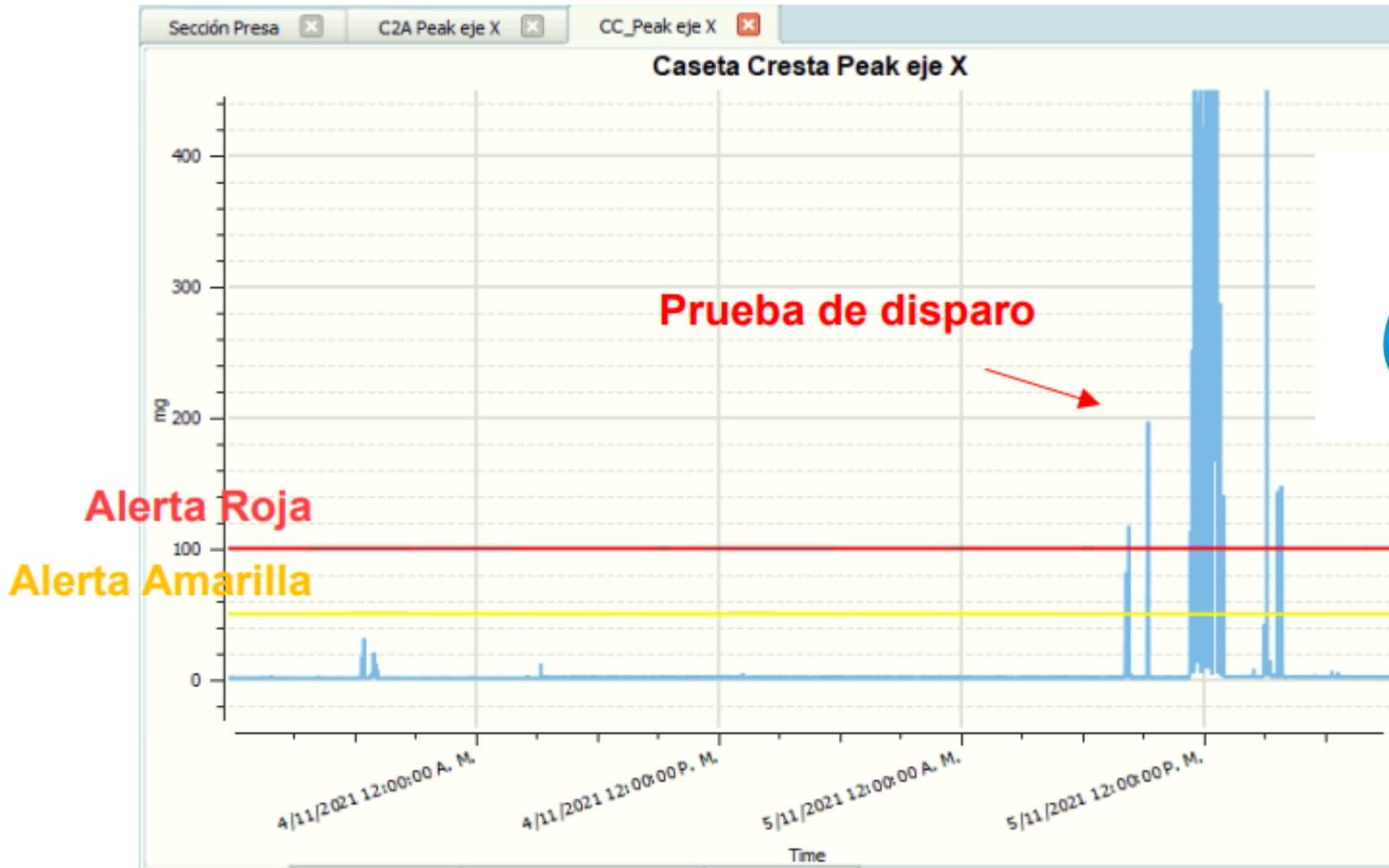
NIVEL DEL EMBALSE VS PIEZOMETROS





CASO DE ÉXITO – REPRESA GUAVIO

GENERACIÓN DE ALARMAS



EMAIL



CONCLUSIONES

Si bien es cierto el monitoreo manual de instrumentación permite conocer el comportamiento geotécnico de diferentes proyectos, cuenta con algunas limitantes que son resueltas por la automatización de la instrumentación.

La automatización de instrumentación empleando nuevas tecnologías como LoRA permite el ahorro de tiempo de implementación y costos en equipos, además de que los mantenimientos rutinarios se vuelven sencillos.

Se destaca como gran bondad de LoRA el ser una tecnología de largo alcance de transmisión de datos (15Km), contar con baterías de larga duración (+/-10 años) que permite la integración de diferentes tipos de sensores de monitoreo.

AGRADECIMIENTOS



A ENEL EMGESA POR PERMITIR PRESENTAR PARTE DEL TRABAJO REALIZADO EN CENTRALES MUÑA Y GUAVIO.



XVII CCG
I SSAG 2022

Cartagena



SCG

50
años
1971-2021

¡GRACIAS!



C&U
instrumentación

CONTACTO

 cyuinstrumentacion.com/

 (601) 6318683 (601) 6170262 (601) 2666203

 cyu@cyuinstrumentacion.com

 Calle 99 # 7A-51 Oficina 503- Bogotá - Colombia

XVII CONGRESO COLOMBIANO DE GEOTÉCNIA “EVALUACIÓN Y GESTIÓN DE RIESGOS GEOTÉCNICOS CON ÉNFASIS EN LOS EFECTOS DEL CAMBIO CLIMÁTICO”

14 al 18 de Noviembre de 2022



Implementación de un centro de monitoreo sísmico en depósitos de suelo potencialmente licuable, Cali

García, A.^{1,2}, Arango, S.², Gallo, L.², Cruz, A.², Sandoval, E.²

¹.Candidato a grado, ingeniero civil. Universidad del Valle

².Grupo de Investigación G7, Universidad de Valle.



Contenido.

Introducción

Análisis de registros de referencia

Caracterización de la zona

Centro de monitoreo sísmico
Aguablanca, Cali (COALA)

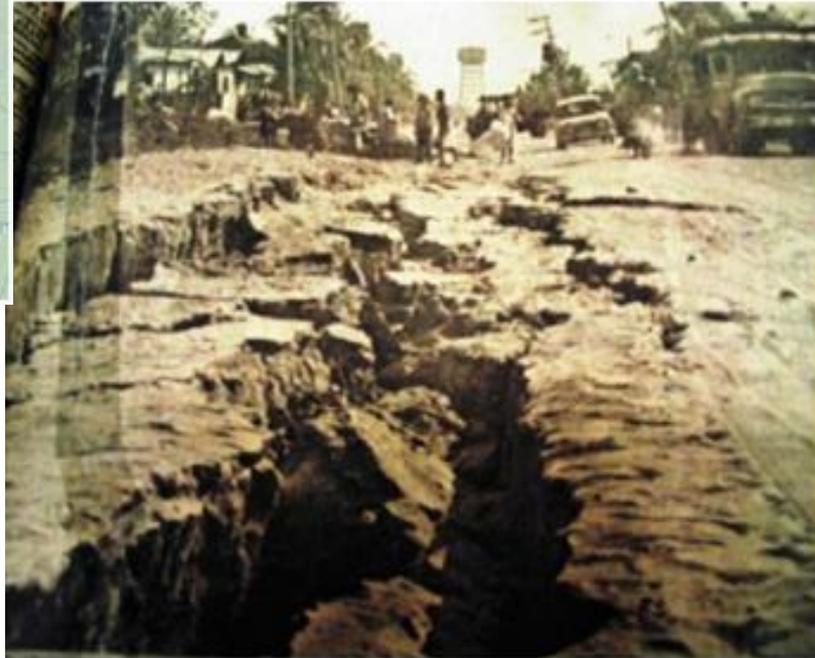


Licuación





Tumaco 1979, Mw 7.8





Santiago de Cali

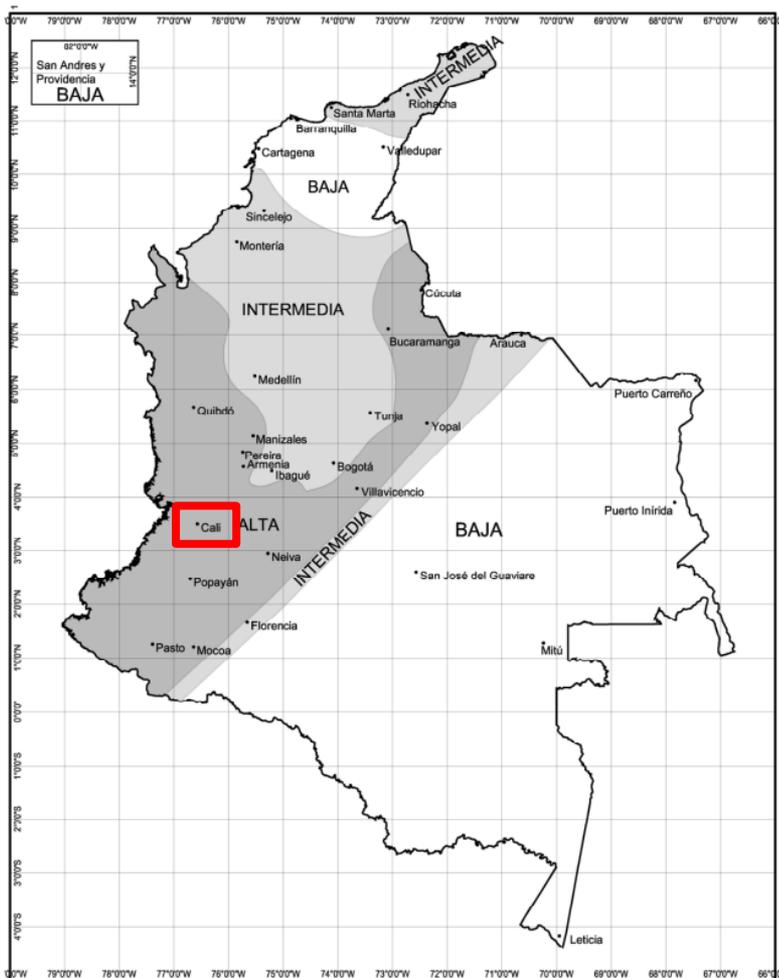
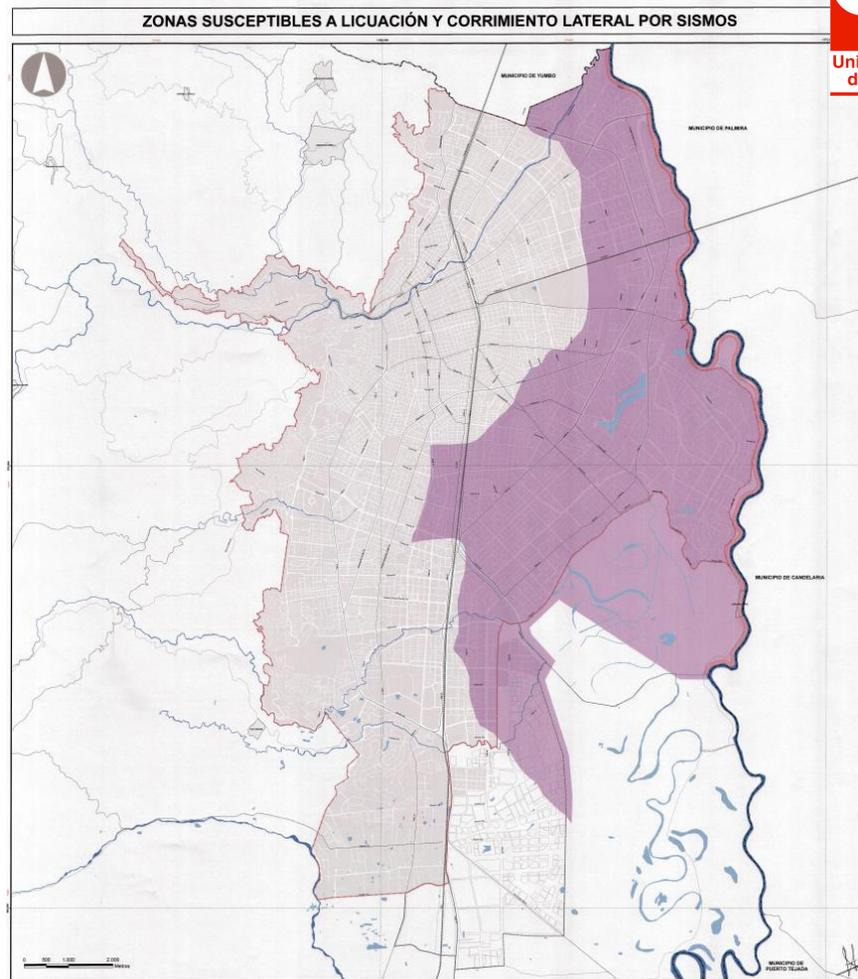


Figura A.2.3-1 — Zonas de Amenaza Sísmica aplicable a edificaciones para la NSR-10 en función de A_a y A_v

Amenaza sísmica alta



Depósitos potencialmente licuables

INTRODUCCIÓN



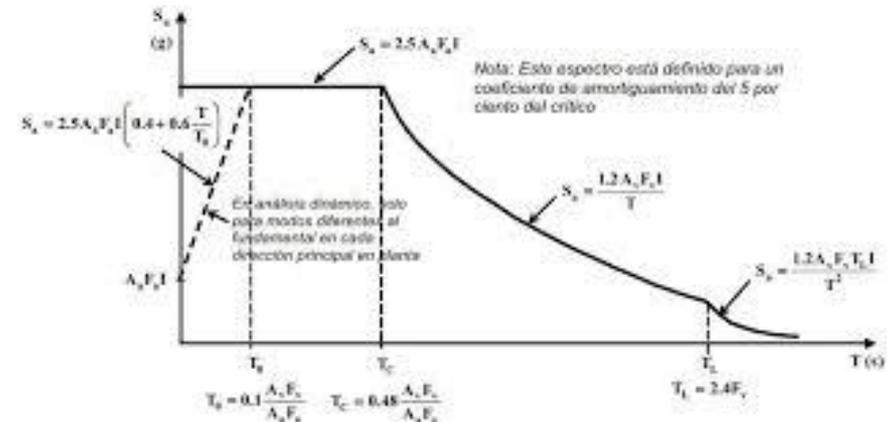
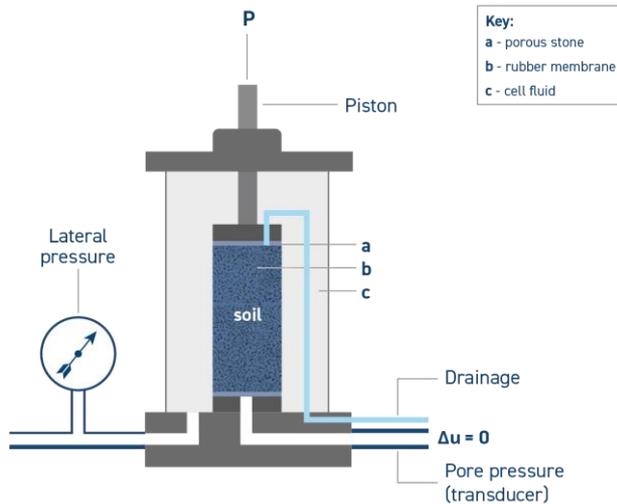
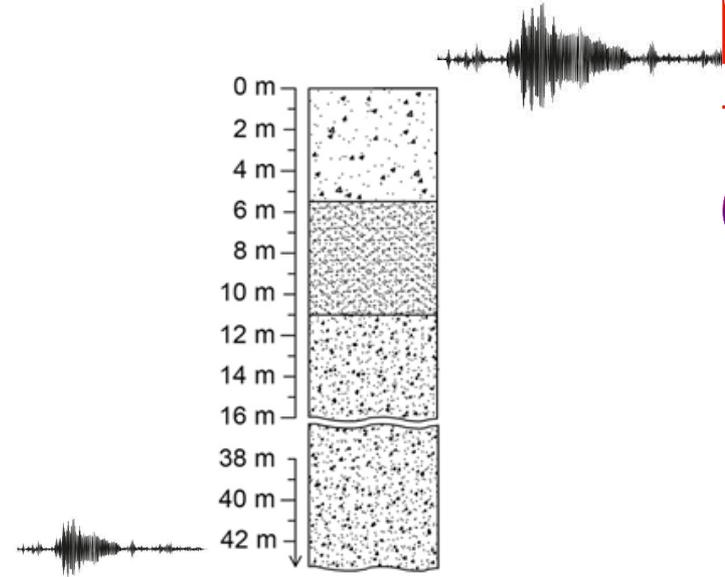
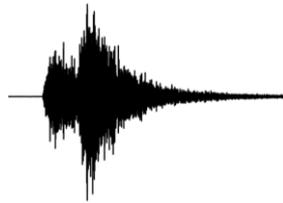
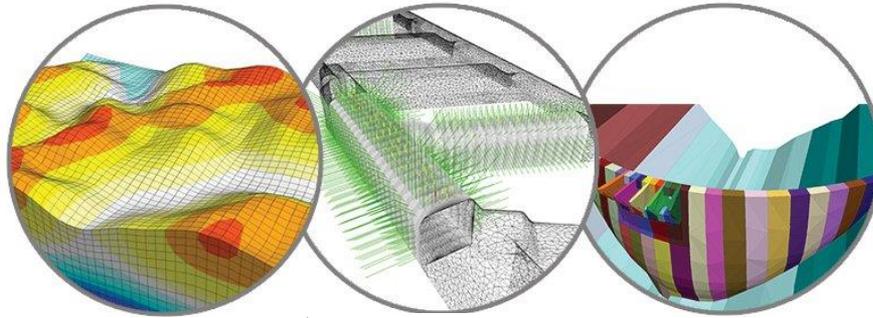
Relevancia del centro de monitoreo

■ 40 % población de Cali



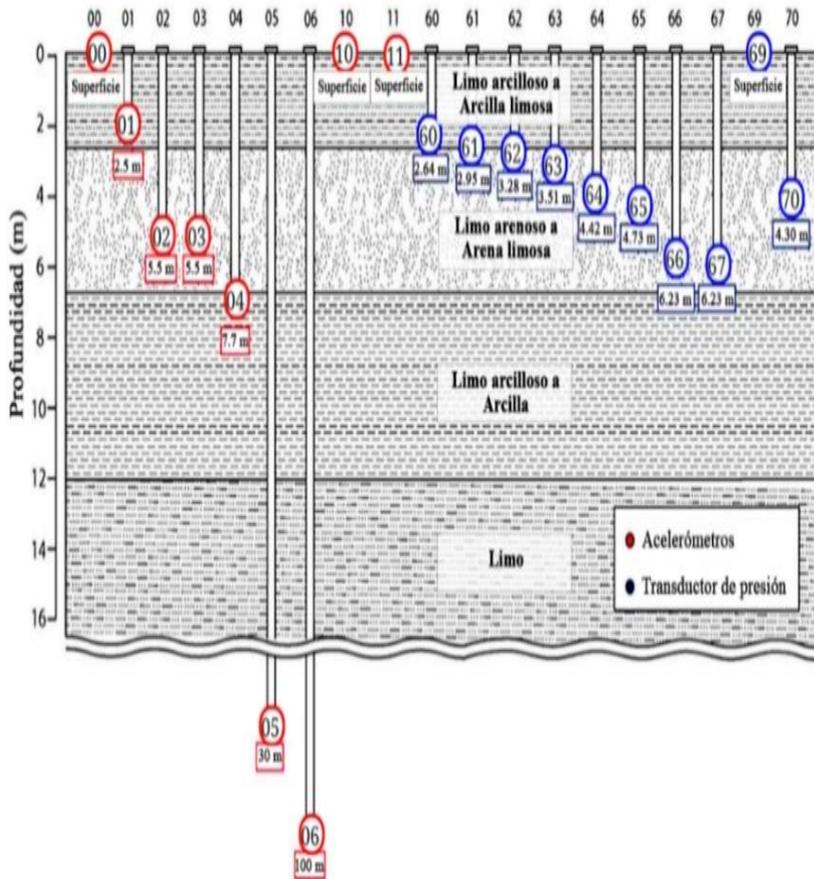


Relevancia del centro de monitoreo

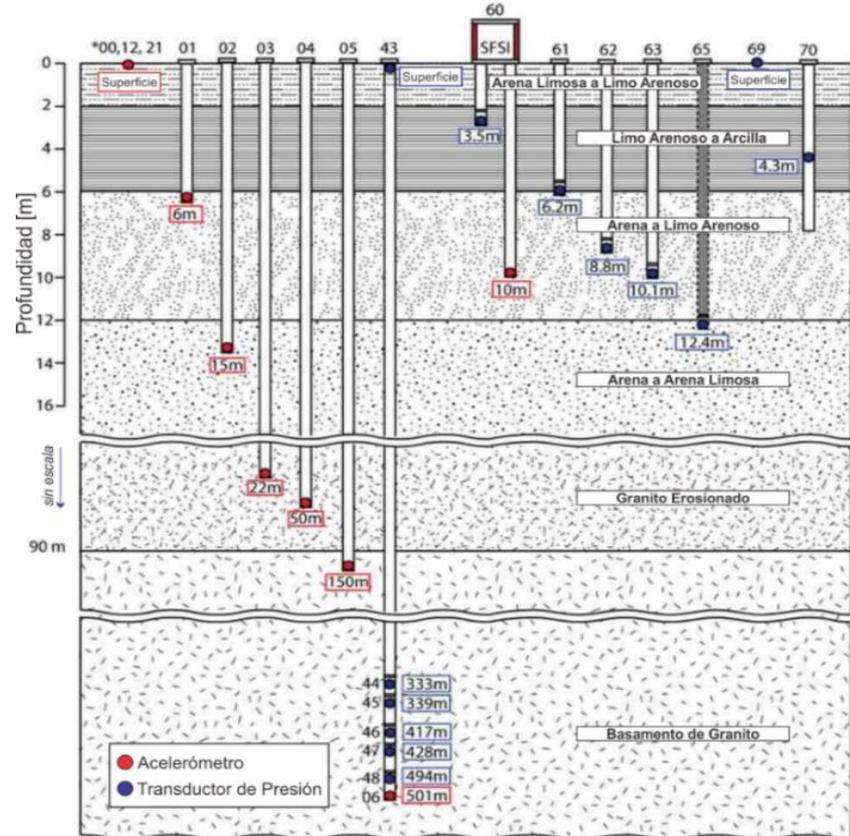




Centros de monitoreo de referencia



Wildlife Liquefaction Array

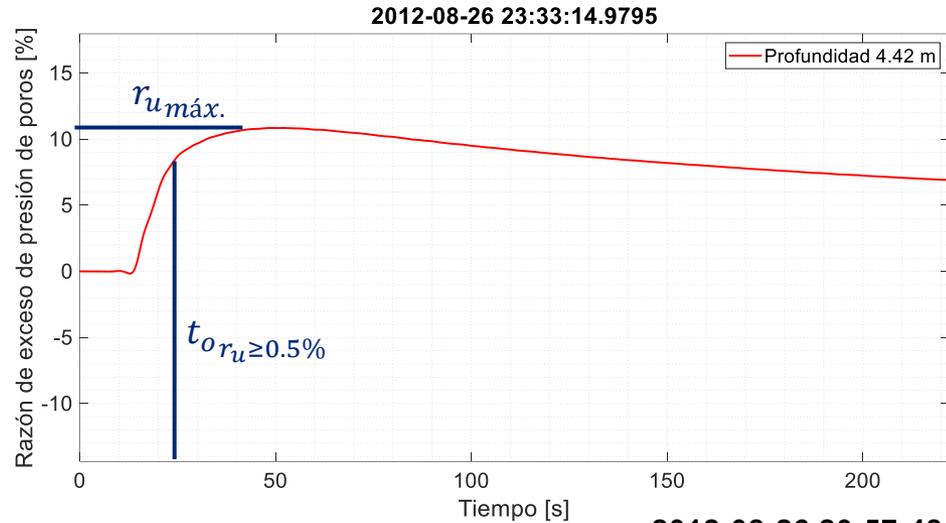


Garner Valley Downhole Array

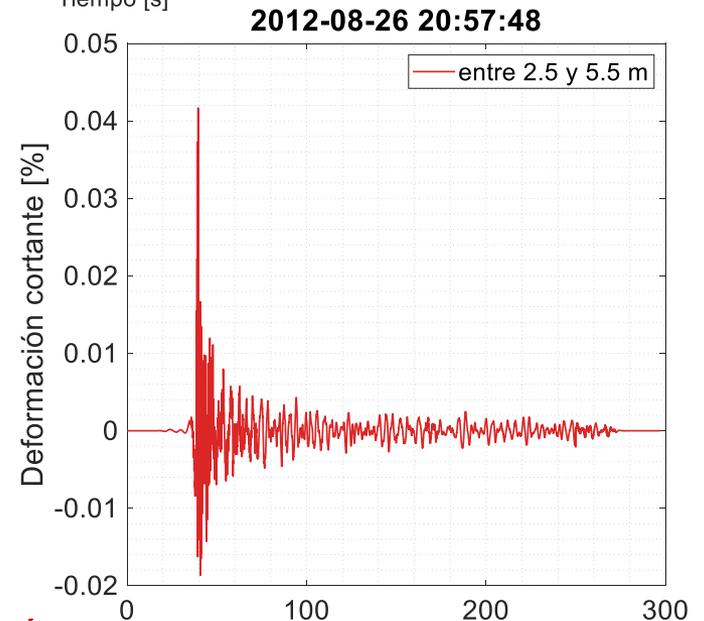
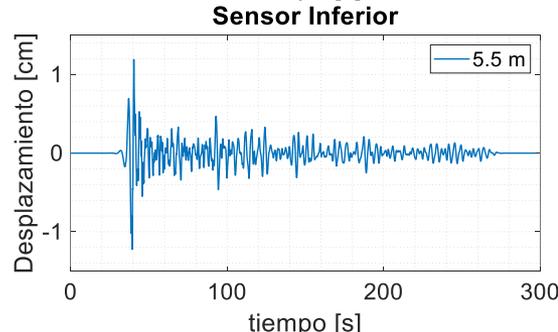
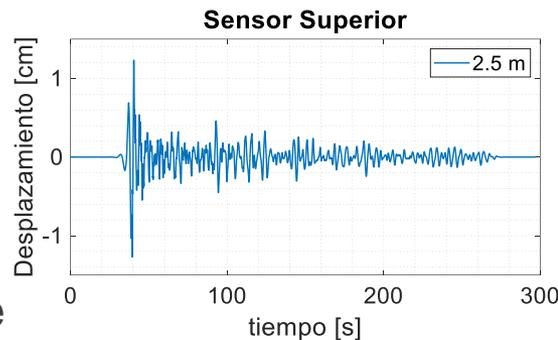


Parámetros de estudio

Registros piezométricos



Deformación cortante

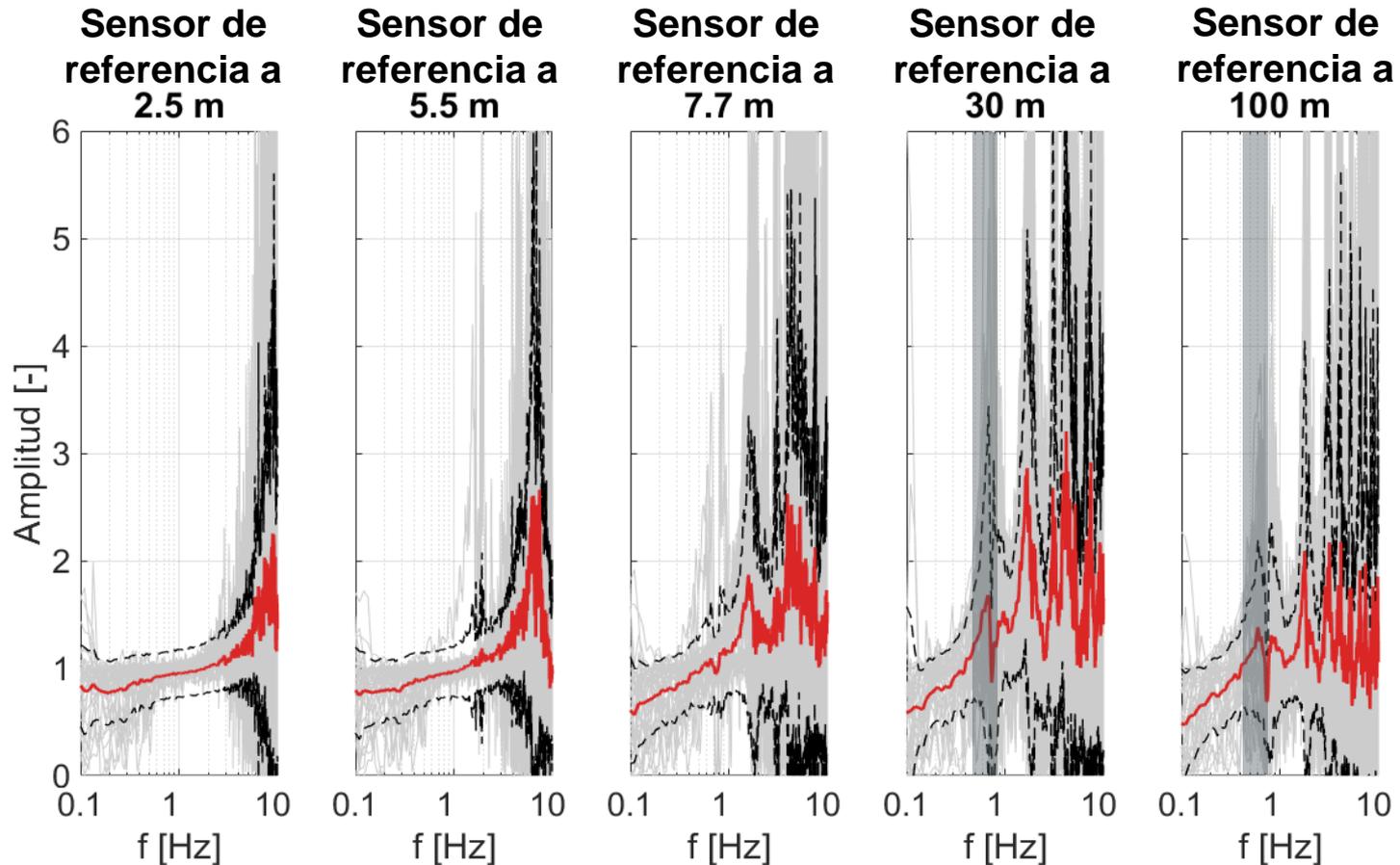


ANÁLISIS DE REGISTROS DE REFERENCIA



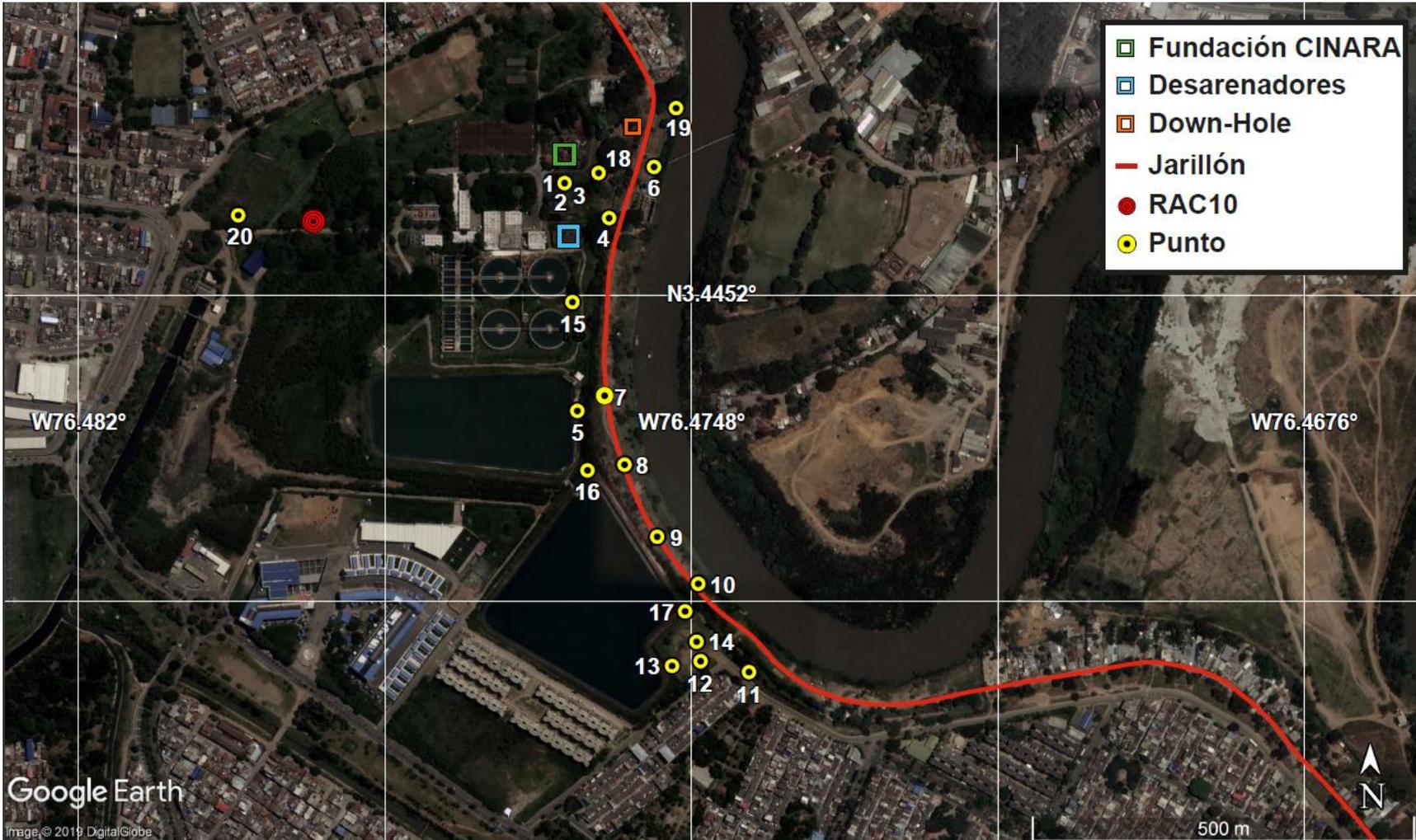
Parámetros de estudio

Frecuencia fundamental



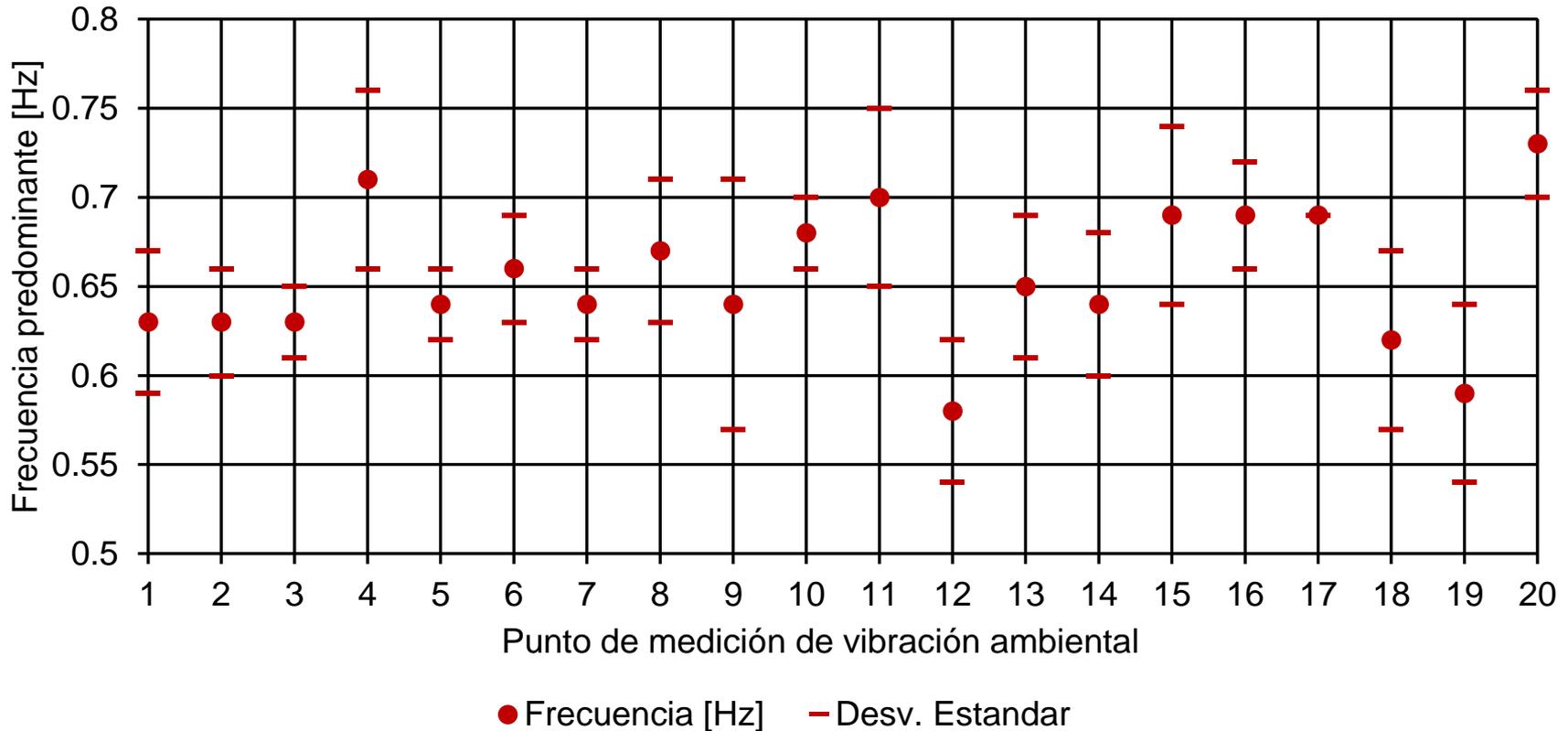


Campaña de microtrepidaciones



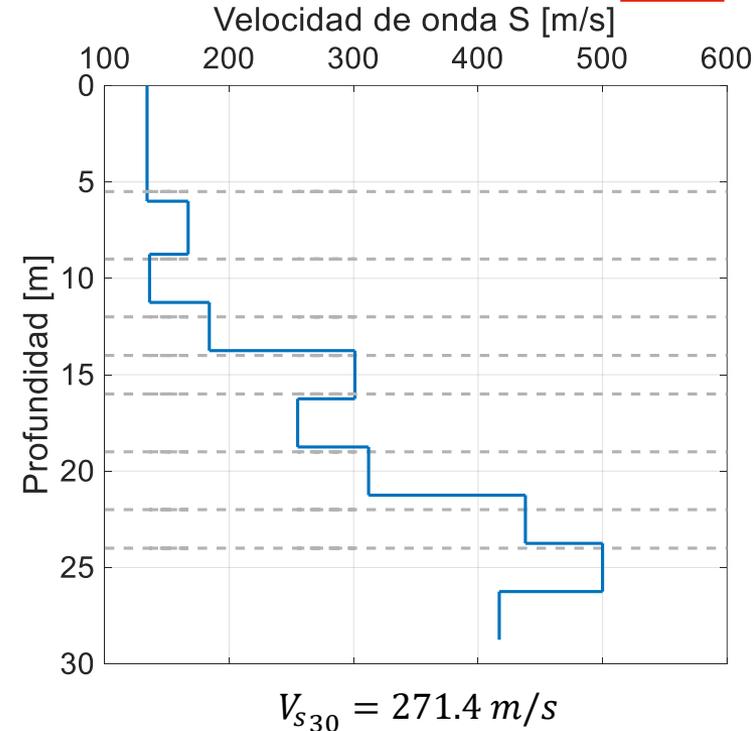
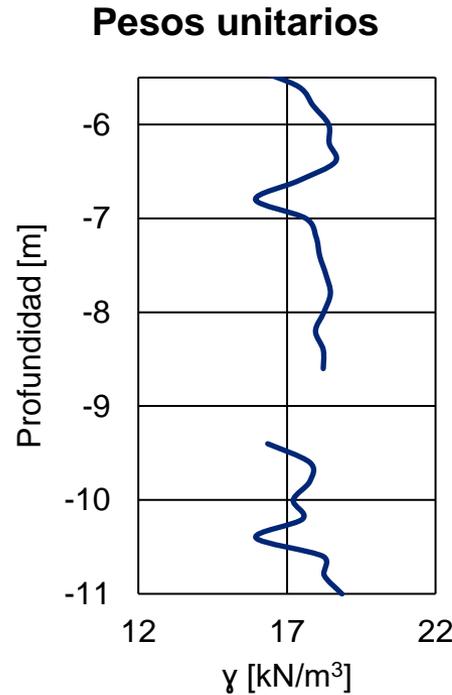
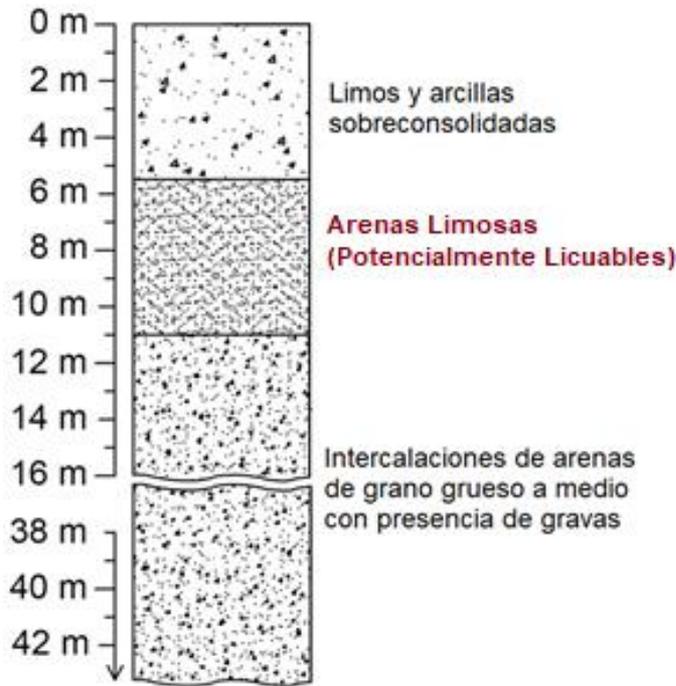


Frecuencia fundamental





Perfiles geotécnicos

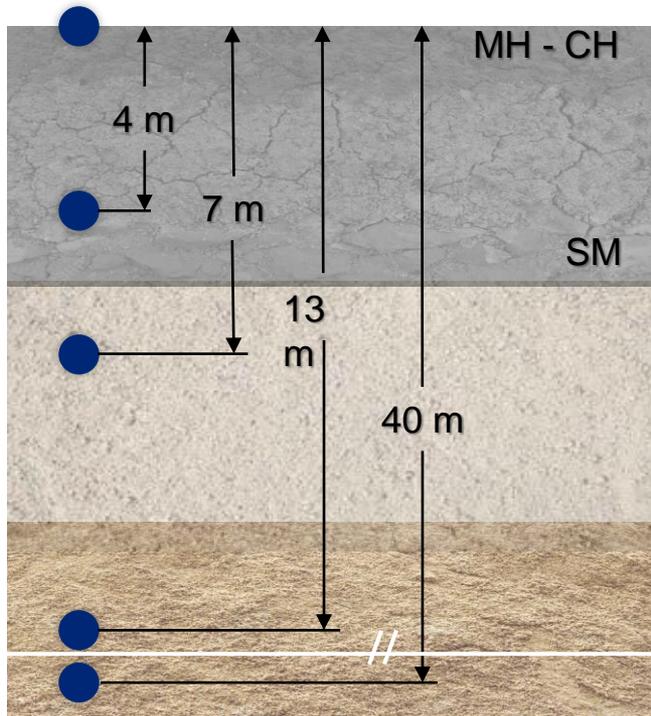


$$\phi' \ 28 - 40^\circ$$

$$C_u \ 0,9 - 40 \text{ kN/m}^2$$

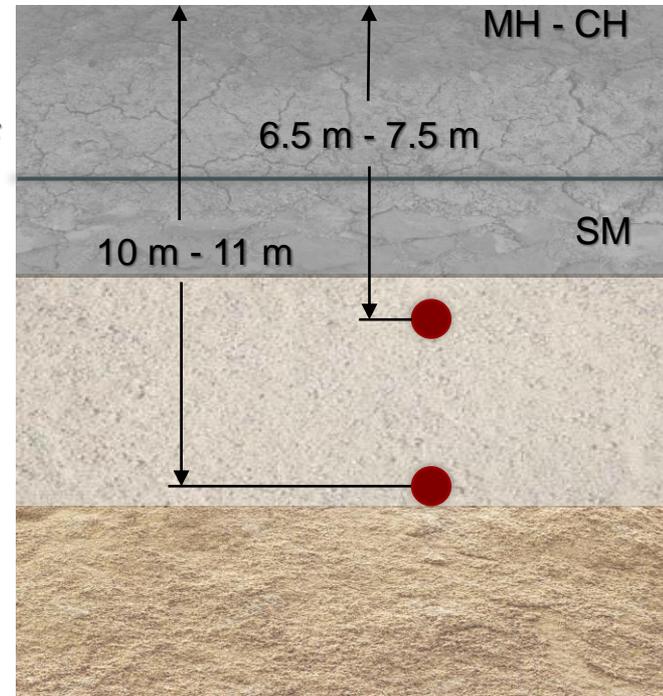


Profundidades óptimas de instrumentación



Sismómetros/acelómetros

Estrato
Licuable



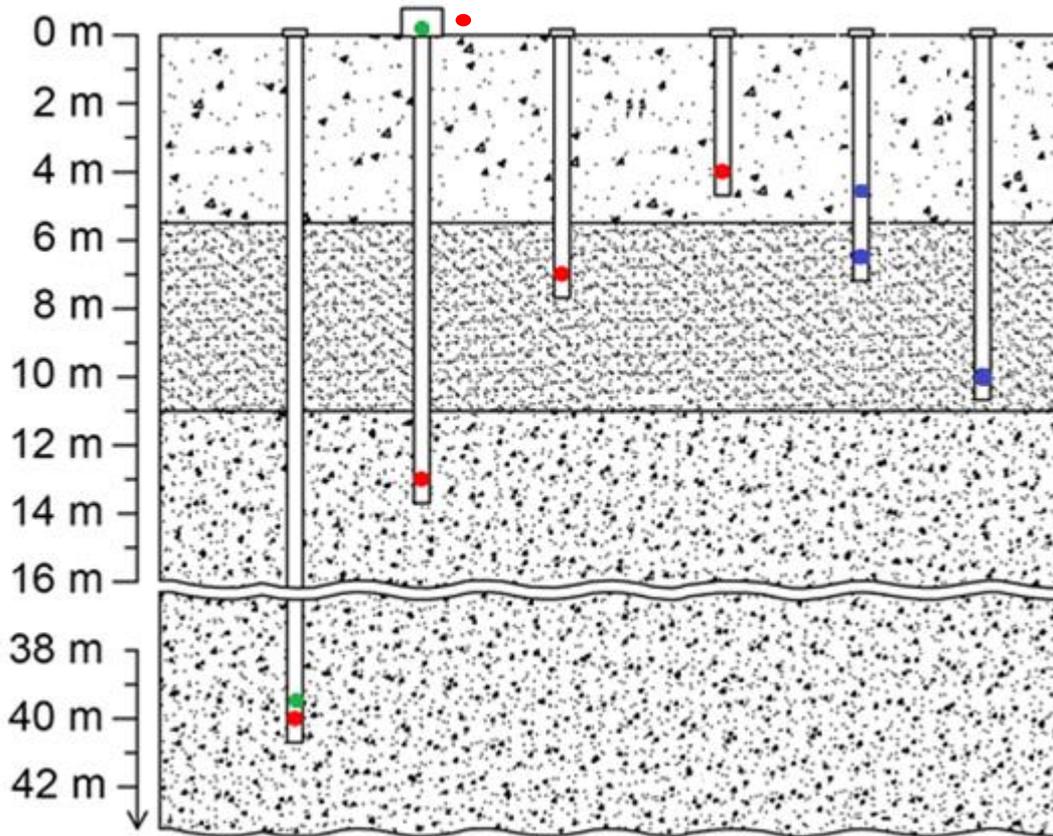
Piezómetros

Estrato
Licuable

N.A.F



Propuesta de implementación



CENTRO DE OBSERVACIÓN Y ANÁLISIS DE LICUACIÓN EN AGUABLANCA

- Sismómetros.
- Piezómetros
- Acelerómetros



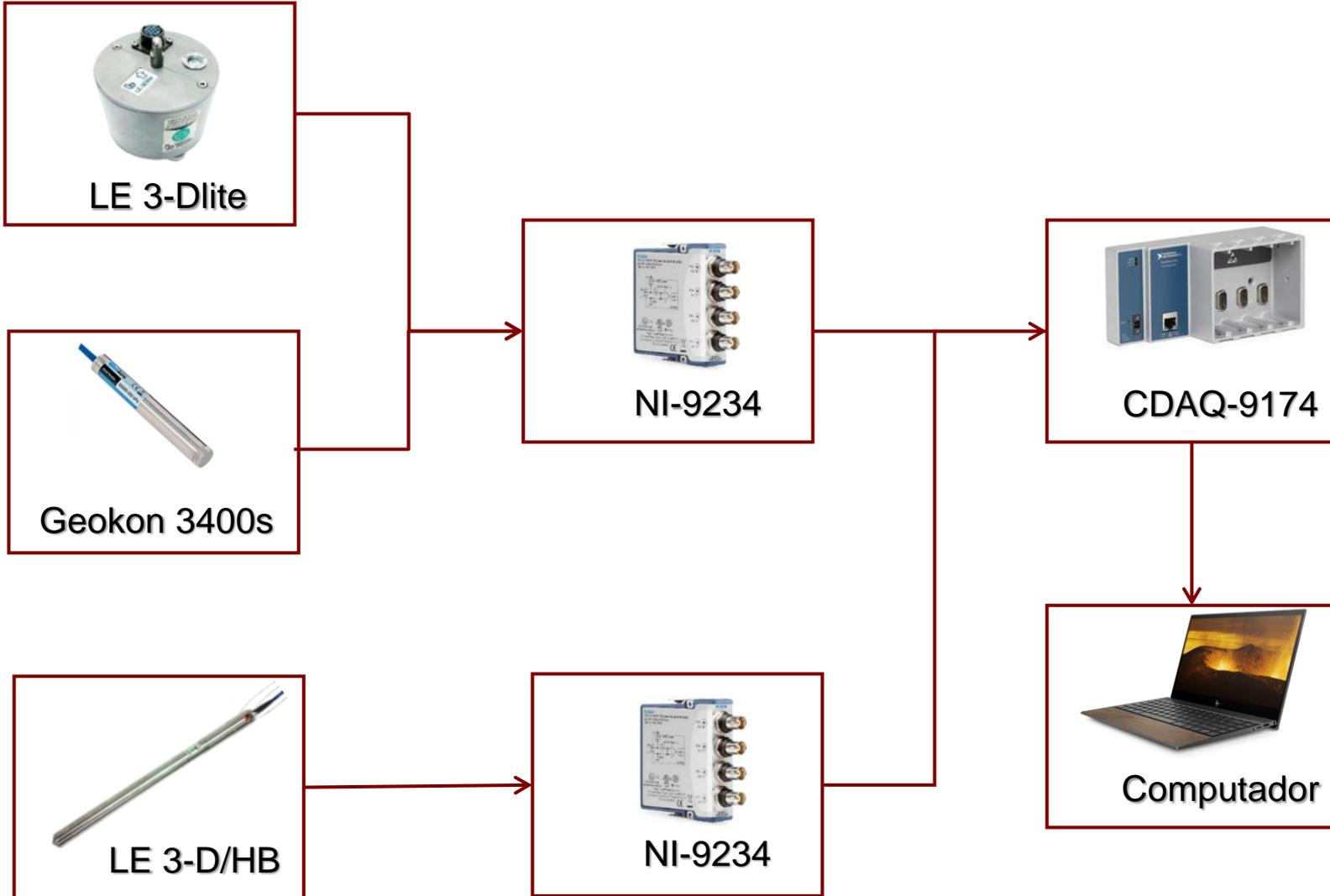
Ubicación



CENTRO DE MONITOREO



Equipos





Profundidad de los equipos

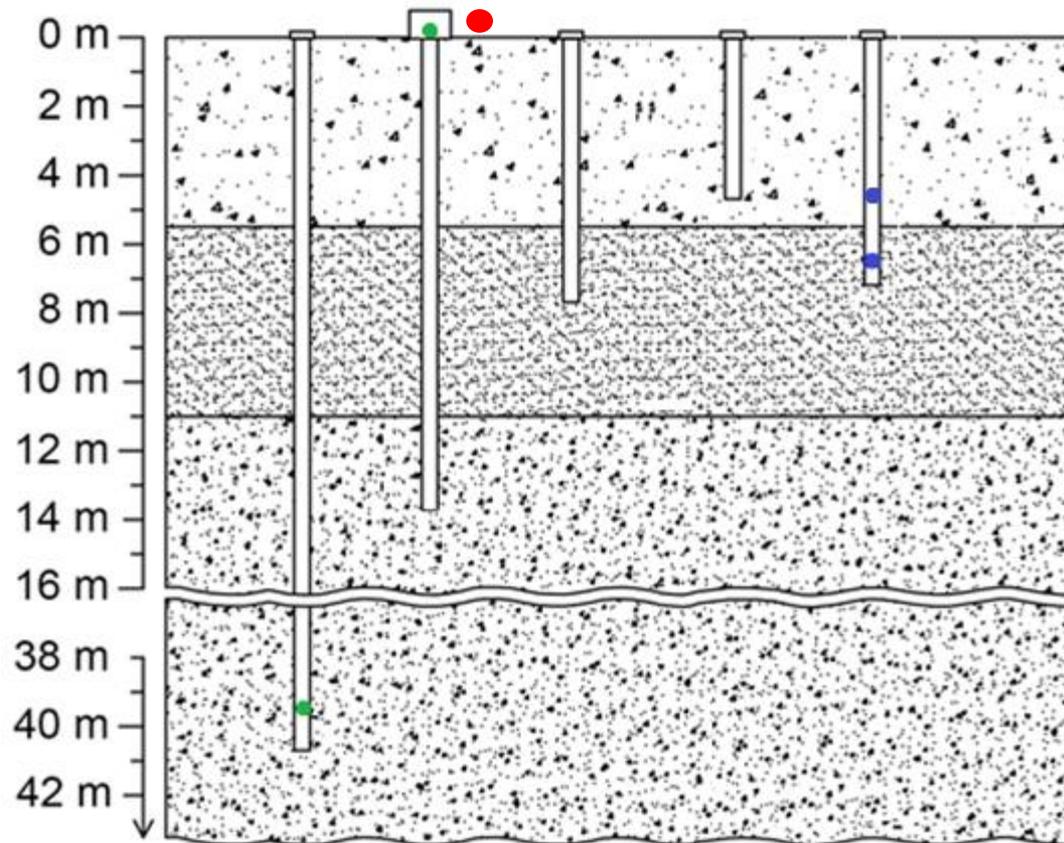


- Sismómetros.
- Piezómetro
- Acelerómetro.



SA 307LN
± 2 G

CENTRO DE MONITOREO

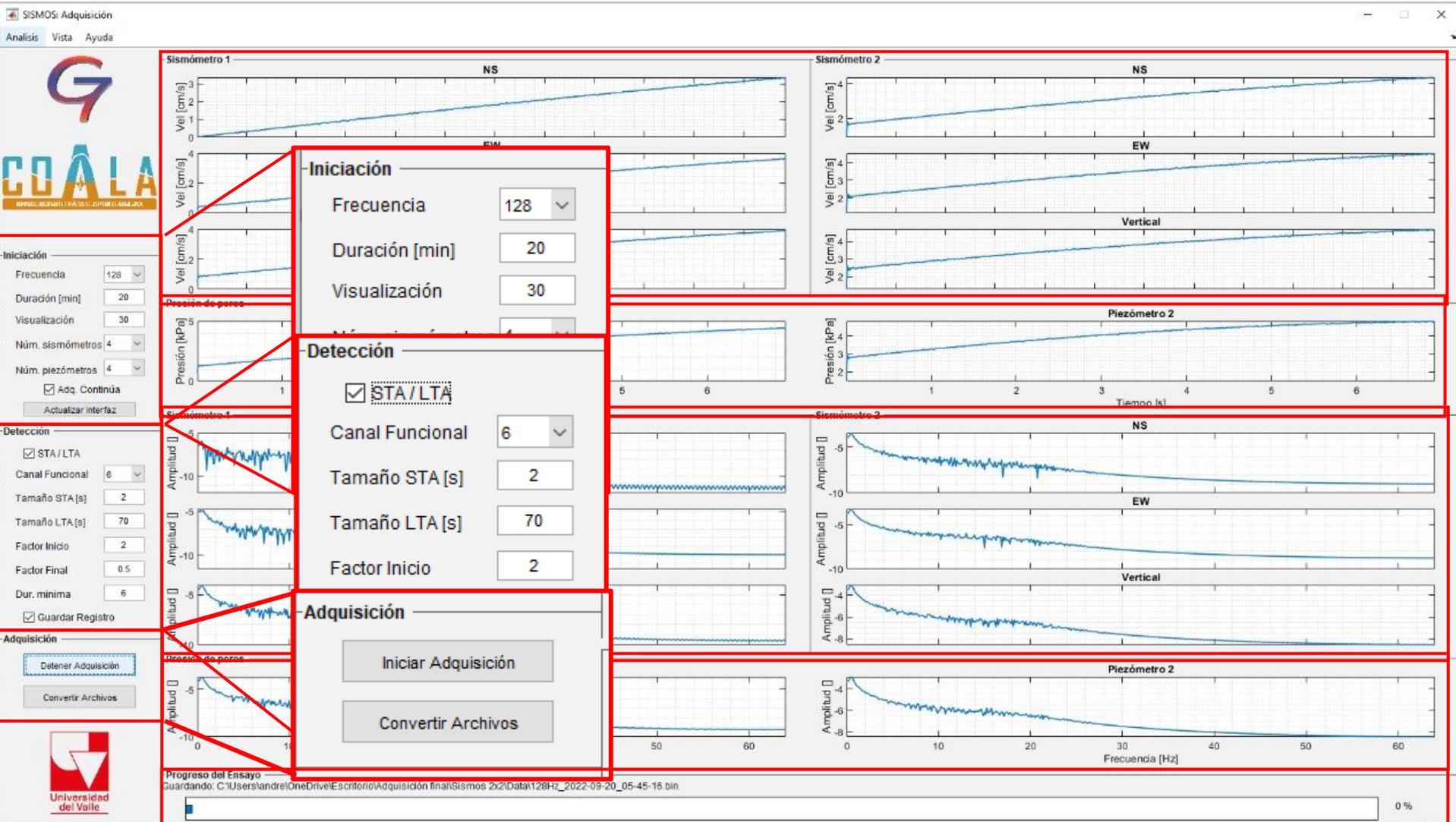




Sistema de monitoreo sísmico SISMOS

SISMOS: Adquisición

Analisis Vista Ayuda



Iniciación

Frecuencia: 128

Duración [min]: 20

Visualización: 30

Detección

STA/LTA

Canal Funcional: 6

Tamaño STA [s]: 2

Tamaño LTA [s]: 70

Factor Inicio: 2

Adquisición

Iniciar Adquisición

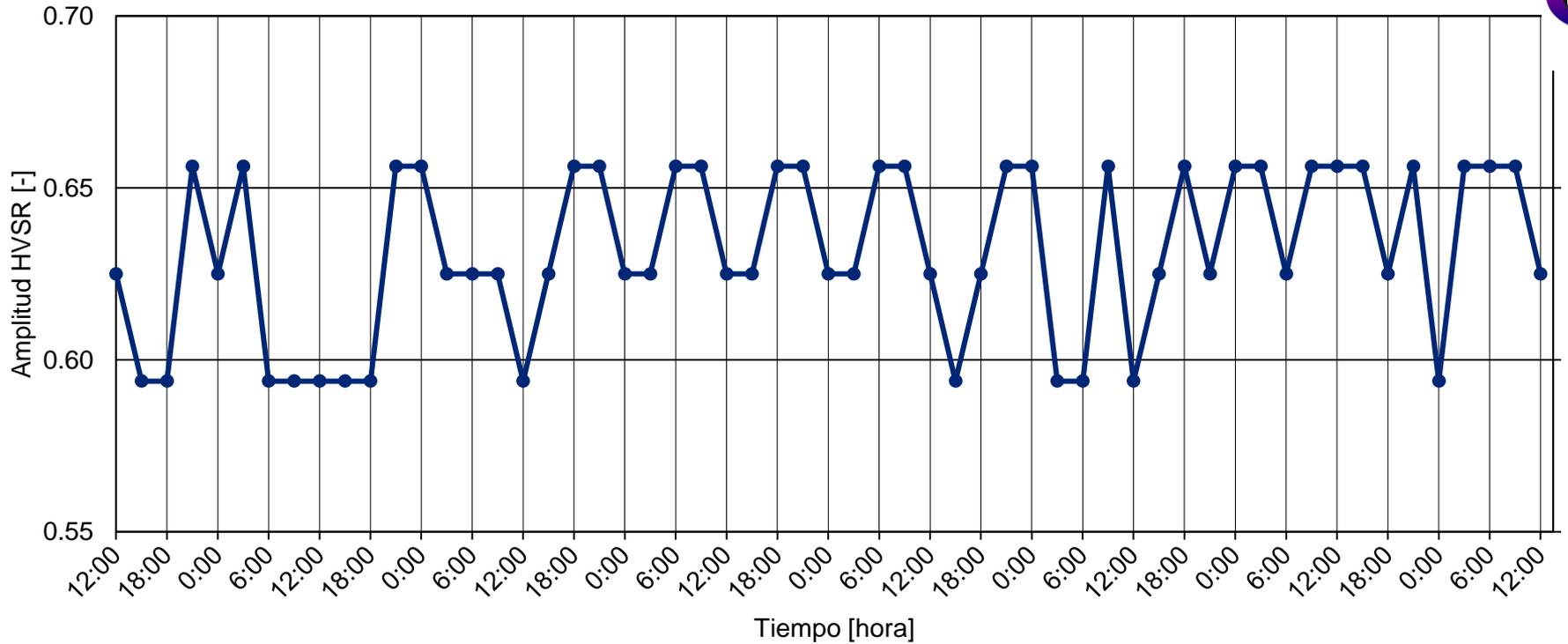
Convertir Archivos

Progreso del Ensayo
Guardando: C:\Users\andre\OneDrive\Escritorio\Adquisición final\Sismos 2x2\Data\128Hz_2022-09-20_05-45-16 bin

0 %

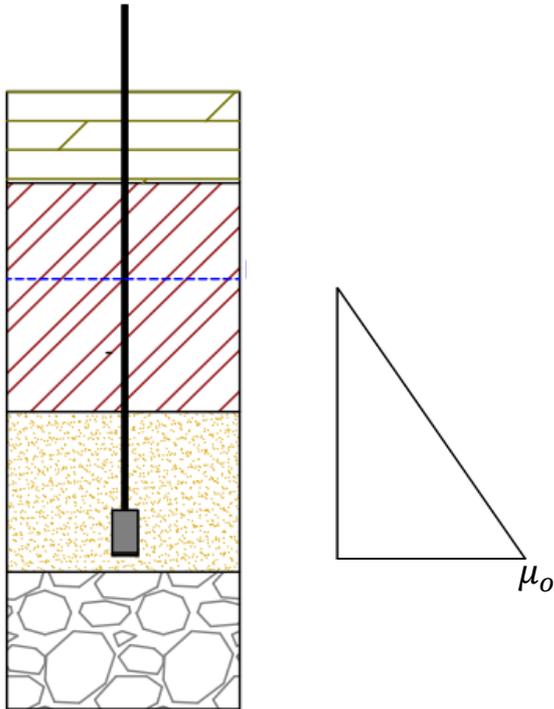


Verificación de los sismómetros



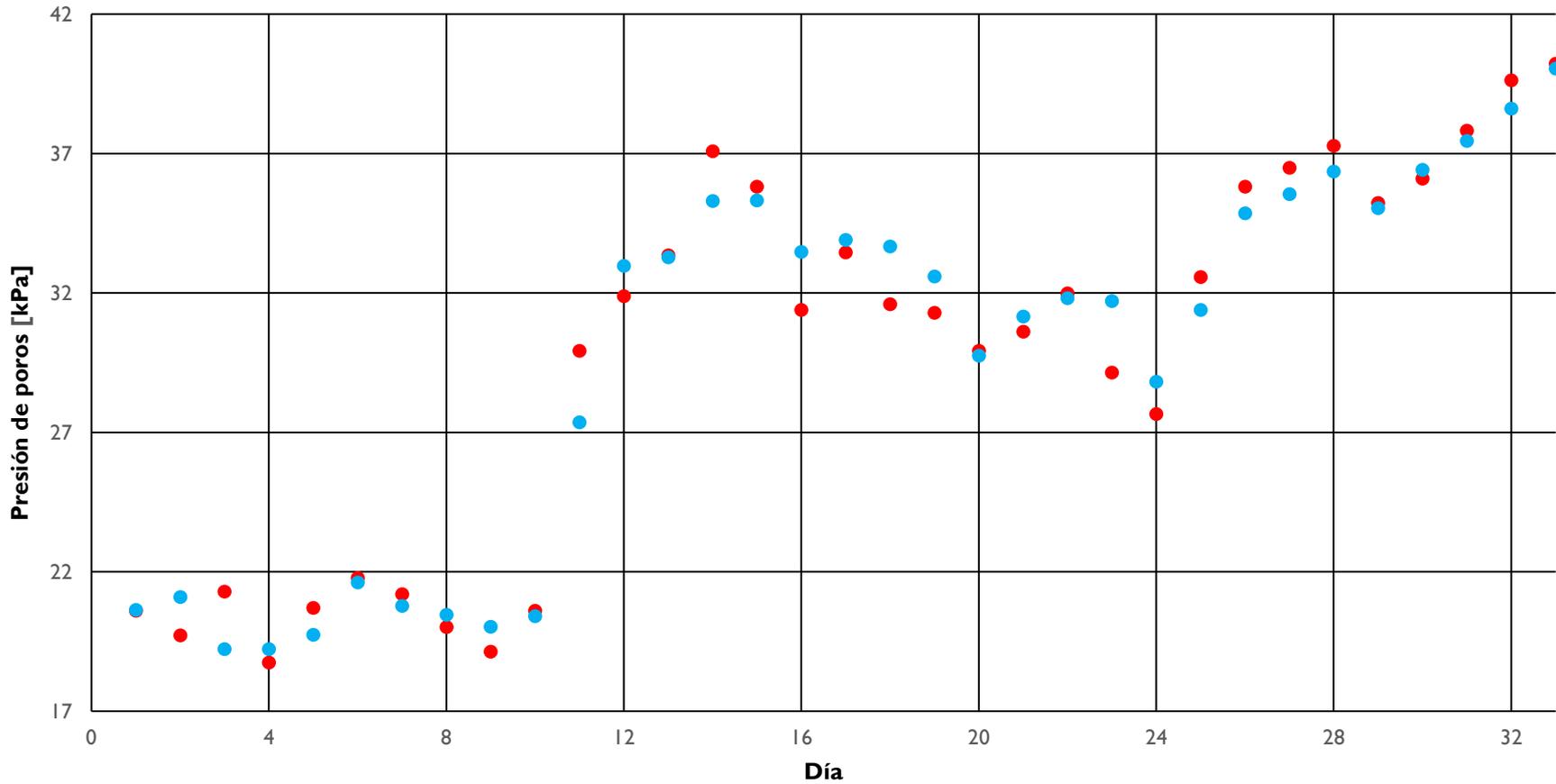


Verificación de piezómetros





Verificación de piezómetros



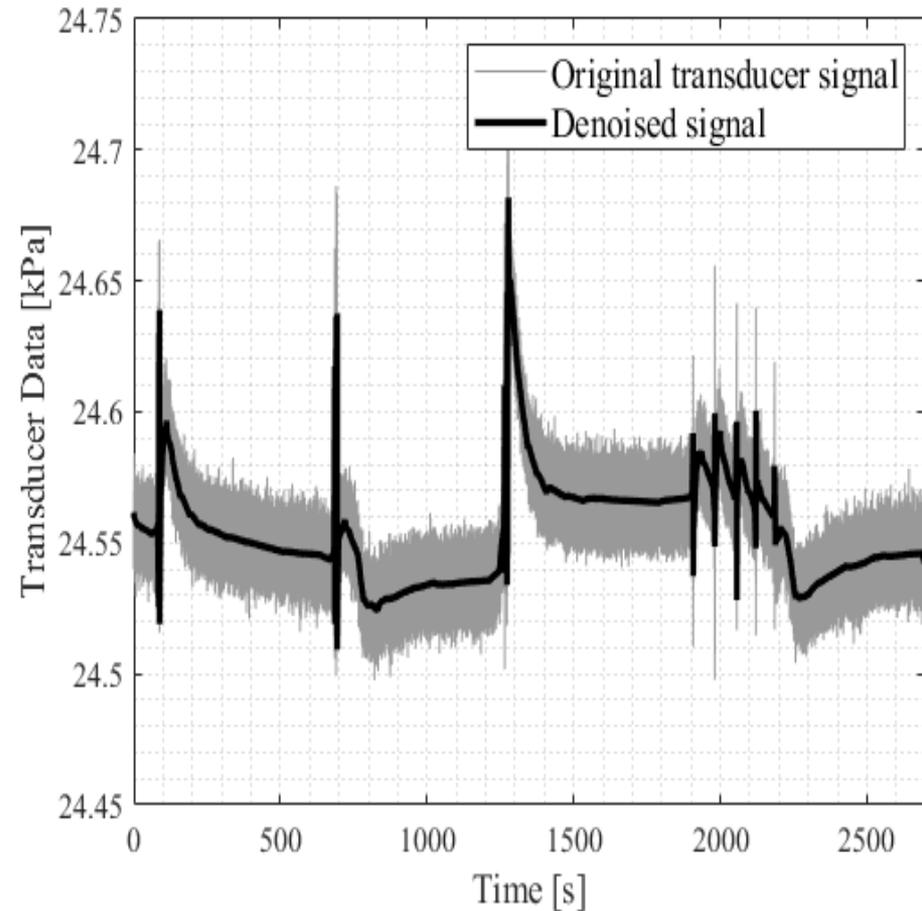
● NAF

● Lectura del equipo



Centro de monitoreo

Respuesta dinámica del piezómetro





Sismos registrados





Sismos registrados

Fuentes sismogénicas	Magnitud M_L						Total
	3.5-3.7	4.0-4.2	4.3-4.5	4.6-4.8	4.9-5.1	5.8-6.1	
Zona de Benioff	2	3	0	1	2	0	8
Cortical	1	5	6	3	1	2	18
Subd.superficial	0	2	1	1	1	0	5
Subd. Profunda	1	4	0	1	1	0	7
Total	4	14	7	6	5	2	38





Página web



Trabajos de grado, Geociencias x +

sites.google.com/correounivalle.edu.co/coala/trabajos-de-grado-geociencias?authuser=0

Inicio Descripción ▾ Datos ▾ Publicaciones ▾ Trabajos de grado, Geociencias Contáctenos

CARACTERIZACIÓN REOLÓGICA DE SUSPENSIONES DE BENTONITA DE ANDALUCÍA MODIFICADAS CON PIROFOSFATO DE SODIO PARA EL MEJORAMIENTO DE SUELOS POTENCIALMENTE LICUABLES. Díaz, D.

Descargar

CRITERIOS GEOMORFOLÓGICOS APLICADOS A LA DETERMINACIÓN DEL POTENCIAL DE LICUACIÓN DE LA LLANURA ALUVIAL DEL RÍO CAUCA, DISTRITO DE AGUABLANCA, SANTIAGO DE CALI, Maya, D.

Descargar

IMPLEMENTACIÓN DE UN SISTEMA PARA LA EVALUACIÓN DEL EFECTO DE SITIO DEL SUELO DEL EDIFICIO 350 . Gallo, L.

Descargar



Agradecimientos

Esta investigación fue realizada con apoyo del Grupo de Investigación en Ingenierías Sísmica, Eólica, Geotécnica y Estructural (G-7) de la Universidad del Valle; en el marco de los proyectos de investigación:

- i) “Evaluación de Métodos Convencionales para la Determinación y Mitigación del Potencial de Licuación en Suelos”, con código 11067-710-51485, financiado por COLCIENCIAS de acuerdo con el contrato FP44842-022-2016;
- ii) “Investigación y Desarrollo a Escala de Prototipo de la Tecnología de Filtración en Lecho de Río desde el Río Cauca para la Ciudad de Cali”, financiado por EMCALI EICE ESP según contrato interadministrativo No. 300-GAA-CIA-1162-2017;
- iii) “Implementación de un Centro de Monitoreo Sísmico en los Depósitos de Suelo Potencialmente Licuables de Santiago de Cali”, con centro de información (C.I) 21088, financiado por la Universidad del Valle mediante la Convocatoria Interna 2019-119



¡GRACIAS!

¿Preguntas?

andres.barrera@correounivalle.edu.co
eimar.sandoval@correounivalle.edu.co

**XVII CONGRESO COLOMBIANO DE GEOTÉCNIA “EVALUACIÓN Y
GESTIÓN DE RIESGOS GEOTÉCNICOS CON ÉNFASIS EN LOS
EFECTOS DEL CAMBIO CLIMÁTICO”**

14 al 18 de Noviembre de 2022



**Evaluación De La Interacción Suelo-Estructura En El Hincado
De Tubería (Pipe Jacking) Con Tecnología Trenchless**

**CHRISTIAN SEBASTIAN CAGUA MORENO ¹, MARIA CAMILA HERNÁNDEZ VILLALBA²,
JORGE ARTURO PINEDA JAIMES ³**

^{1,2} Programa de Ingeniería Civil, Universidad Distrital Francisco José de Caldas.

**³ Maestría en Ingeniería Civil, Universidad Distrital Francisco José de Caldas,
Colombia; Departamento de Ingeniería Civil y Agrícola, Universidad Nacional de
Colombia, Sede Bogotá.**





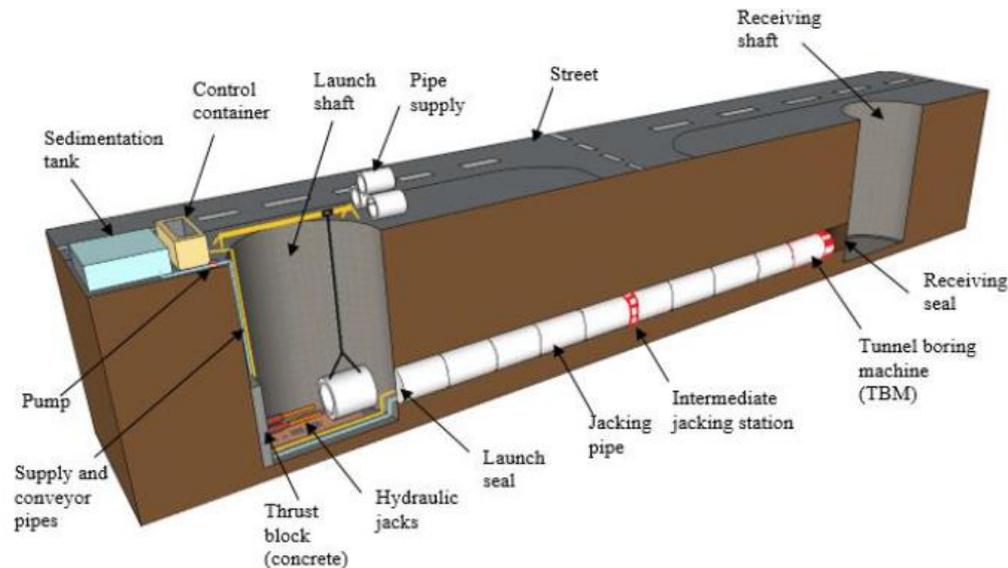
CONTENIDO

1. Introducción y motivación.
2. Modelación tridimensional.
3. Análisis de resultados.
4. Conclusiones y recomendaciones.
5. Bibliografía



1. INTRODUCCIÓN Y MOTIVACIÓN

La microtunelación es una técnica que presenta importantes ventajas sobre todo de tipo funcionales, ya que requiere de una ocupación relativamente pequeña en proyectos viales para el paso de tuberías.



Esquema de Microtunelación Fuente: (Otálvaro, 2019 como se citó en Staheli, 2006)



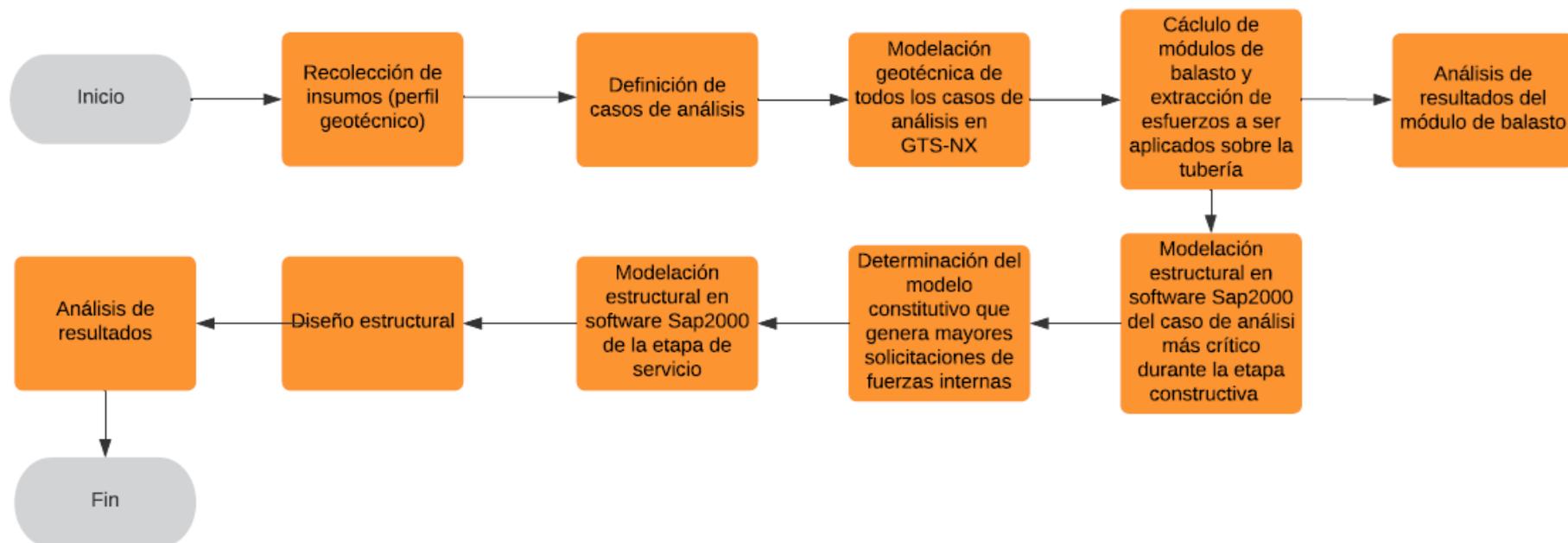
1. INTRODUCCIÓN Y MOTIVACIÓN

- Falta de información local acerca del comportamiento estructural de la tubería.
- Solo hasta mayo de este año, la Empresa de Acueducto y Alcantarillado de Bogotá puso en vigencia la norma técnica NS-174 titulada: “Criterios de diseño para el hincado de la tubería en redes de acueducto y alcantarillado”, antes no se tenía normatividad al respecto.
- La normativa (NTC-401) para determinar la máxima carga con ensayos utilizando un apoyo en 3 puntos.
- A la fecha no se tiene un estudio de la interacción suelo-estructura durante el hincado de la tubería en las arcillas de Bogotá.



2. MODELACIÓN TRIDIMENSIONAL

Diagrama de flujo del procedimiento realizado





2. MODELACIÓN TRIDIMENSIONAL

2.1. Perfil Geotécnico

Nomenclatura	Parámetros Geotécnicos							Esfuerzo de Fluencia (Mpa)
	γ_n (t/m ³)	γ_d (t/m ³)	G _s	Humedad, ω	C' (t/m ²)	ϕ' (°)	E (T/m ²)	
Relleno	1.91	1.69	2.5	27%	0	28	600	0.20
QMA	1.5	0.9	2.5	73%	0.2	10	450	0.52
66% Qcc21	1.76	1.39	2.58	44%	1.3	21	2430	0.59
34% Qcc23	1.98	1.64	2.60	31%				
QMA	1.5	0.9	2.5	73%	0.2	10	450	0.52
73% Qcc21	1.76	1.39	2.58	44%	1	21	1880	0.49
27% Qcc11	1.902	1.548	2.59	27%				

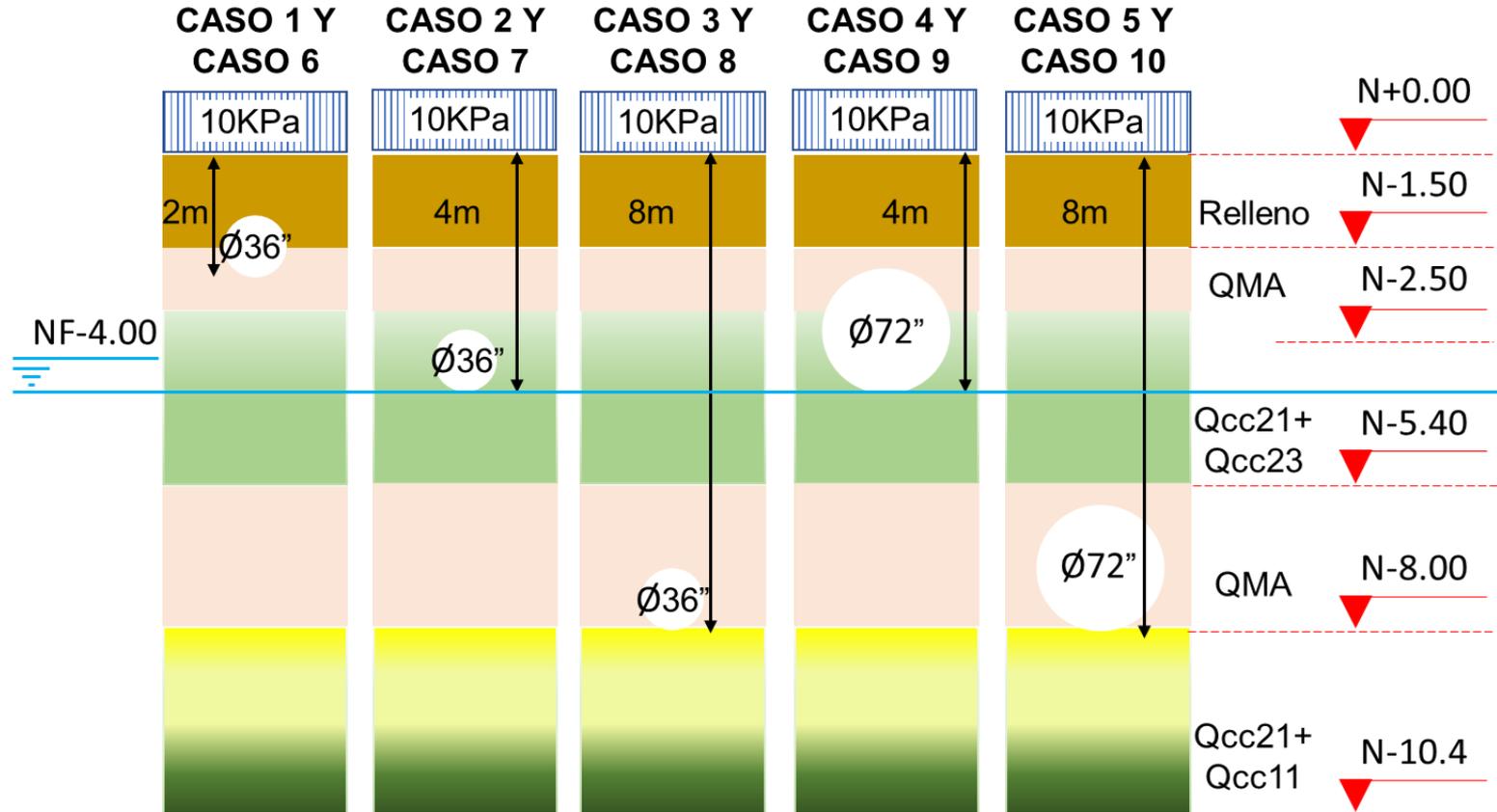
66% Qcc21	Arcillas y Limos Blandos
34% Qcc23	Arcillas y Limos Firmes a muy firmes
QMA	Nivel Arcilloso con alto contenido de Materia Orgánica
73% Qcc21	Arcillas y Limos Blandos
27% Qcc11	Arcillas con bastantes finos, Muy flojas a Flojas

Fuente: (Consortio L1, 2015)
Evaluación De La Interacción Suelo-Estructura En El Hincado De Tubería (Pipejacking) Con Tecnología Trenchless



2. MODELACIÓN TRIDIMENSIONAL

2.2. Casos de análisis



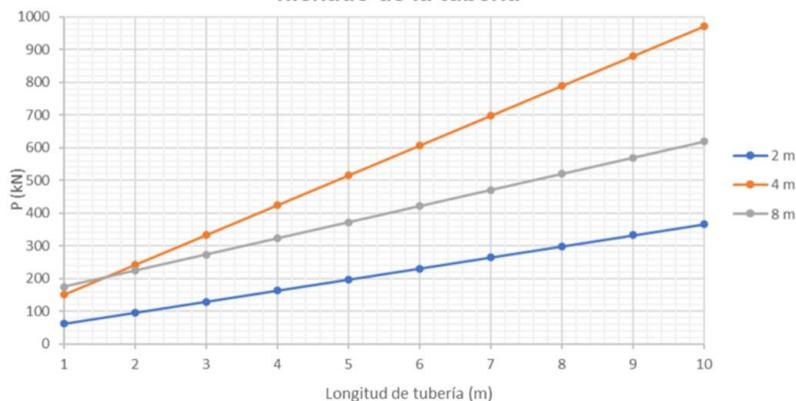
Nota: Modelos constitutivos de análisis lineal elástico considerando criterios de falla Mohr Coulomb y Tresca. El material de tuberías es Hierro Dúctil y concreto reforzado



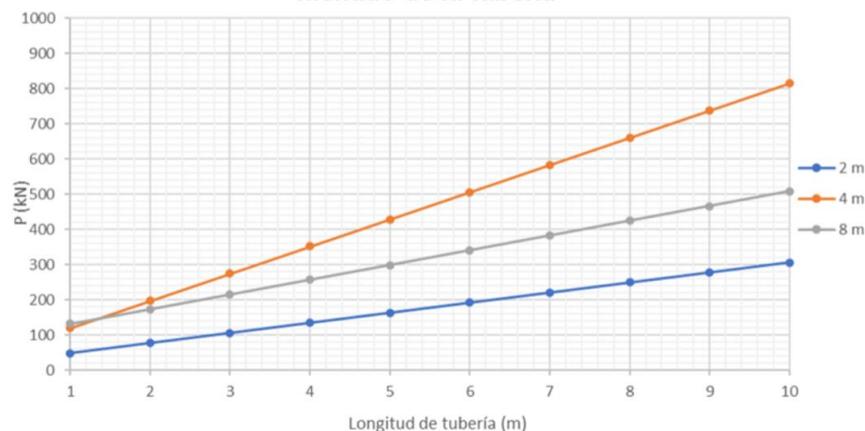
2. MODELACIÓN TRIDIMENSIONAL

2.3. Fuerza de hincado de tubería

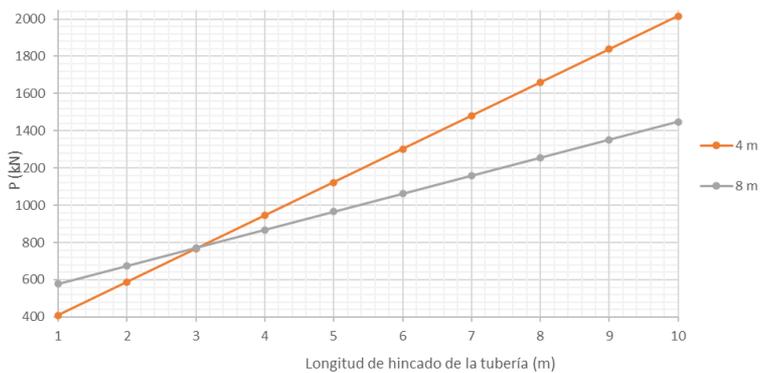
CR - Ø36 pul, Fuerza de hincado vs Longitud de hincado de la tubería



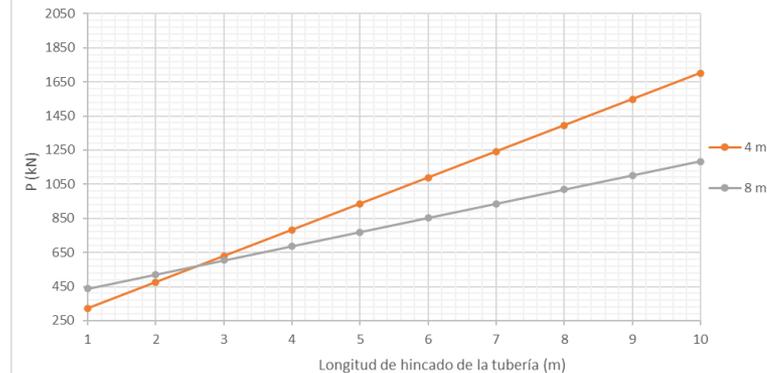
HD - Ø36 pul, Fuerza de hincado vs Longitud de hincado de la tubería



CR - Ø72 pul, Fuerza de hincado vs Longitud de hincado de la tubería



HD - Ø72 pul, Fuerza de hincado vs Longitud de hincado de la tubería



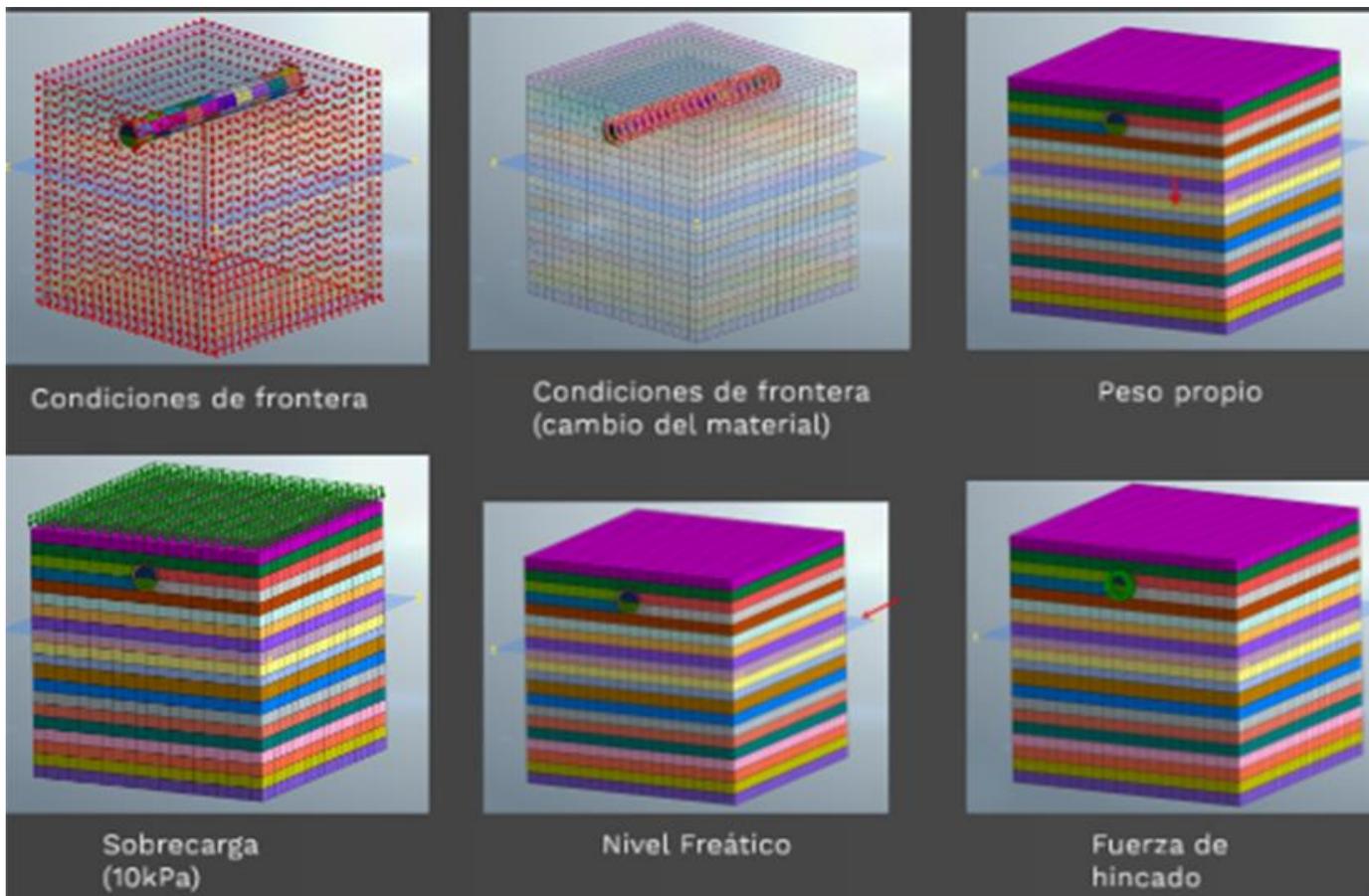
Zhan, Y., & Chen, X. (2020)

Evaluación De La Interacción Suelo-Estructura En El Hincado De Tubería (Pipejacking) Con Tecnología Trenchless



2. MODELACIÓN TRIDIMENSIONAL

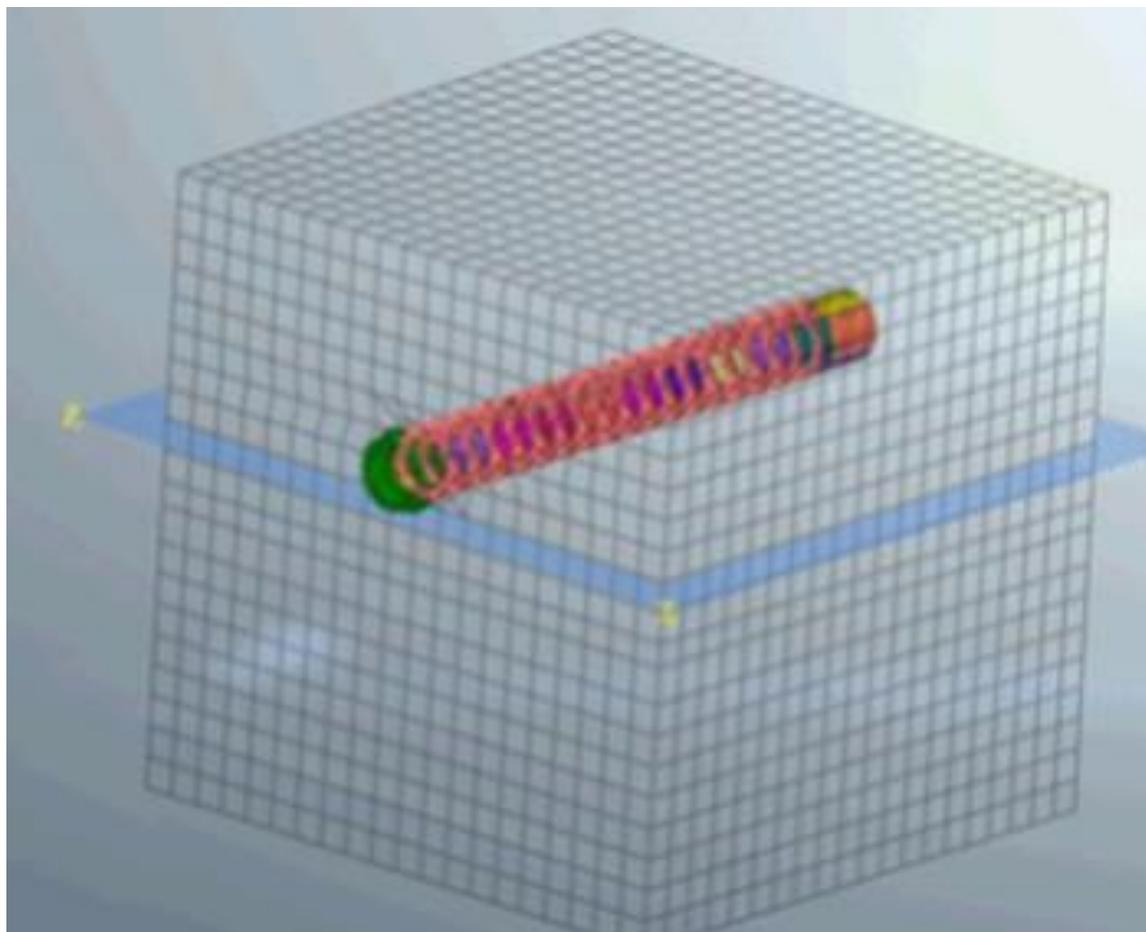
2.4. Modelación en MIDAS GTS-NX





2. MODELACIÓN TRIDIMENSIONAL

2.4. Modelación en MIDAS GTS-NX (Etapa constructiva)





2. MODELACIÓN TRIDIMENSIONAL

2.4. Modelación en MIDAS GTS-NX (Resultados)



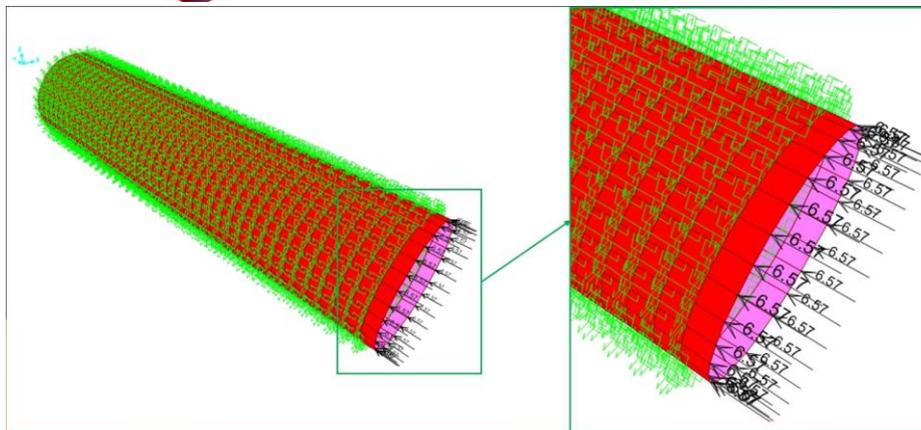
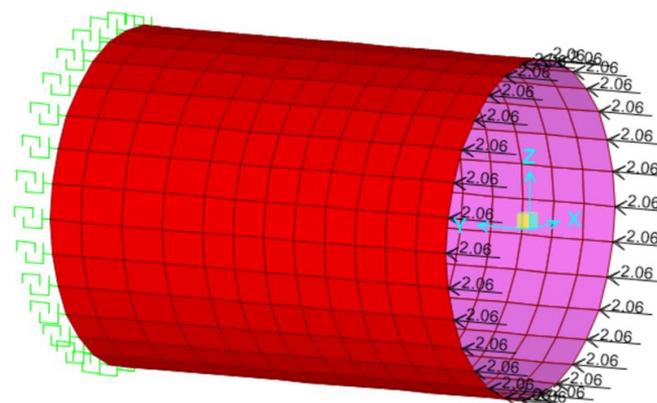
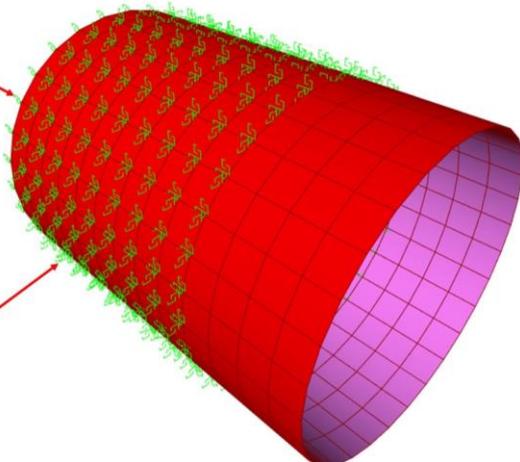


2. MODELACIÓN TRIDIMENSIONAL

2.5. Modelación en Sap2000

Elementos tipo Gap configurados con el valor K del módulo de balasto. Funcionan solo a compresión (En el frente de excavación restricción en y).

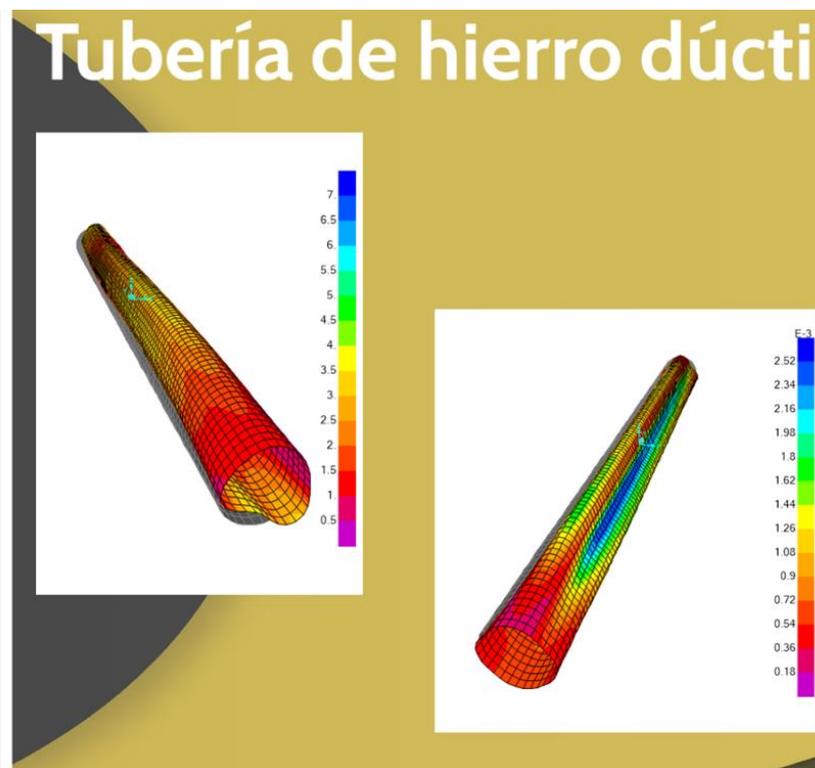
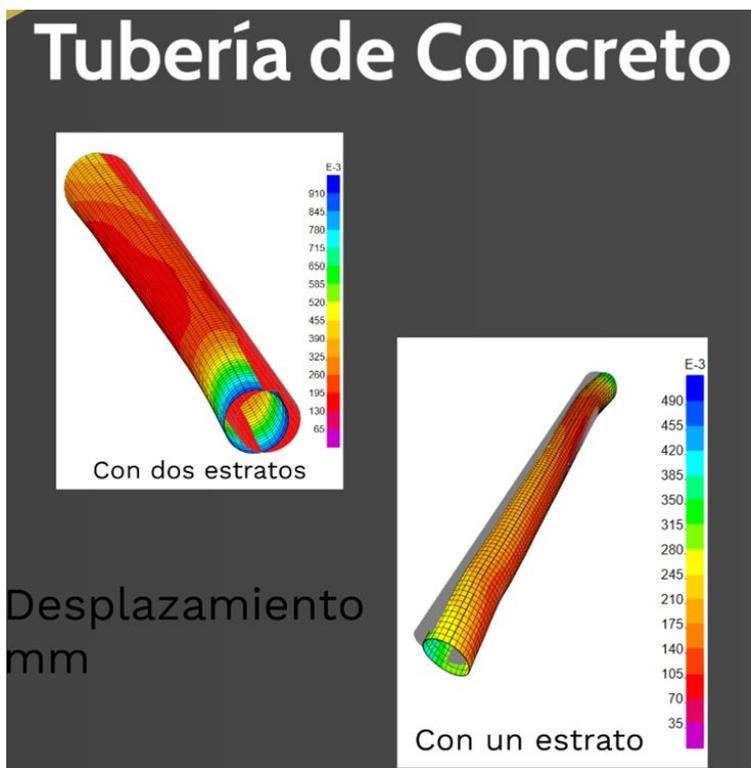
Elementos tipo Gap configurados con el valor K del módulo de balasto. Funcionan solo a compresión (Para la zona hincada x, y, z y varían cada 50 cm).





2. MODELACIÓN TRIDIMENSIONAL

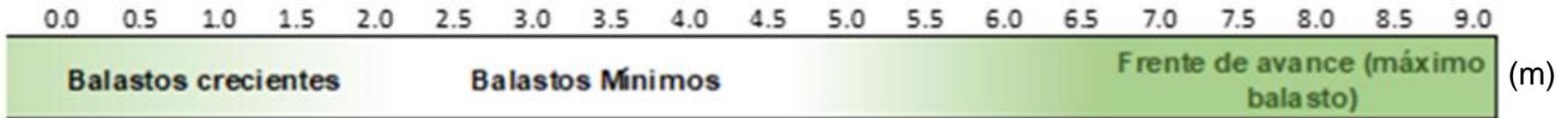
2.5. Modelación en Sap2000 (Resultados)





3. ANÁLISIS DE RESULTADOS

Del modelo geotécnico es posible determinar los módulos de reacción del terreno por medio de Winkler (1867).



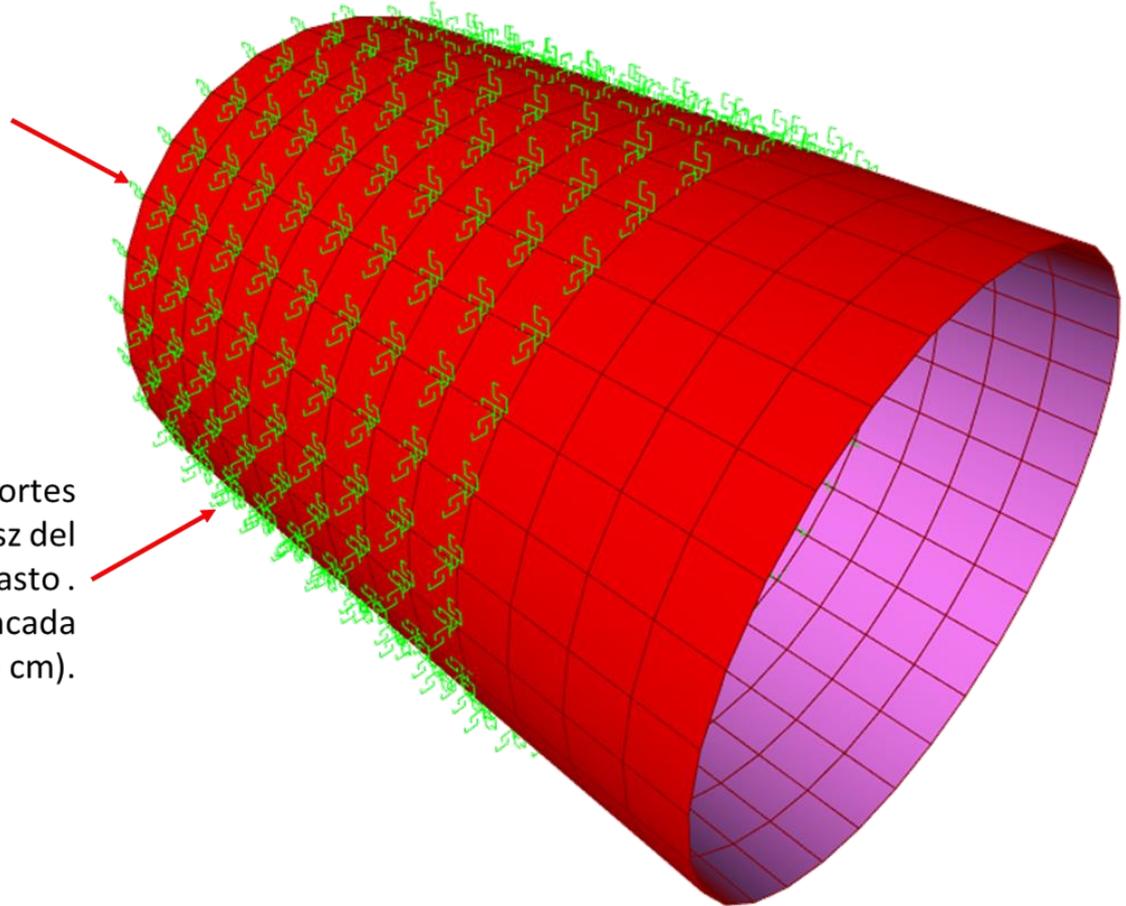
Nótese como varia el balasto en función de la longitud teniendo un valor máximo en el frente de avance y disminuyendo lentamente hasta llegar a un valor mínimo donde inicia nuevamente a crecer.



3. ANÁLISIS DE RESULTADOS

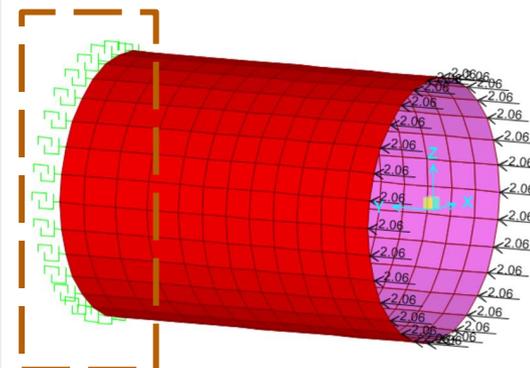
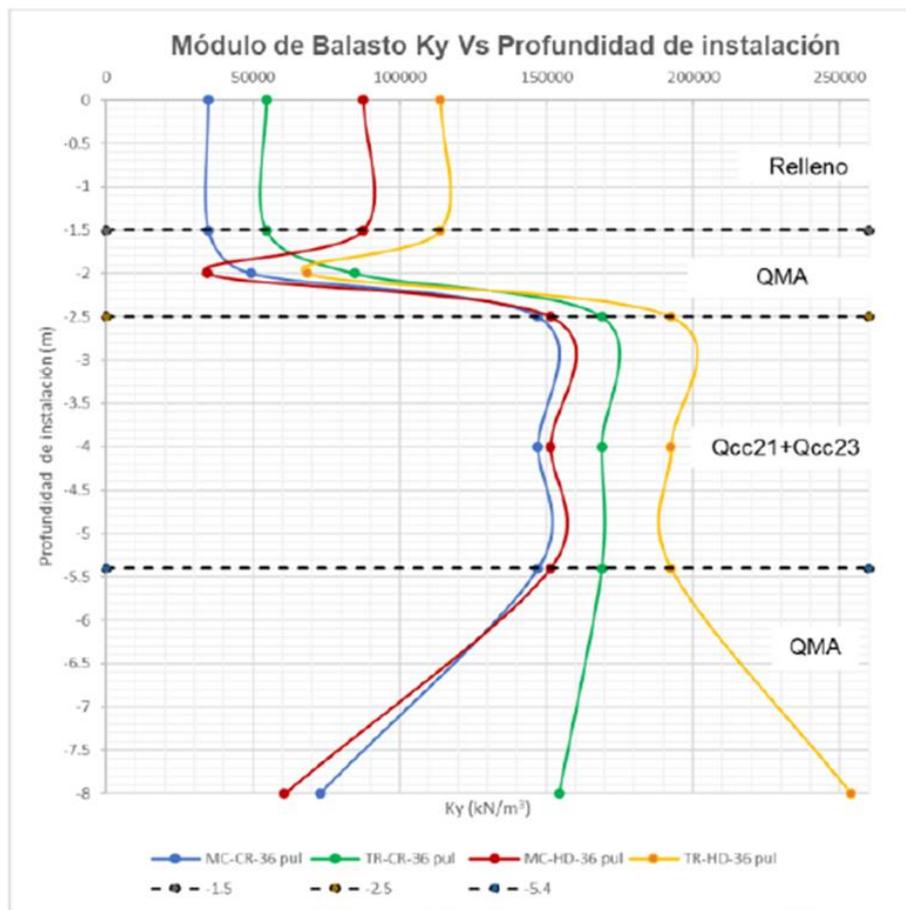
Se necesita establecer resortes con el valor K_{sy} del módulo de balasto. Funcionan solo a compresión (En el frente de excavación restricción en y).

Se necesita establecer resortes con el valor K_{sx} , K_{sy} y K_{sz} del módulo de balasto. (A lo largo de la zona hincada x, y, z y varían cada 50 cm).





3. ANÁLISIS DE RESULTADOS



MC: Mohr Coulomb, TR: Tresca, CR: Concreto reforzado, HD: Hierro dúctil

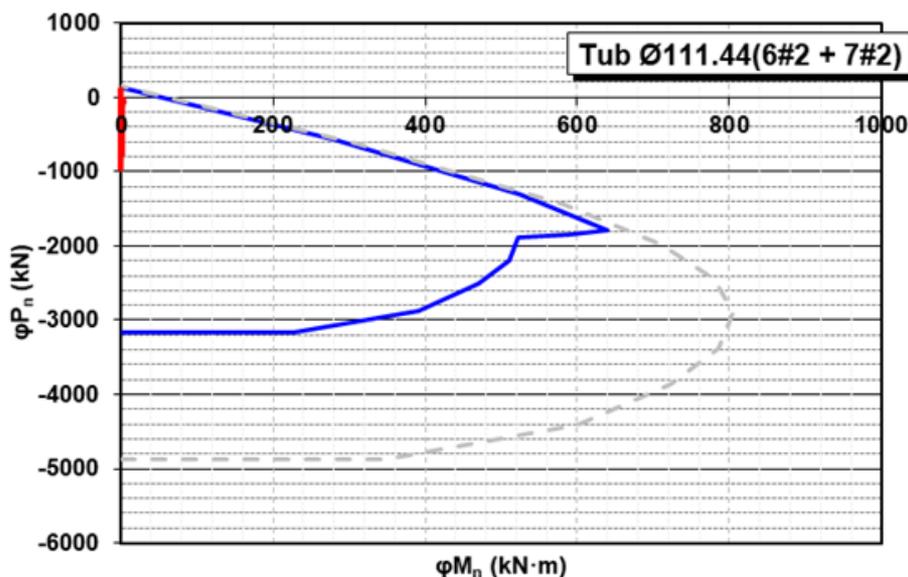
Figura 2 Ø36 pul - Módulo de balasto en y (axial) en función de la profundidad de instalación para la Etapa 2



3. ANÁLISIS DE RESULTADOS

Una vez obtenidas las sollicitaciones de fuerzas internas, se procede a realizar el diseño estructural de de la tubería en el que se obtiene un buen comportamiento de tuberías de hierro dúctil. Por el contrario, las tuberías de concreto comerciales normalizadas bajo la NTC-401 presentaron un comportamiento indeseado bajo cargas de servicio, pues la cuantía suministrada no satisface las cargas que se dan en el caso 5 ($\text{Ø}72''$ a 8 m).

Máxima cuantía de la NTC-401 para 28 MPa
0.25%



Cuantía de cumplimiento
0.32%



4. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Para Construcción:

El proceso constructivo requiere que el material donde se realice el procedimiento presente una rigidez uniforme ya que cualquier diferencial puede significar un desplazamiento desigual al momento del hincado



4. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Para Diseño:

Resulta necesario reevaluar los criterios de diseño para tuberías en concreto reforzado ya que se demuestra que la poca cuantía suministrada en las tuberías resulta ser insuficiente para resistir los efectos a flexión que pueden ocasionarse en las tuberías de alcantarillado.

Para Futuros Estudios:

Se debe realizar un estudio enfocado en la verificación de cada cuantía y calidad de concreto de la NTC



5. BIBLIOGRAFÍA

Otálvaro, S. (2019). *Analysis of the radial and tangential soil pressure on pipes installed by the pipe jacking method in the Aburrá Valley*. Medellín: Universidad EAFIT.

Zhan, Y., & Chen, X. (2020). Jacking Force Estimating and Site Measured Data. *Earth and Environmental Science* 580 (pág. 8). China: IOP.

Consortio L1. (2015). *Estudio Geotécnico-Plan de auscultación. Estimación de parámetros*. Bogotá: IDU-Metro de Bogotá. Obtenido de <https://webidu.idu.gov.co/jspui/bitstream/123456789/117930/15/60022345-05-012.pdf>

Consortio L1 Anexo 1. (24 de 02 de 2015). PR3. ESTUDIO GEOTÉCNICO Y PLAN DE ACUSTULACIÓN LINEA Y TALLER. 202006-DF-PR03-FIG. 1.6. 1-VF. Bogotá, Colombia: Metro de Bogotá.

Consortio L1 Anexo 4. (24 de 02 de 2015). Caracterización Geotecnica tramo IV. 202006-DF-PR03-ANX04-MEM-06-VF. Bogotá, Colombia: Metro de Bogotá.

Consortio L1 SL4-40. (25 de 03 de 2014). *Repositorio IDU*. Obtenido de Repositorio IDU: <https://webidu.idu.gov.co/jspui/bitstream/123456789/117953/44/60022353-03-040.pdf>



XVII CCG
I SSAG 2022

Cartagena



SCG

50
años

1971-2021

¡GRACIAS!

¿Preguntas?

cscaguam@correo.udistrital.edu.co

mchernandezv@correo.udistrital.edu.co

japinedaj@udistrital.edu.co

XVII CONGRESO COLOMBIANO DE GEOTÉCNIA “EVALUACIÓN Y GESTIÓN DE RIESGOS GEOTÉCNICOS CON ÉNFASIS EN LOS EFECTOS DEL CAMBIO CLIMÁTICO”

14 al 18 de Noviembre de 2022



SISTEMA DE CONTENCIÓN Y SECUENCIA CONSTRUCTIVA PARA LA EXCAVACIÓN DE 3 NIVELES DE SÓTANOS DEL EDIFICIO CALLE 125 DE LA UNIVERSIDAD JAVERIANA EN LA CIUDAD DE BOGOTÁ

OSCAR PULIDO
Coordinador Técnico GEO

JIMMY ALVARADO
Ingeniero Técnico Sr GEO.





CONTENIDO

1. DESCRIPCIÓN PROYECTO DE ESTUDIO
2. ZONIFICACIÓN GEOTÉCNICA.
3. ESTRATIGRAFÍA.
4. DESCRIPCIÓN DE LA SOLUCIÓN.
5. PROCESO CONSTRUCTIVO.
6. MODELOS DE ANÁLISIS.
7. INSTRUMENTACIÓN.
8. CONCLUSIONES.





DESCRIPCIÓN PROYECTO DE ESTUDIO



Proyecto: **Javeriana I25**

Área \approx 2500 m²

Arquitectura: Torre de 10 niveles y 3 niveles de sótano.

Nivel máximo de excavación -10,60 m



Torre Zentai, 8 niveles 3 sótanos



Edificio El Tibar, R Nima 4 Niveles 1 sótano.



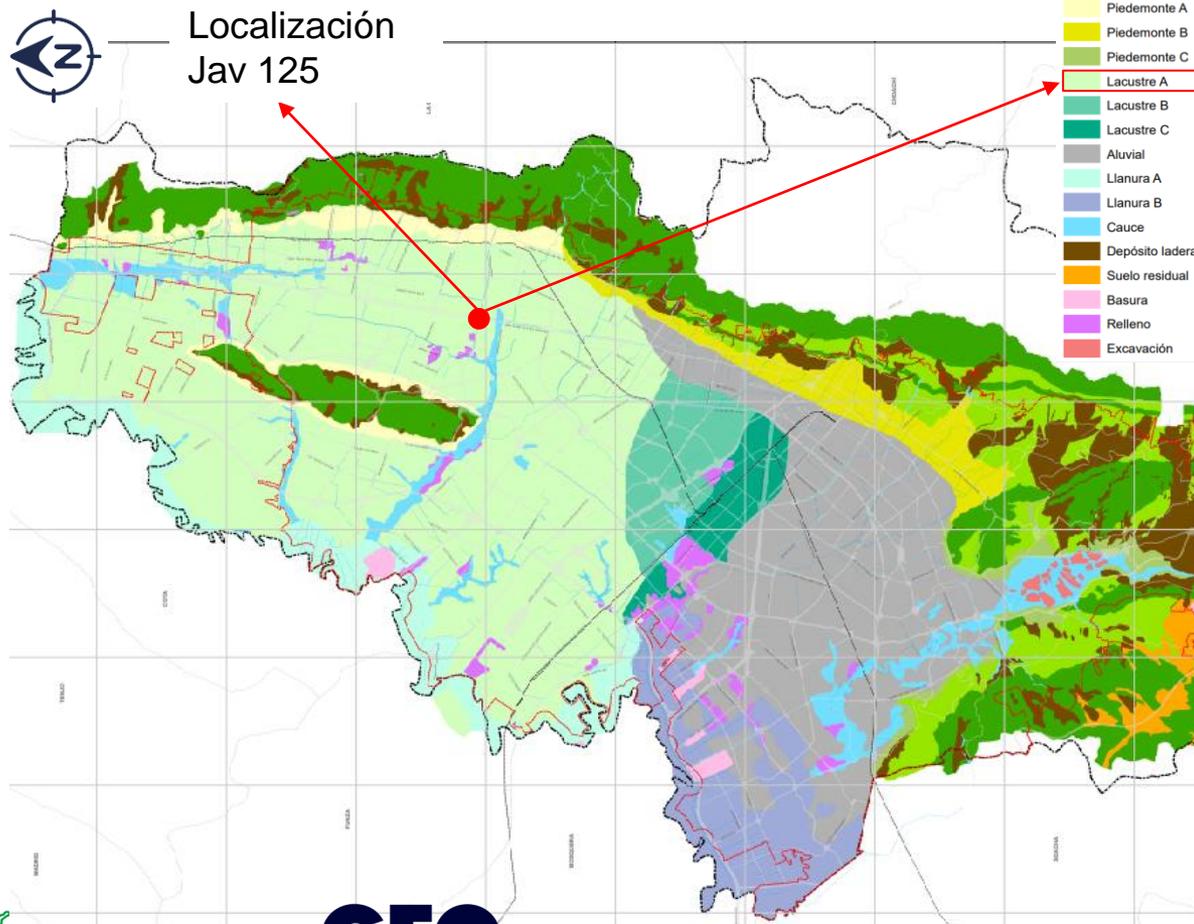
Edificio Cruz Verde, 2 Niveles.

EXCAVACIÓN JAV 125



ZONIFICACIÓN GEOTÉCNICA

Lacustre A: Suelo lacustre blando, compuesto principalmente por arcillas limosas muy blandas. Estos suelos se caracterizan por ser muy compresibles de muy baja capacidad portante



Exploración del subsuelo.

- ✓ Estudio de suelos SRC INGENIEROS CIVILES S.A.

Sondeos	Cantidad (No)	Profundidad (m)	Tipo Ensayo
T1	3	35	Exp directa
T2	2	45	Exp directa
T3	2	55	Exp directa

- ✓ Informe de caracterización geotécnica JEOPROBE.

Sondeos	Cantidad (No)	Longitud (m)	Tipo Ensayo
T1	4		Lineas sismicas
T2	1		Tomografia electrica
T3	1	44,5	CPTu

- ✓ Exploración adicional SBC – GEOFUNDACIONES.

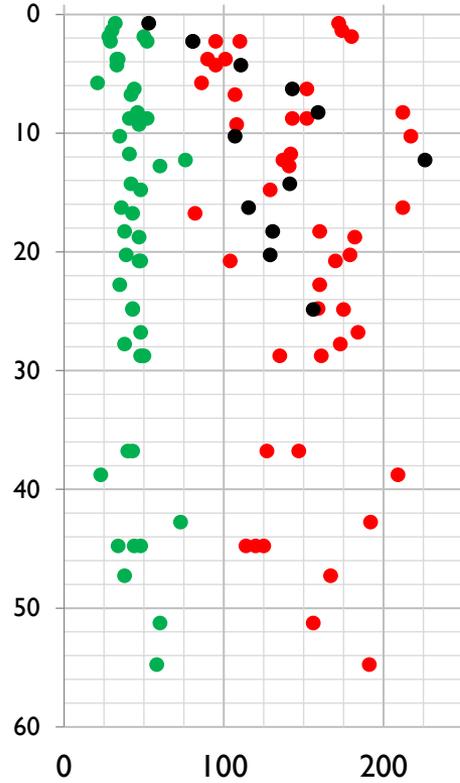
Sondeos	Cantidad (No)	Longitud (m)	Tipo Ensayo
T1	3	25	Exp directa
T2	3	25	CPTu

EXCAVACIÓN JAV 125



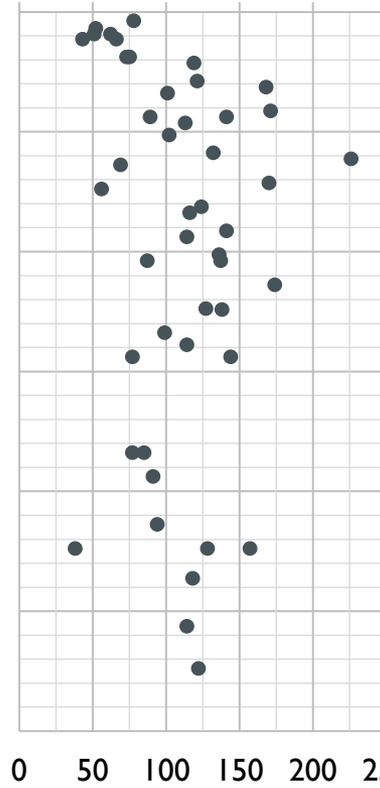
ESTRATIGRAFÍA

Limites (%)

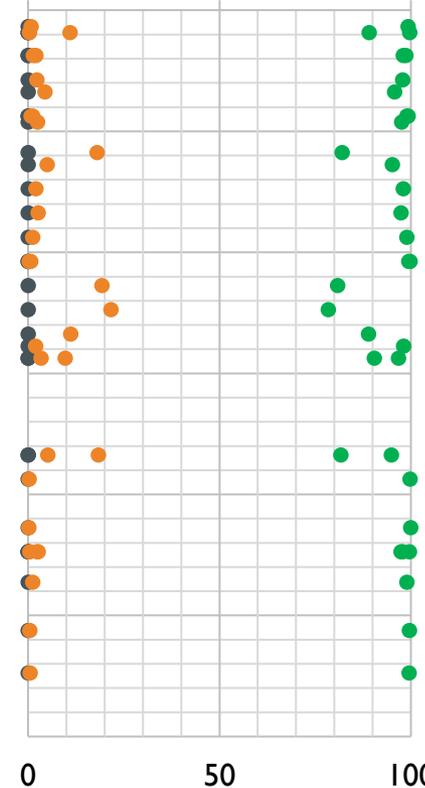


- LL_Inicial
- LP_Inicial
- W_Inicial

Ip

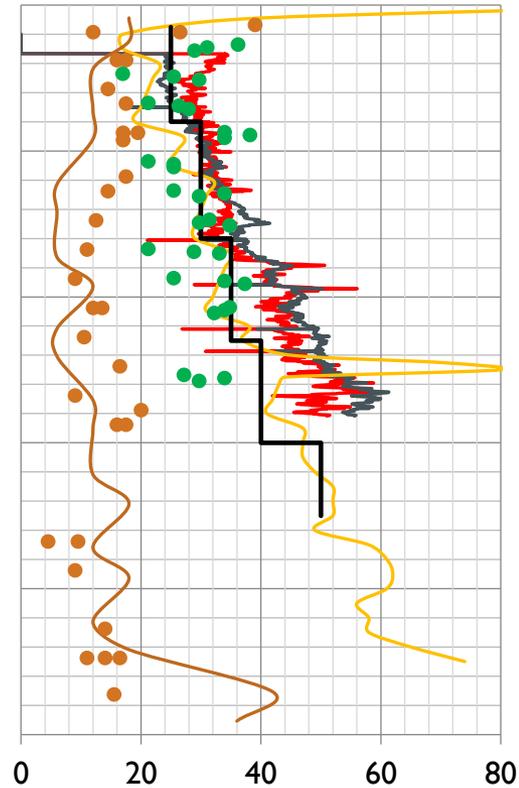


Granulometría.



- % Grava
- % Arena
- % Fino

Su (KPa)



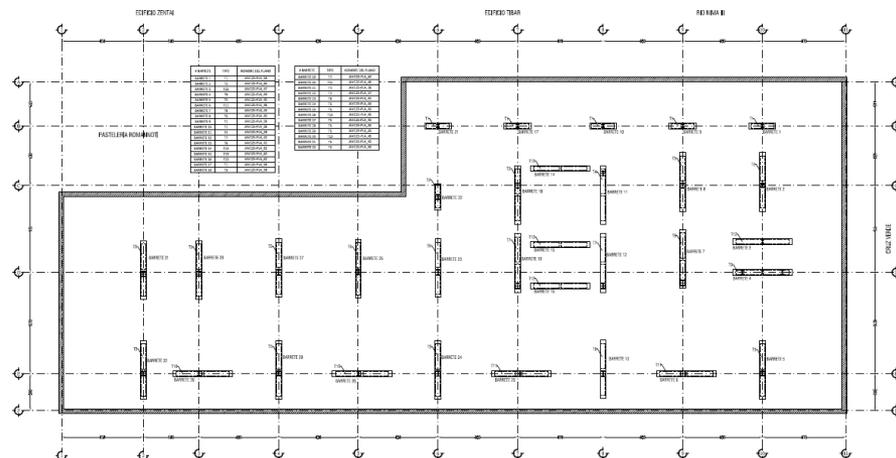
- Su (Nkt)
- Su (OCR)
- Su CPT Jeoprobe
- Su SPT
- Su CI
- Su Veleta
- Su Diseño

EXCAVACIÓN JAV 125

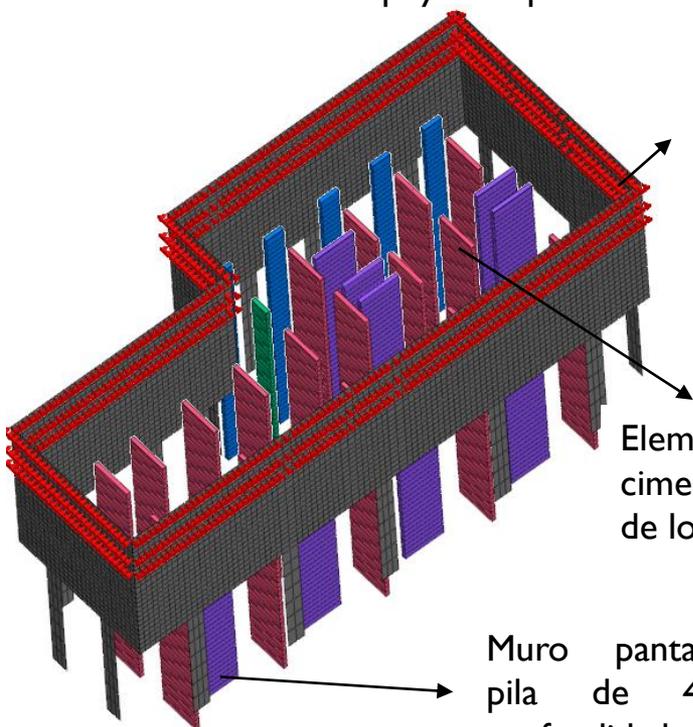


DESCRIPCIÓN DE LA SOLUCIÓN

1. Técnica de excavación Top Down.
2. Barretes como elementos de cimentación profunda.
3. Construcción de losas de PI y sótanos a medida que se avanza con la excavación.
4. Uso de perfiles metálicos precimentados como elementos de apoyo temporal a las losas.



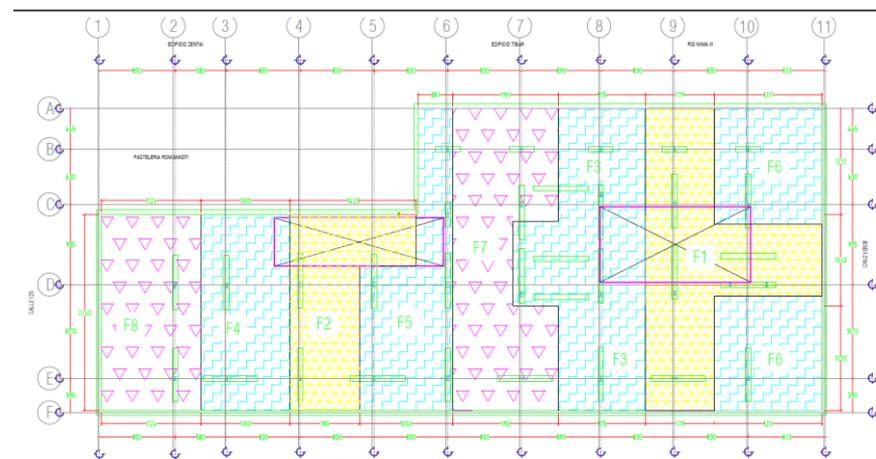
Planta de elementos de cimentación



Muro pantalla de 25,0 m de longitud.

Elementos de cimentación de 40 m de longitud efectiva.

Muro pantalón o muro pila de 45 m de profundidad.



Proceso de excavación y apuntalamiento por franjas S3.

EXCAVACIÓN JAV 125



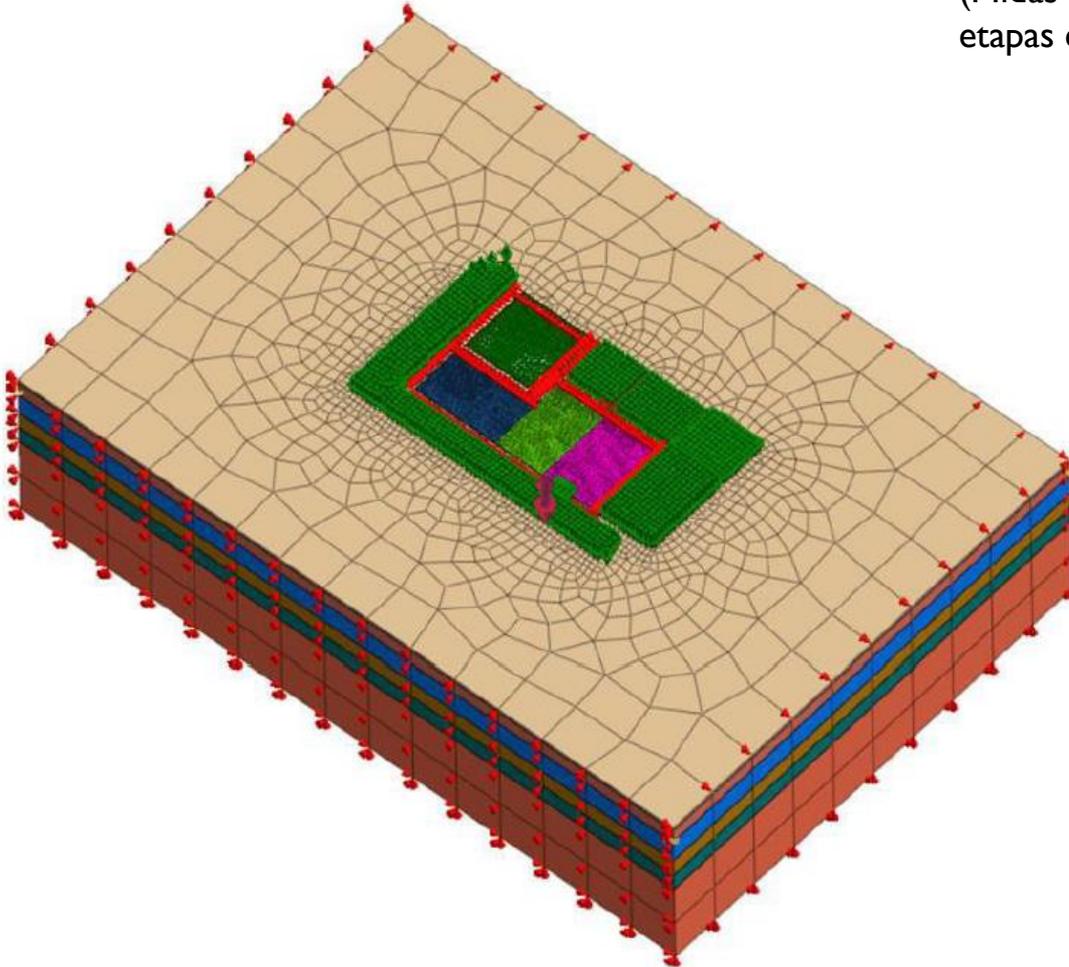
PROCESO CONSTRUCTIVO.





MODELOS DE ANÁLISIS

Modelos de análisis en software de elemento finito (Midas GTS-NX), el cual permitió representar las etapas constructivas planeadas para la excavación.

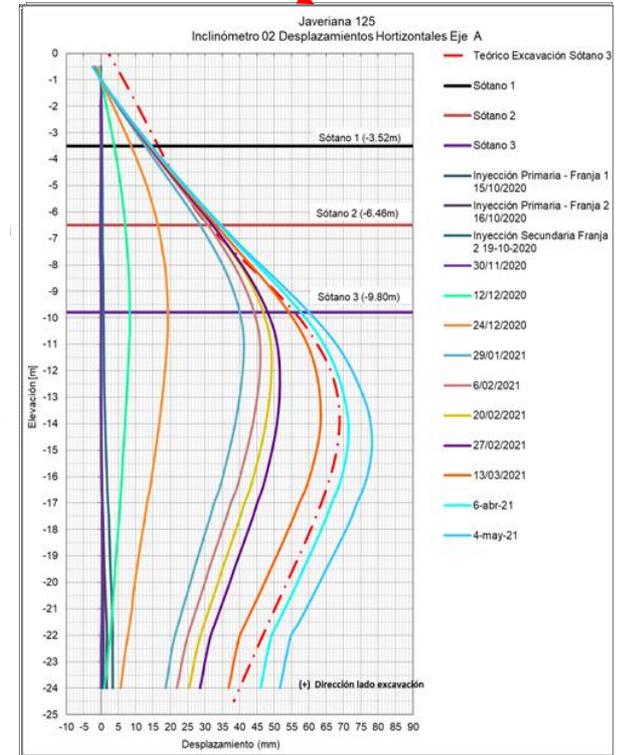
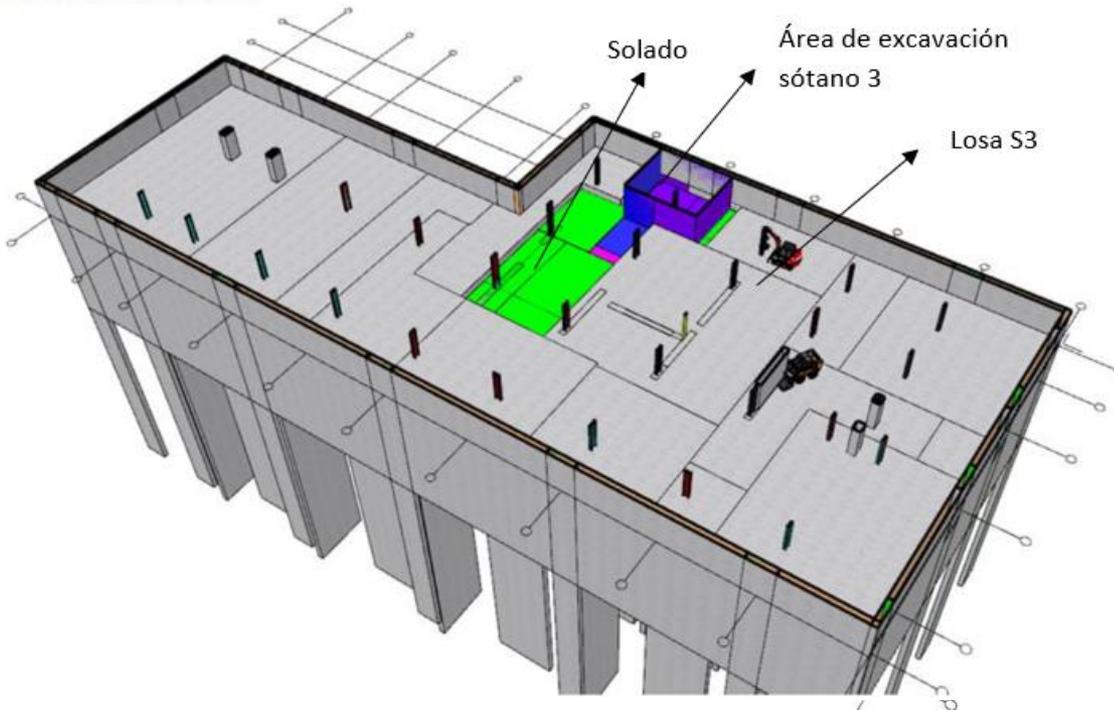
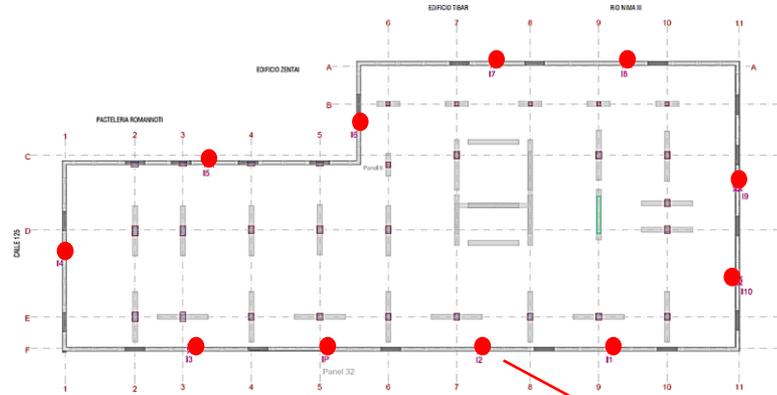


Secuencia modelada:

1. Construcción de muro pantalla de 50 cm de espesor y 25 m de profundidad.
2. Excavación 0,90 m
3. Construcción de losa piso I (planta baja)
4. Excavación al nivel de sótano I (-3,94 m)
5. Construcción de losa de sótano I.
6. Excavación hasta el nivel -6,9m
7. Construcción de losa de sótano 2
8. Excavación a nivel de sótano 3 (-10,7 m). Excavación por franjas de acuerdo con el procedimiento establecido.

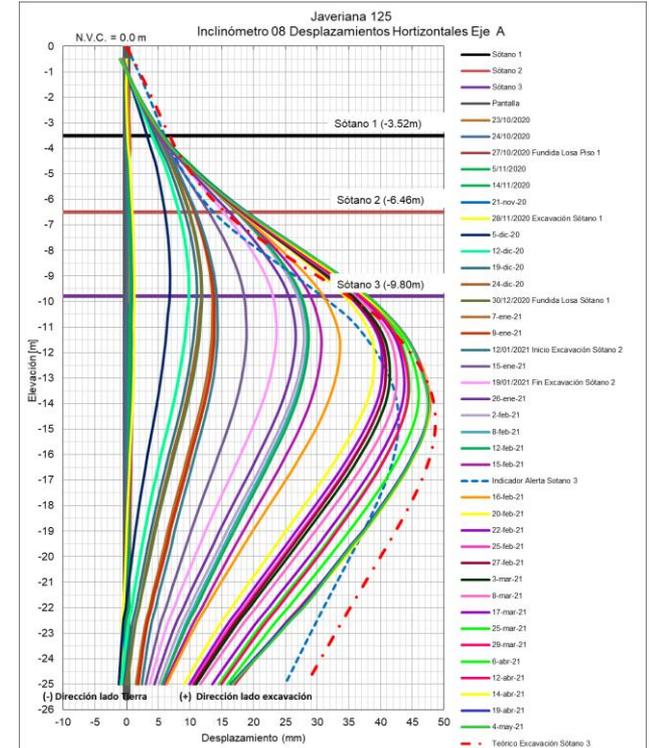
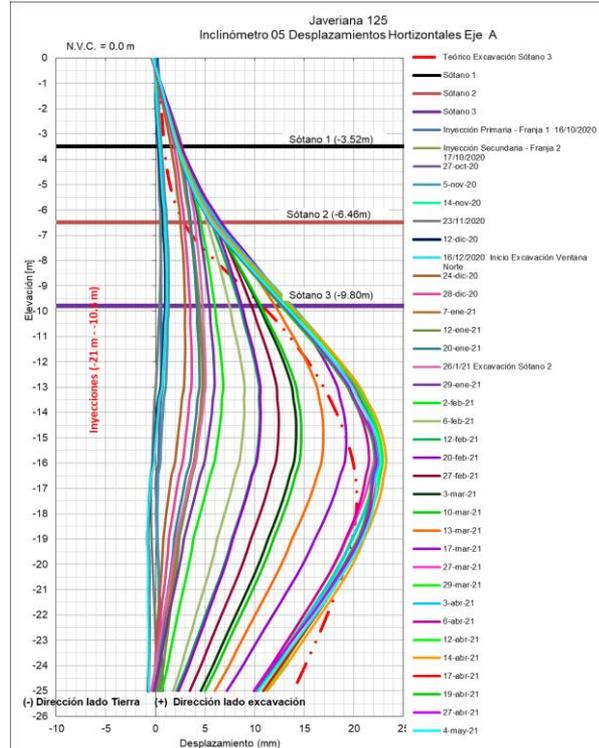
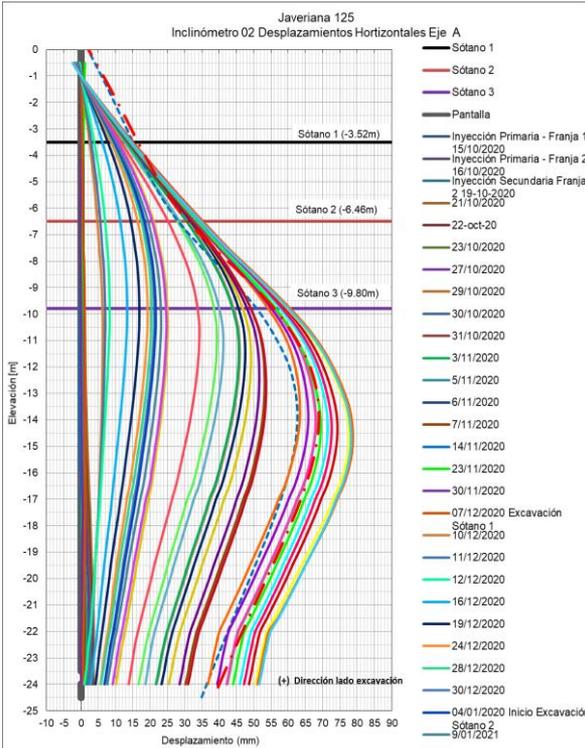
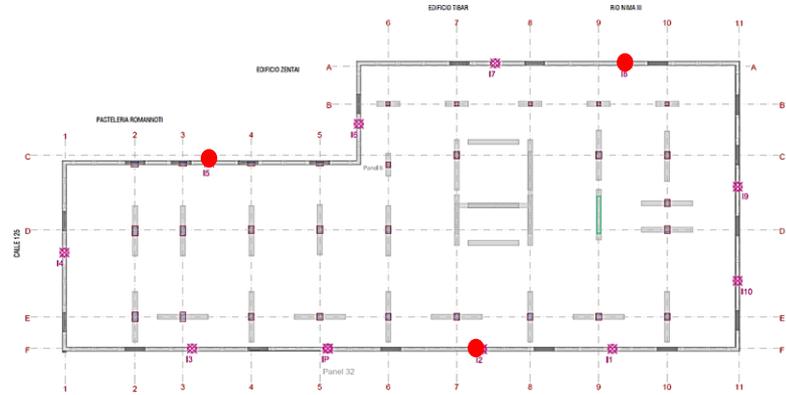


INSTRUMENTACIÓN



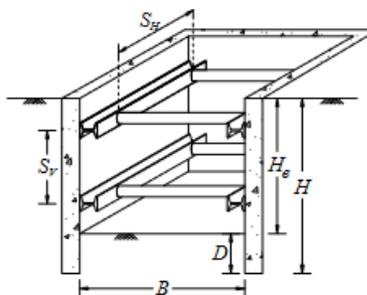
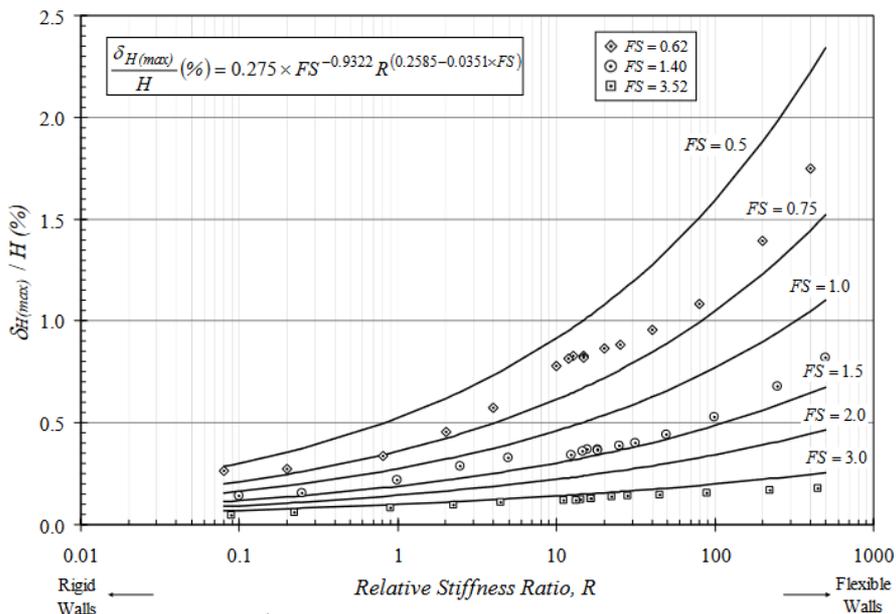
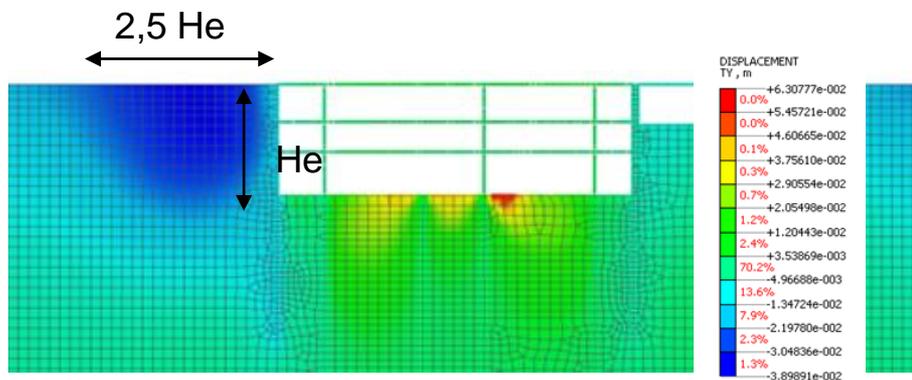


INSTRUMENTACIÓN





MODELOS DE ANÁLISIS



$$R = \frac{E_s}{E} \cdot \frac{S_H S_V H}{I} \cdot \frac{\gamma_s H_g}{s_u}$$

$$FS = \frac{s_u N_c + \sqrt{2} s_u \left(\frac{H}{B} \right) + 2 s_u \left(\frac{D}{B} \right)}{\gamma_s H_g}$$

$$\frac{\delta V(max)}{H} (\%) = \left(\frac{0.5072}{FS} - 0.0884 \right) \left[\frac{\delta H(max)}{H} \times R \times FS \right]^{(0.3088 - 0.0496 \times FS)}$$

$\delta H_{max}/H$	% Deformación horizontal max	0,450	(%)
δH_{max}	Deformación horizontal max	0,113	(m)
$\delta v_{max}/H$	% Deformación vertical max	0,184	(%)
δv_{max}	Deformación vertical max	0,046	(m)

Clough et al. (1989)
Semi – empirical Method for designing excavation support systems based on deformation control – David Zapata Medina.



CONCLUSIONES

- ✓ En el depósito lacustre de Bogotá se observa un buen comportamiento entre las pruebas de campo CPTu y VST. No es recomendable realizar pruebas de campo SPT o pruebas de compresión no confinada.
- ✓ A partir de la modelación en software de elementos finito, fue posible considerar aspectos del proceso constructivo que no pueden ser analizados con modelos bidimensional.
- ✓ En excavaciones relativamente pequeñas o con formas irregulares el efecto 3D tiene un impacto importante en el comportamiento de la estructura de contención.
- ✓ El comportamiento registrado por los inclinómetros es compatible con los resultados de los modelos de análisis.
- ✓ De acuerdo con el modelo de análisis, las deformaciones verticales máximas se presentan aproximadamente a 2,5 veces la altura de excavación. No obstante la deformación vertical medida con topografía es menor a la estimada por los modelos analíticos y semiempíricos.





¡GRACIAS!

¿Preguntas?

opulido@geofundaciones.com

Cel:31187661328

**XVII CONGRESO COLOMBIANO DE GEOTÉCNIA “EVALUACIÓN Y
GESTIÓN DE RIESGOS GEOTÉCNICOS CON ÉNFASIS EN LOS
EFECTOS DEL CAMBIO CLIMÁTICO”**

14 al 18 de Noviembre de 2022



**"APLICACIÓN DE LA TÉCNICA GEOFÍSICA DE RESISTIVIDAD POLO-DIPOLO EN
LA DETECCIÓN DE IMPERMEABILIDAD DE PRESAS DE
CONCRETO EN QUIPÁN – PERÚ"**

Dr. Christ Jesus Barriga Paria
Director de Innovación y Transferencia Tecnológica
Universidad Nacional de Moquegua – Perú



ANTECEDENTES

Para una adecuada interpretación georresistiva de las secciones tomográficas obtenidas con la interpretación del software Res2Dinv se ha establecido un rango de resistividades de acuerdo con la geología observada en campo, las cuales se describirán a continuación para cada sección tomográfica.

Se considera que las imágenes producidas por una matriz de polos y dipolos tienen mejores resoluciones espaciales, y el área estaba razonablemente cubierta por un conjunto completo de datos usando n consecutivamente (Dhalin y Zhou, 2004). Durante el procesamiento de los datos de campo, el software asigna por defecto un color a cada contraste de resistividad, por ello en las secciones de tomografía eléctrica se muestra una gama de colores, cada uno de los cuales representa un ambiente o estrato geológico.

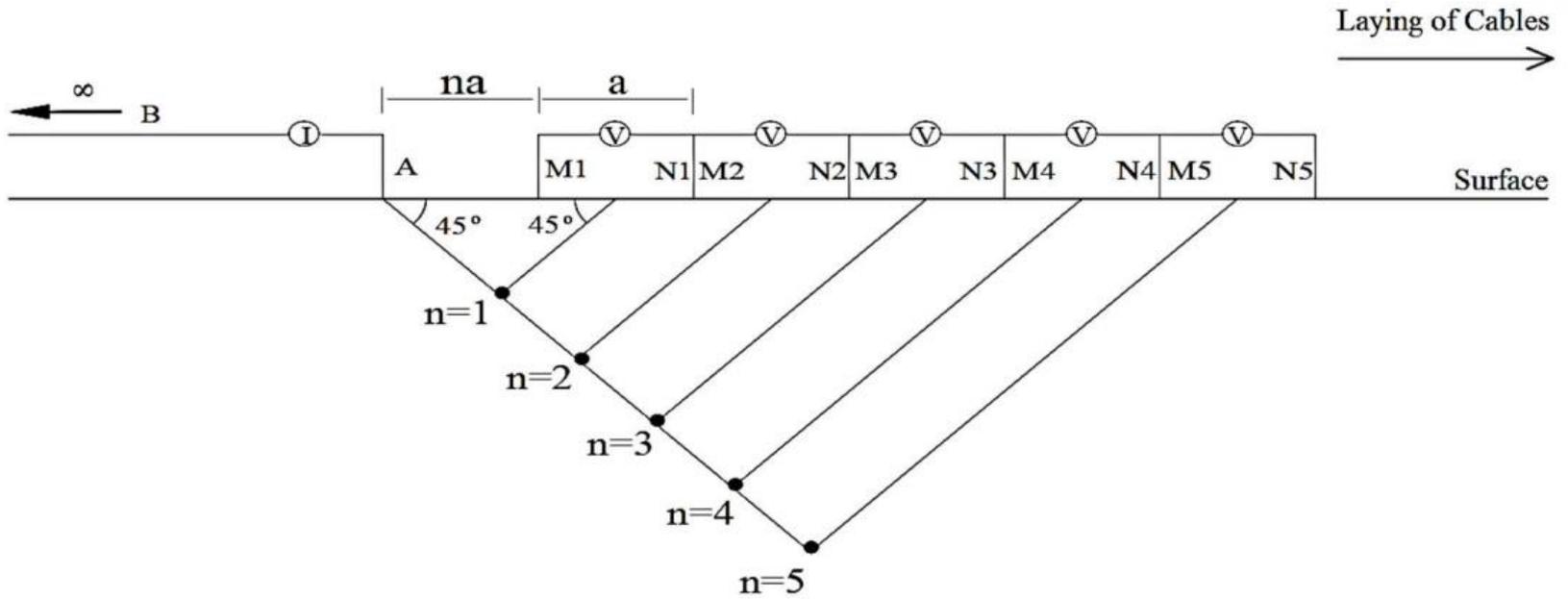


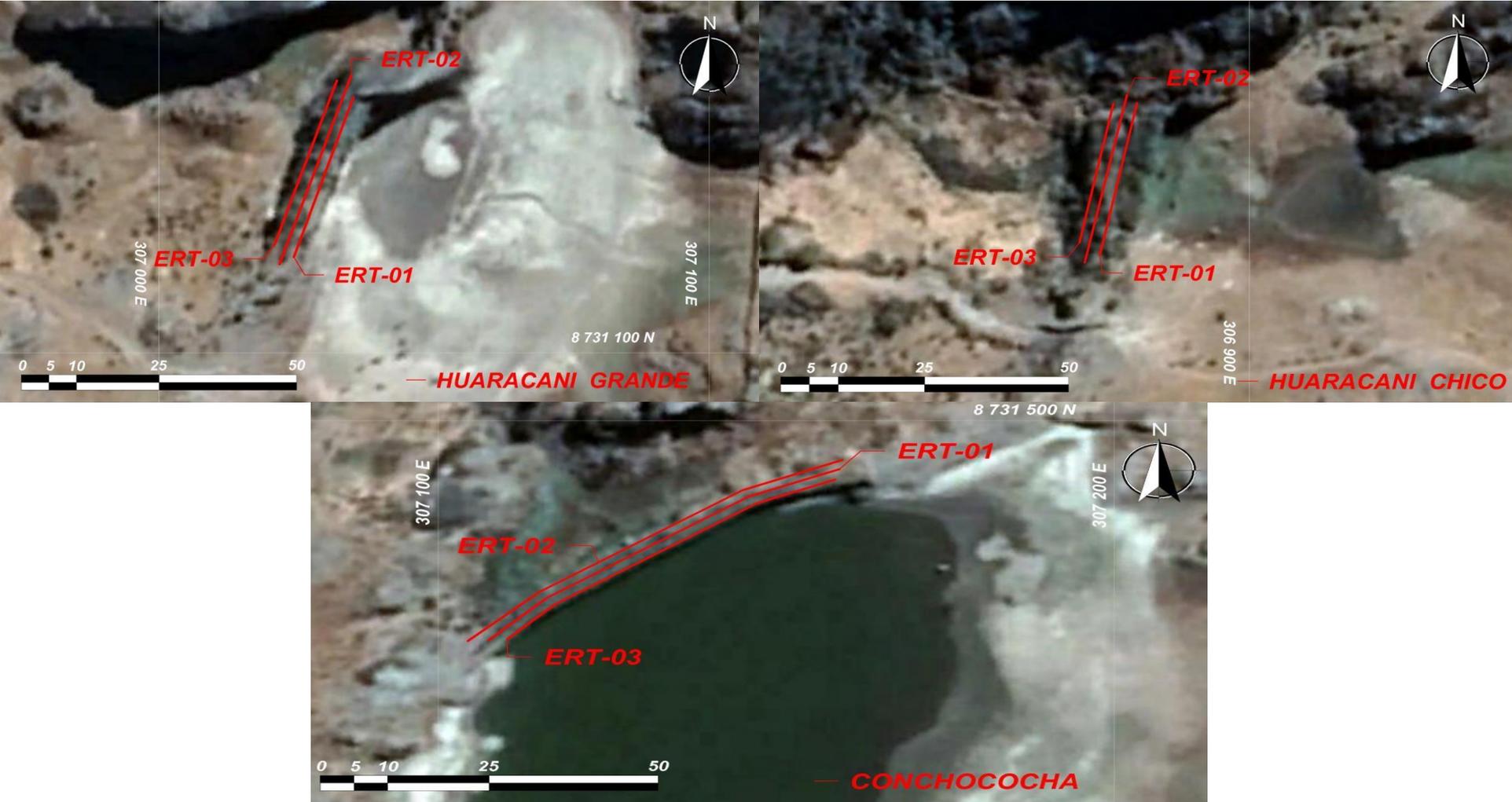


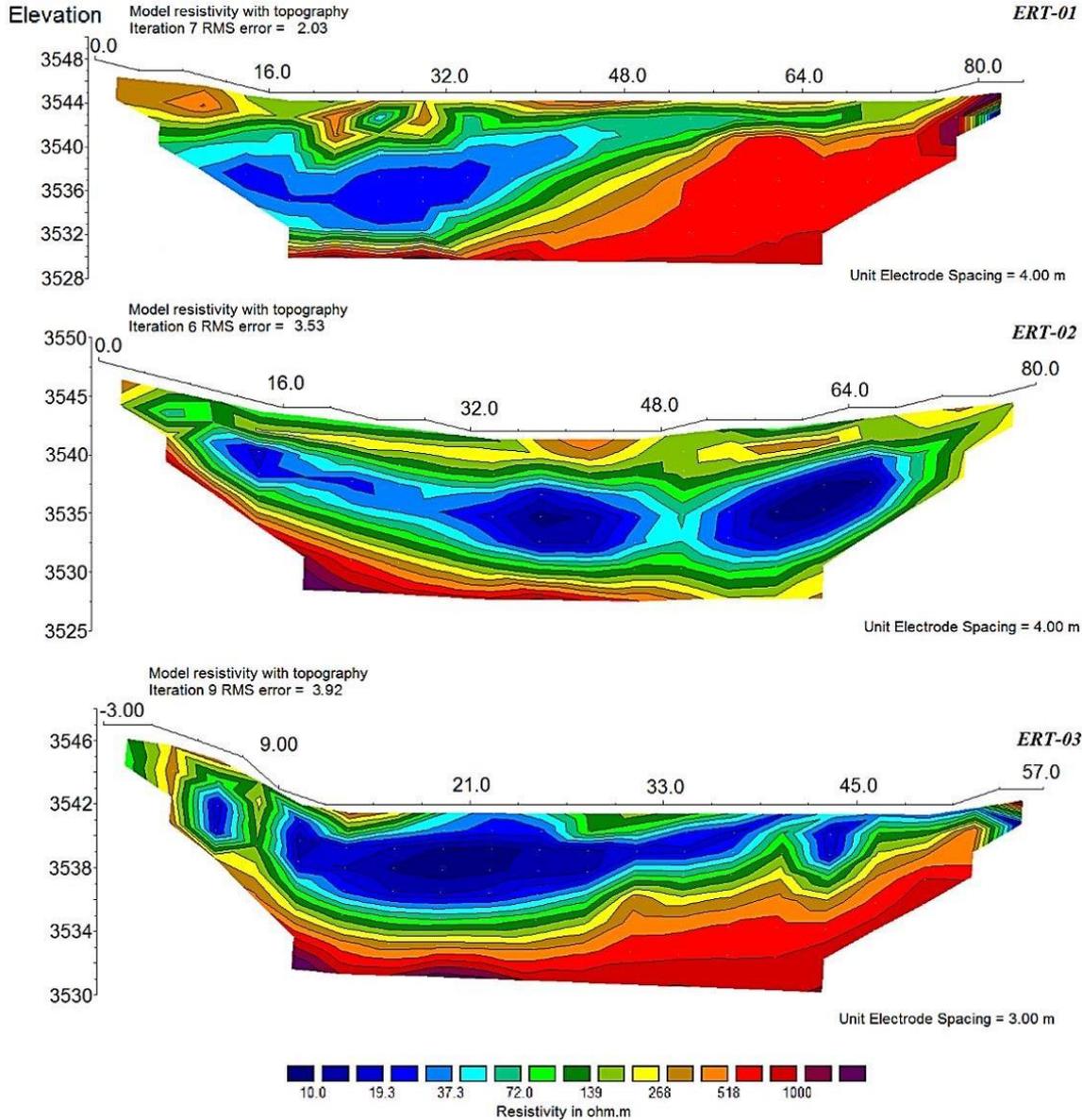


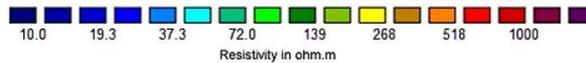
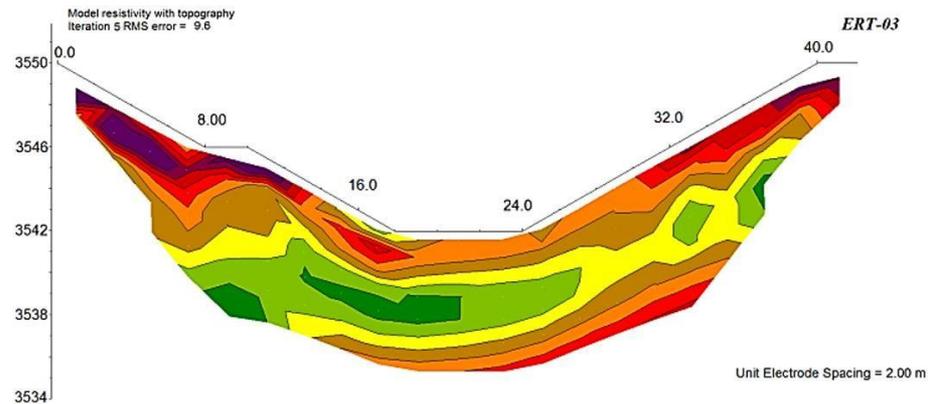
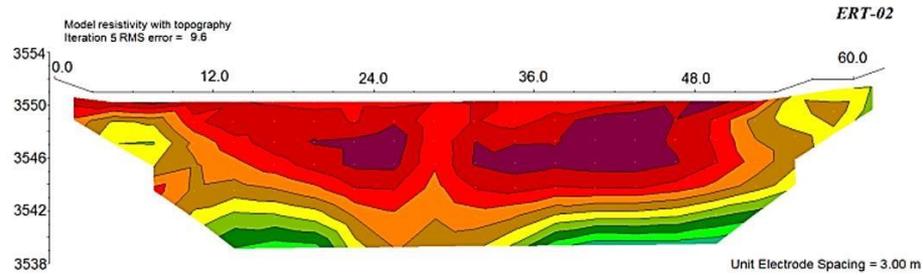
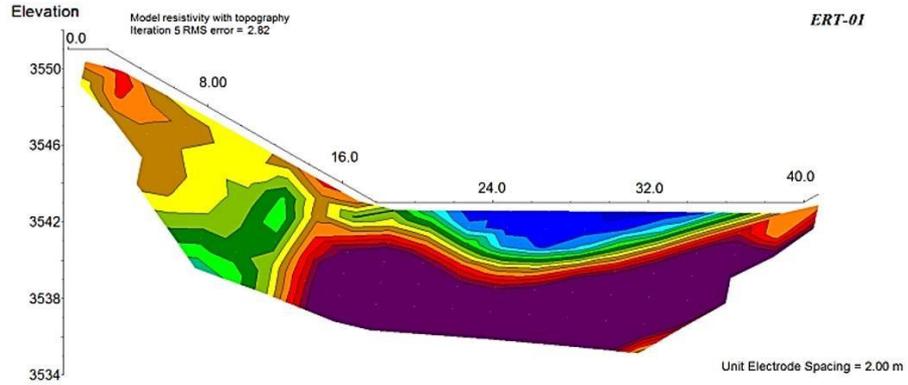
CONTENIDO

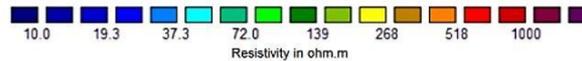
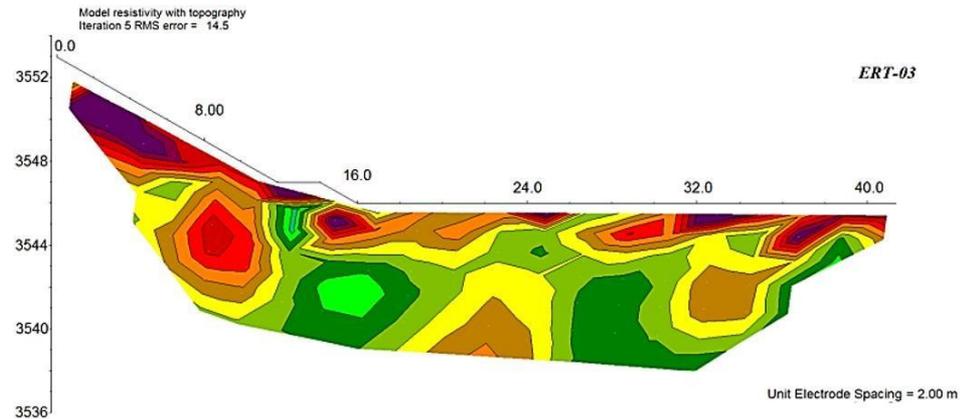
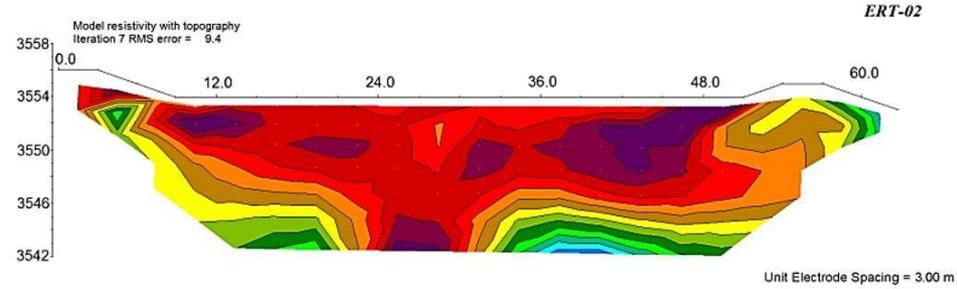
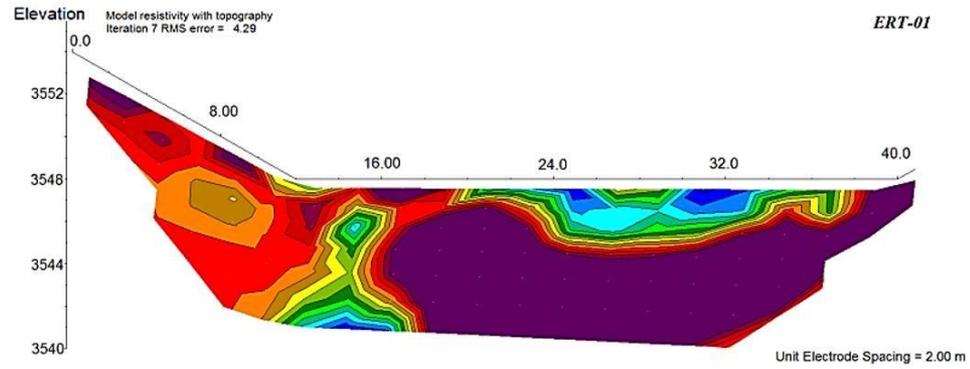
La impermeabilidad es uno de los principales objetivos en la construcción de una presa, y su control sobre su funcionamiento se convierte en una necesidad constante para asegurar el abastecimiento de agua para el riego de los terrenos y proteger la producción agrícola. Quipán cuenta con tres represas ubicadas en la sierra central del Perú, donde se desarrolló una investigación geofísica mediante mediciones de resistividad eléctrica; esto mostró una fuerte correlación entre las anomalías de resistividad y la estanqueidad de las presas. Con carácter enfocado a obtener información detallada de la estratigrafía donde se ubican las cimentaciones e identificar las zonas de debilitamiento en el eje de la presa, de esta manera tener el diagnóstico de estanqueidad de esta. Se realizó tomografía de resistencia eléctrica con arreglo polo-dipolo referente a las actividades de campo; por otro lado, que para el procesamiento de datos se utilizó el software Res2Dinv para el modelo de inversión 2D que muestra la variabilidad en la anomalía de resistividad. Los resultados generales muestran que la presión hidráulica y la erosión están generando deterioro en la estructura, incluso es posible resaltar que la actividad sísmica de la zona se ha comprometido a disminuir la resistencia del material que compone la estructura.













CONCLUSIONES

En este trabajo el método geofísico demostró ser efectivo para estudios de permeabilidad de estructuras de hormigón, el trabajo muestra los resultados de las imágenes ERT de un interesante conjunto de presas en zona remota y de difícil acceso y obteniendo buenos resultados. También cabe señalar que, dependiendo del arreglo de electrodos, en este trabajo se colocaron los electrodos en tres áreas importantes de la presa: atrás, adelante y en sí misma. Sin embargo, los resultados de Res2Dinv muestran que colocar los electrodos con una matriz de polos y dipolos para este caso de estudio dio una calidad de ajuste si se expresa mediante el error RMS (Root Mean Square Error) que debe ser el más pequeño posible para aceptar el ajuste, y en algunos casos los errores son relativamente razonables lo que significa que en promedio la diferencia entre la resistividad aparente medida y modelada para la represa Conchococha fue de 31.6, para la represa Huaracani Chico fue 15.8 y para la represa Huaracani Grande fue 22.3



¡GRACIAS!

cbarrigap@unam.edu.pe

**XVII CONGRESO COLOMBIANO DE GEOTÉCNIA “EVALUACIÓN Y
GESTIÓN DE RIESGOS GEOTÉCNICOS CON ÉNFASIS EN LOS
EFECTOS DEL CAMBIO CLIMÁTICO”**

14 al 18 de Noviembre de 2022



**Evaluation of the travel distance of mass movements Using
the Discrete Element Method**

**Nicolás Daniel Cifuentes Cruz, Mauricio Alberto Tapias Camacho,
Daniel Camilo Román Quintero**
Estudiante pregrado, profesor de planta, estudiante de doctorado.
Universidad Nacional de Colombia





Índice

1. Introducción
2. Objetivos
3. Estado del arte
 - Movimientos en masa
 - Método de elementos discretos
4. Metodología
5. Análisis de resultados – Objetivos 1
6. Análisis de resultados – Objetivos 2
7. Conclusiones
8. Referencias gráficas
9. Bibliografía



Introducción

Los movimientos en masa son fenómenos con gran potencial destructivo que ocurre alrededor del mundo. El contexto colombiano está particularmente afectado por estos fenómenos.

Es imperiosa la necesidad de prevenir que los movimientos en masa afecten la seguridad de los colombianos y de los recursos de los centros poblados.

Se propone un análisis de movimientos de masa por medio del método de elementos discretos.



Objetivos

OBJETIVO GENERAL

Evaluar la influencia de variables morfométricas de taludes sobre la distancia de viaje de movimientos en masa de materiales granulares utilizando el Método de Elementos Discretos (DEM)

OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Realizar la calibración de un proceso de falla de un talud o ladera compuesto de material granular usando el Método de Elementos Discretos.
- Evaluar la distancia recorrida por la masa desplazada variando las características morfométricas del talud o ladera



Estado del arte

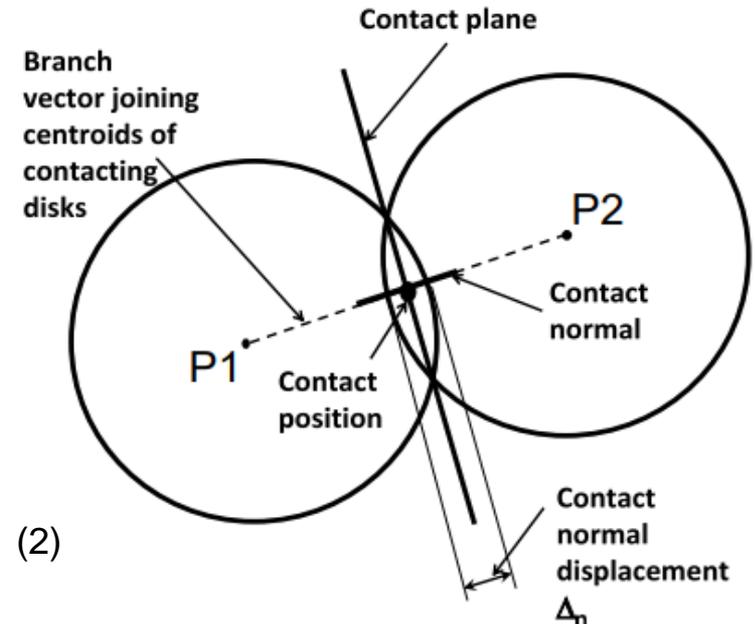
Clasificación de movimientos de masa

Deslizamiento de detritos



(1) (<https://www.researchgate.net/profile/Daniela-Ledezma-2>, 1998)

Método de elementos discretos

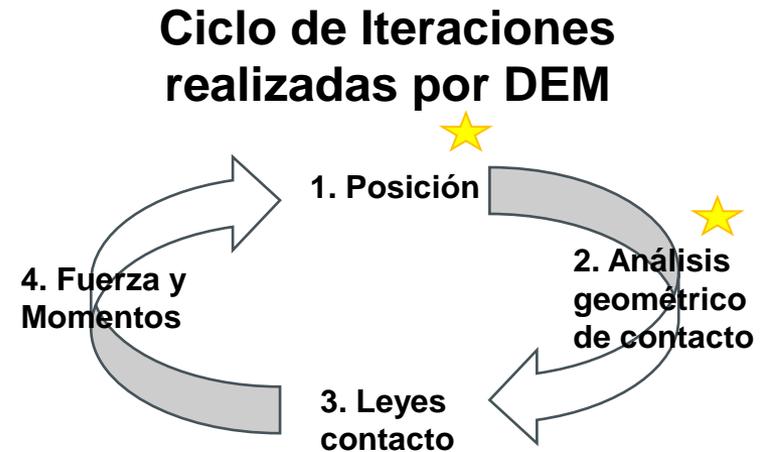
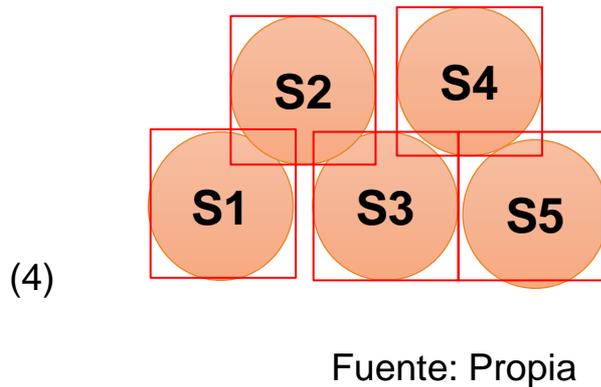
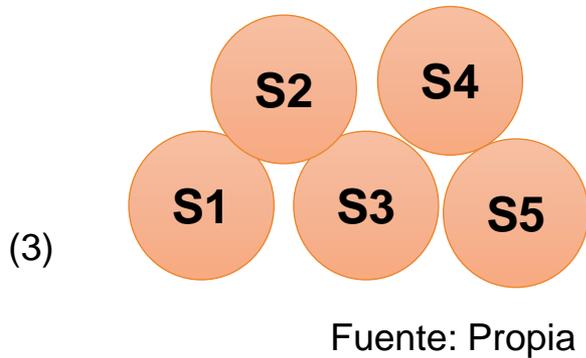


(2) (O'Sullivan, 2011)



Estado del arte

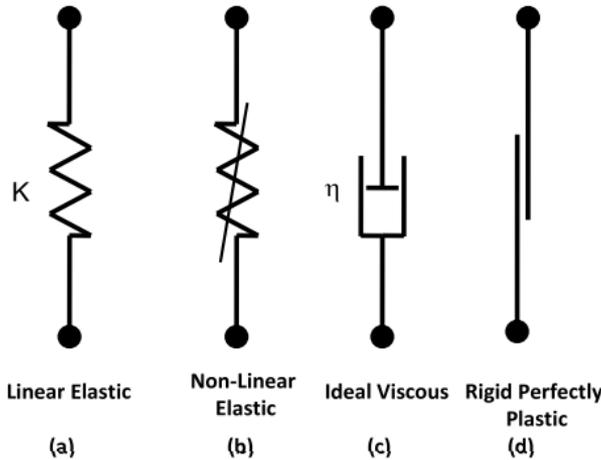
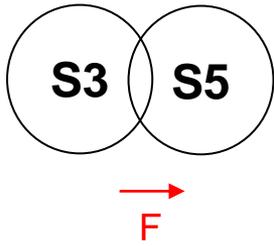
Método de elementos discretos



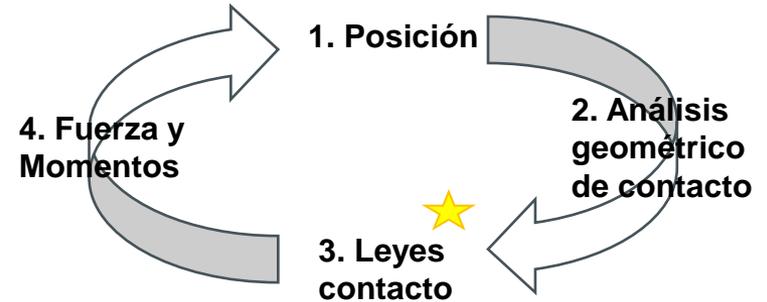


Estado del arte

Método de elementos discretos



Ciclo de Iteraciones realizadas por DEM



$$F = K\delta$$

Linear elastic, spring stiffness K

$$F = \eta\dot{\delta}$$

Viscous model, damping η

(5)

(5) (O'Sullivan, 2011)



Estado del arte

Método de elementos discretos

Integración explícita

Translación

$$\underline{m}_p \underline{\ddot{x}}_p^t = \underline{F}_p^t \quad (\text{Se conoce las fuerzas})$$

$$\underline{v}_p^{t+\Delta t/2} = \underline{v}_p^{t-\Delta t/2} + \Delta t \underline{m}_p^{-1} (\underline{F}_p^t) \quad (\text{Reemplazo de aceleración})$$

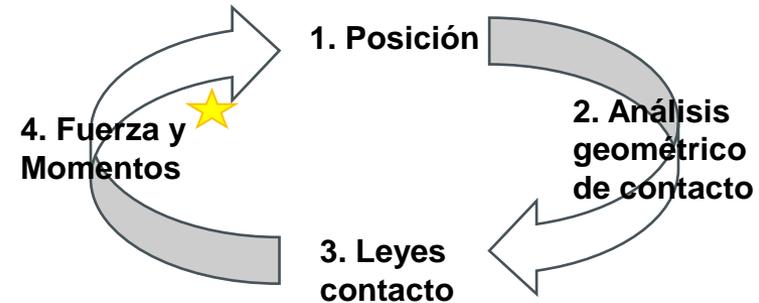
$$\underline{x}_p^{t+\Delta t} = \underline{x}_p^t + \Delta t \times \underline{v}_p^{t+\Delta t/2} \quad (\text{Reemplazo de posición})$$

Torción

$$I_{p,z} \dot{\omega}_{p,z} = M_{p,z}$$

$$\omega_{p,z}^{t+\Delta t/2} = \omega_{p,z}^{t-\Delta t/2} + \Delta t \frac{M_{p,z}^t}{I_{p,z}} \quad (\text{Cálculo velocidad angular})$$

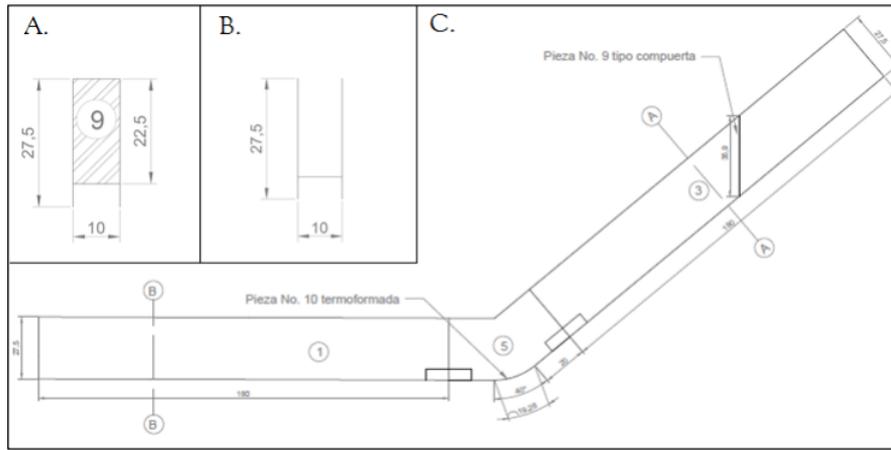
Ciclo de Iteraciones realizadas por DEM





Metodología – Objetivos 1

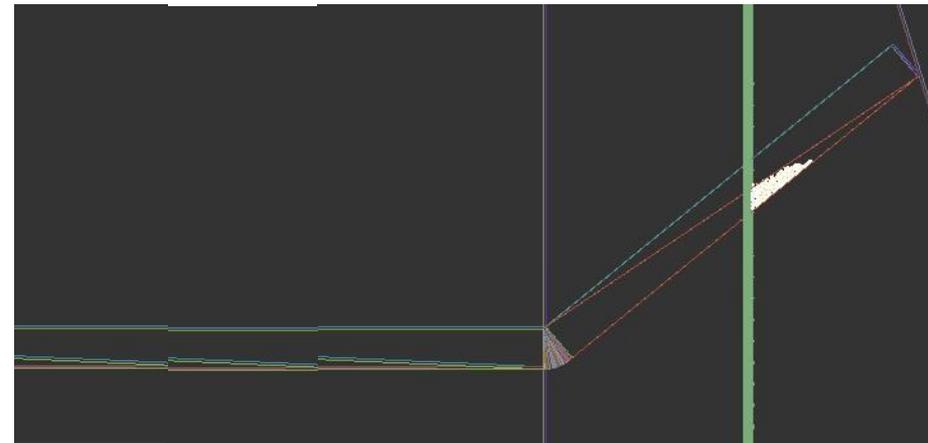
Montaje experimental



(6)

(Roman, D. (2017))

Montaje Virtual

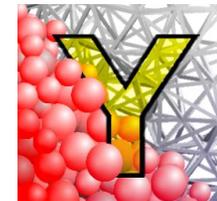


(7)

Fuente: Propia

Parámetros para el análisis de susceptibilidad (Modelo de contacto lineal elástico)

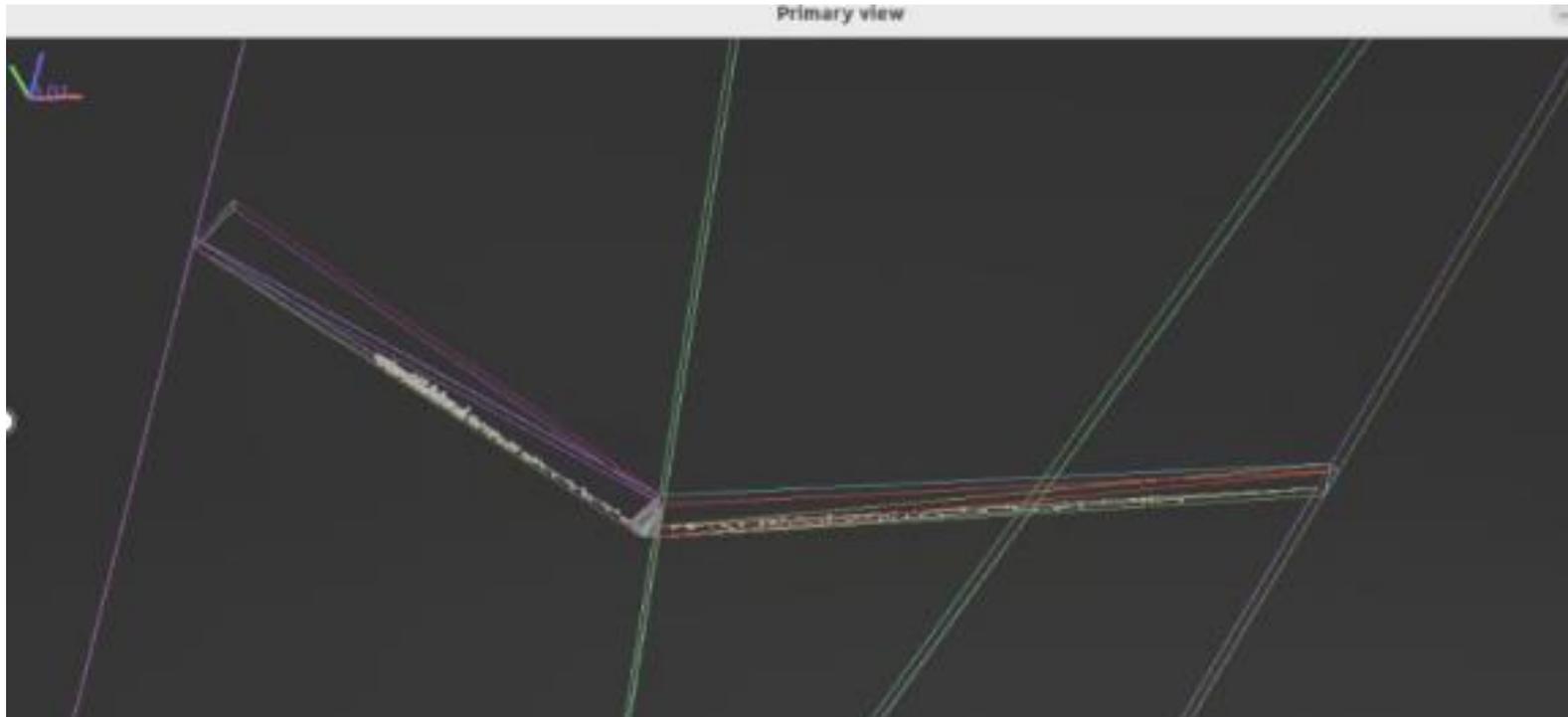
- Módulo de Young, E
- Amortiguamiento
- Ángulo de Fricción, F_r
- Número de partículas



(8) Fuente: Yade logo



Metodología – Objetivos 1

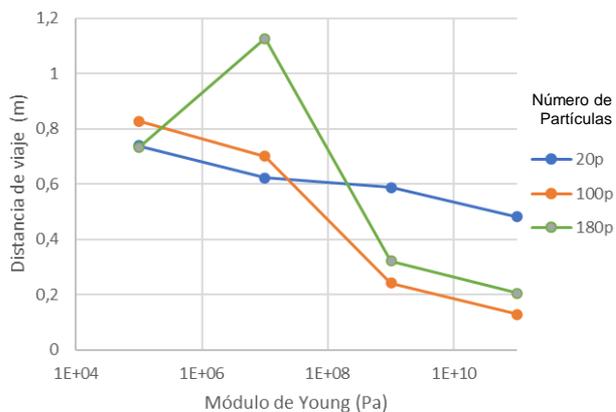




Análisis de resultados – Objetivos 1

Variación del Módulo de Young

(Fr=10°, amortiguamiento 0.3)

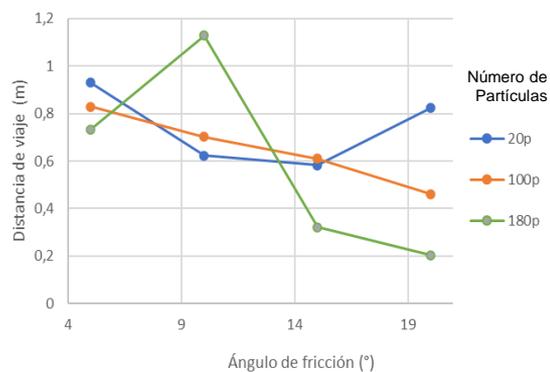


(9)

Fuente: Propia

Variación del Angulo de fricción

(E=1e7 Pa, amortiguamiento 0.3)

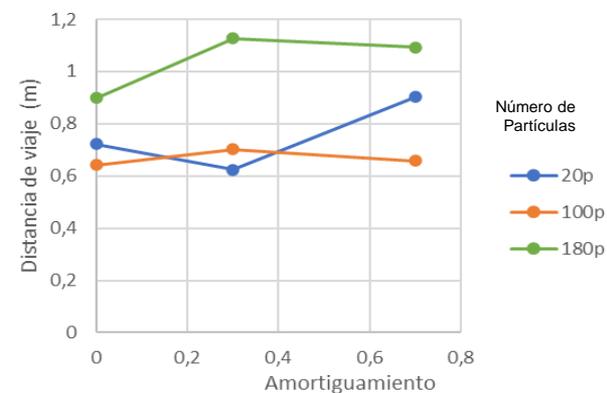


(10)

Fuente: Propia

Variación del Amortiguamiento

(Fr=10°, E=1e7 Pa)



(11)

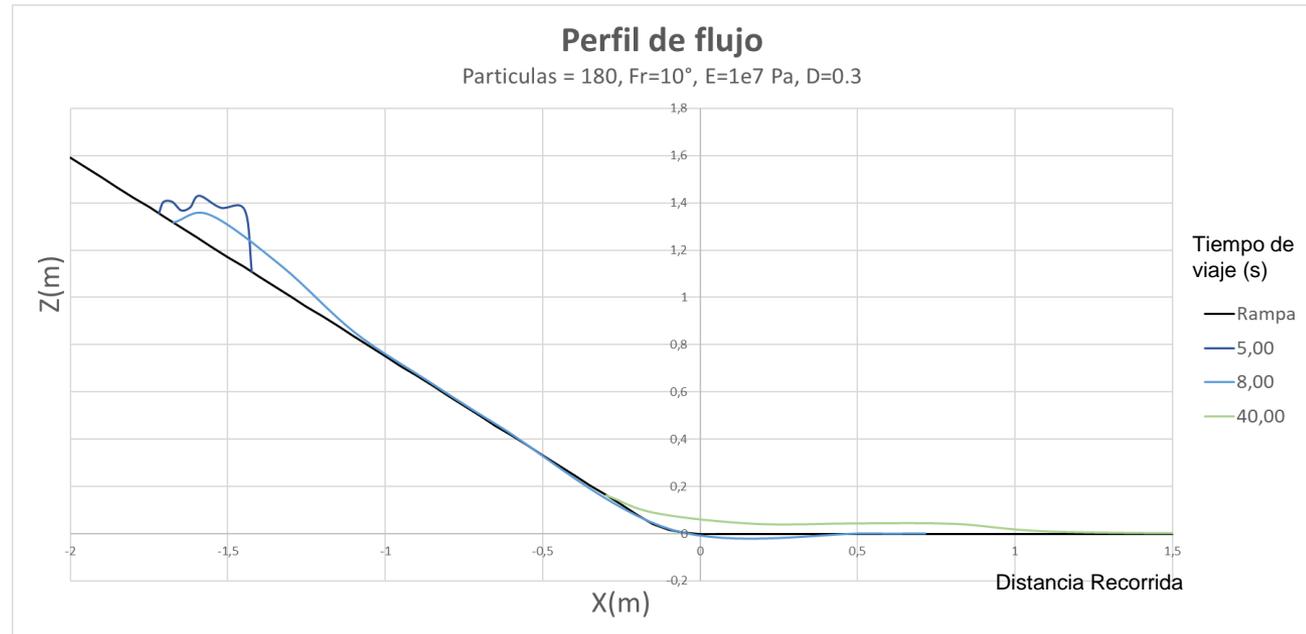
Fuente: Propia



Análisis de resultados – Objetivos 1

Espécimen escogido

- Módulo de Young = $1e7$ Pa
- Amortiguamiento = 0.3
- Fricción = 10°
- Número de partículas = 180



(12)

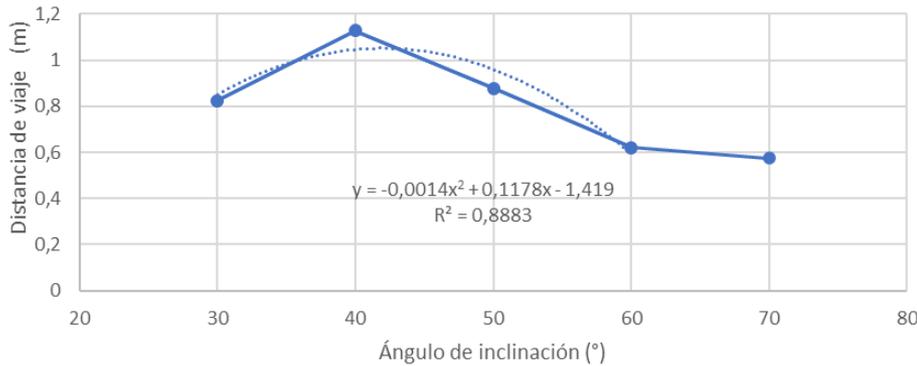
Fuente: Propia



Análisis de resultados – Objetivos 2

Variación de inclinación

(Fr=10°, E=1e7 Pa, amortiguamiento 0.3, 180 p, altura = 1m)

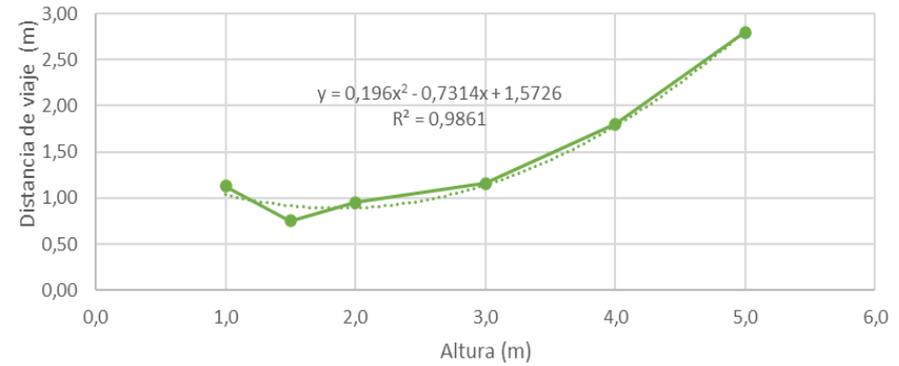


(13)

Fuente: Propia (14)

Variación de altura de caída

(Fr=10°, E=1e7 Pa amortiguamiento 0.3, 180 p, Inclinación 40°)



Fuente: Propia



Conclusiones

- El método de los elementos discretos (DEM) es un método numérico que permite analizar el comportamiento micromecánico de los suelos para dar una respuesta macromecánica.
- Se realizó una modelación numérica de un flujo experimental de detritos tomado de la literatura con el fin de calibrar el modelo de flujo de detritos presentado en este trabajo.
- Mediante el análisis DEM se permitió analizar las distancias de viaje para un flujo de detritos, obteniéndose que esta distancia de viaje disminuye entre mayor sea el ángulo de fricción y el modulo de elasticidad de Young.
- El cambio de análisis morfométricos muestra que existe una relación parabólica entre la altura del talud y la distancia de viaje, así como también existe una relación parabólica con respecto al grado de inclinación y la distancia de viaje.



Referencias gráficas

- 1) <https://www.researchgate.net/profile/Daniela-Ledezma-2/publication/344242491/figure/fig7/AS:935745539801089@1600110530265/Figura-11-Eschema-de-flujo-de-detritos-ya-sean-canalizados-o-no-canalizados-Extraido.jpg>
- 2) O'Sullivan, C. (2011). Particulate discrete element modelling a Geomechanics Perspective. London & NewYork: Spon Pres.
- 3) - 5) Fuente propia
- 6) Román, D. C. (2017). Análisis experimental del movimiento del fenómeno de remoción de masas en materiales granulares. Bucaramanga.
- 7) Fuente propia
- 8) <https://www.yade-dem.org/w/images/a/ac/Yade256.png>
- 9) - 14) Fuente propia



Bibliografía

- Damiano, L. O. (2007). Postfailure Mechanics of Landslides: Laboratory Investigation of Flowslides in Pyroclastic Soils. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol 133, Issue 1.
- Gong, G. (2008). Dem simulations of drained and undrained behaviour. Birmingham, Estados Unidos: University of Birmingham Research Archive. Iverson, R. (1977). The Physics of debris flows. *Review of Geophysics*, 245-291.
- Olarte, J. M. (2017). Clasificación de movimientos en masa y su distribución en terrenos geológicos de Colombia. Bogotá D.C.: SERVICIO GEOLÓGICO COLOMBIANO.
- O'Sullivan, C. (2011). Particulate discrete element modelling a Geomechanics Perspective. London & New York: Spon Pres.
- Román, D. C. (2017). Análisis experimental del movimiento del fenómeno de remoción de masas en materiales granulares. Universidad Industrial de Santander, Bucaramanga.
- Syed, Z. I. (2017). Development and calibration of discrete element method inputs to mechanical responses of granular material. Iowa, Estados Unidos: Iowa state University digital repository



¡GRACIAS!

¿Preguntas?

ncifuentesc@unal.edu.co

**XVII CONGRESO COLOMBIANO DE GEOTÉCNIA “EVALUACIÓN Y
GESTIÓN DE RIESGOS GEOTÉCNICOS CON ÉNFASIS EN LOS
EFECTOS DEL CAMBIO CLIMÁTICO”**

14 al 18 de Noviembre de 2022



**MEJORAMIENTO DE SUELOS POR MEDIO DE JET GROUTING
PARA SILOS EN SOCIEDAD PORTUARIA DE SANTA MARTA**

**ALBERTO JOSÉ DURAN GAMARRA
MSc-DIC Mecánica de suelos
Gerente general
SUELOS INGENIERÍA S.A.S.**



CONTENIDO

1. INTRODUCCIÓN
2. CARACTERÍSTICAS DEL SUBSUELO
3. DISEÑO DE CIMENTACIÓN
4. CONSTRUCCIÓN
5. CONTROL DE CALIDAD
6. CONCLUSIONES



INTRODUCCIÓN

- La Sociedad Portuaria de Santa Marta (SPSM) ha venido desarrollándose en el extremo noroccidental de la ciudad. De 1525 a 1908 el puerto de Santa Marta careció de muelle.
- En 1908 la United Fruit Company construyó un muelle de madera y Zinc con una longitud de 98 metros, para operaciones de cargue manual.
- En 1953 la Campenon Bernarl construyó el muelle actual sobre pilotes y placa, extendiéndose 98 metros hacia el mar.



Imagen 1. Muelle 1908



Imagen 2. Muelle actualmente



INTRODUCCIÓN

La Imagen 3 muestra el esquema de la localización de los silos frente a Muelle 4, que corresponde a zonas de rellenos

- Para el año 2009 existían 3 silos graneleros.
- En el 2010 se construyeron 3 silos adicionales sobre una cimentación anular de 3 metros de ancho, generando **presiones de 13 Ton/m²**. Estos tuvieron **asentamientos totales del orden de 200 mm**, lo que representan **valores intolerables para las normas**.
- SPSM consultó a SUELOS INGENIERÍA S.A.S. recomendar una solución de cimentación que permitiera construir 15 tanques adicionales sin problema alguno.

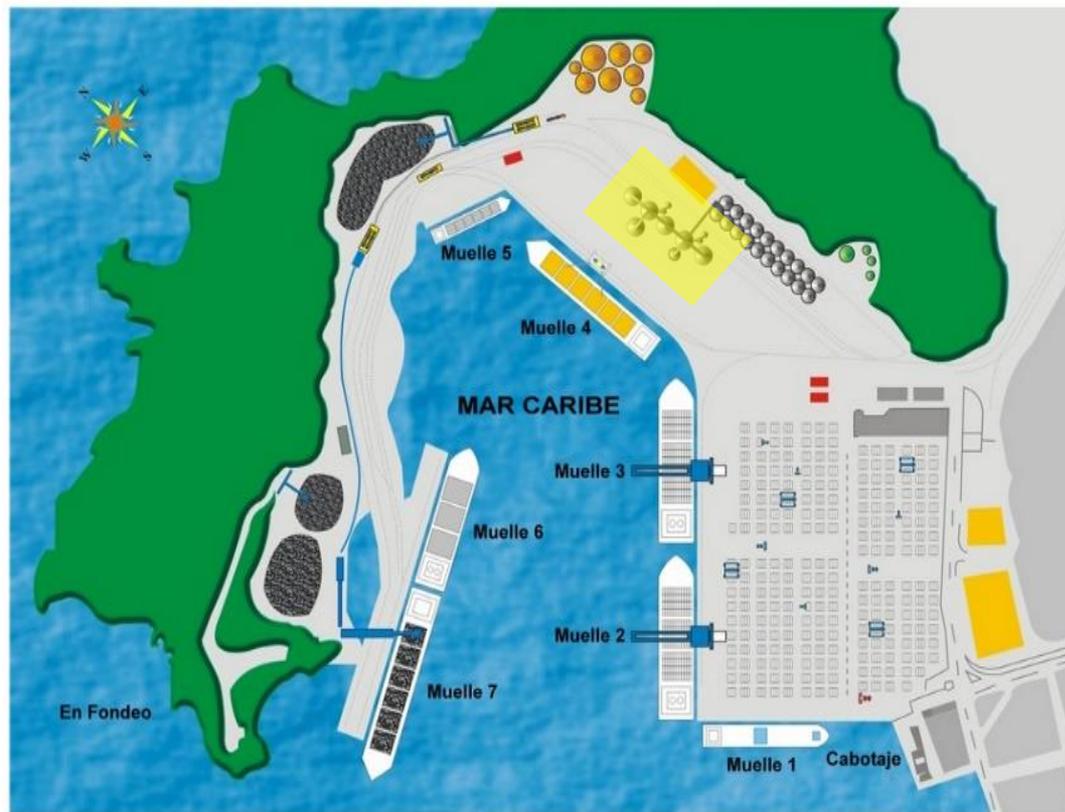


Imagen 3. Localización de silos frente a Muelle 4



CARACTERÍSTICAS DEL SUBSUELO

- Diferentes perforaciones se ejecutaron entre el 2015 y 2018, empleando equipo de rotación.
- La Imagen 4 presenta la localización de los sondeos ejecutados entre los años 2015 y 2016, con el fin de corroborar la estratigrafía de la zona en estudio, así como las propiedades físicas y mecánicas de los materiales que lo conforman.

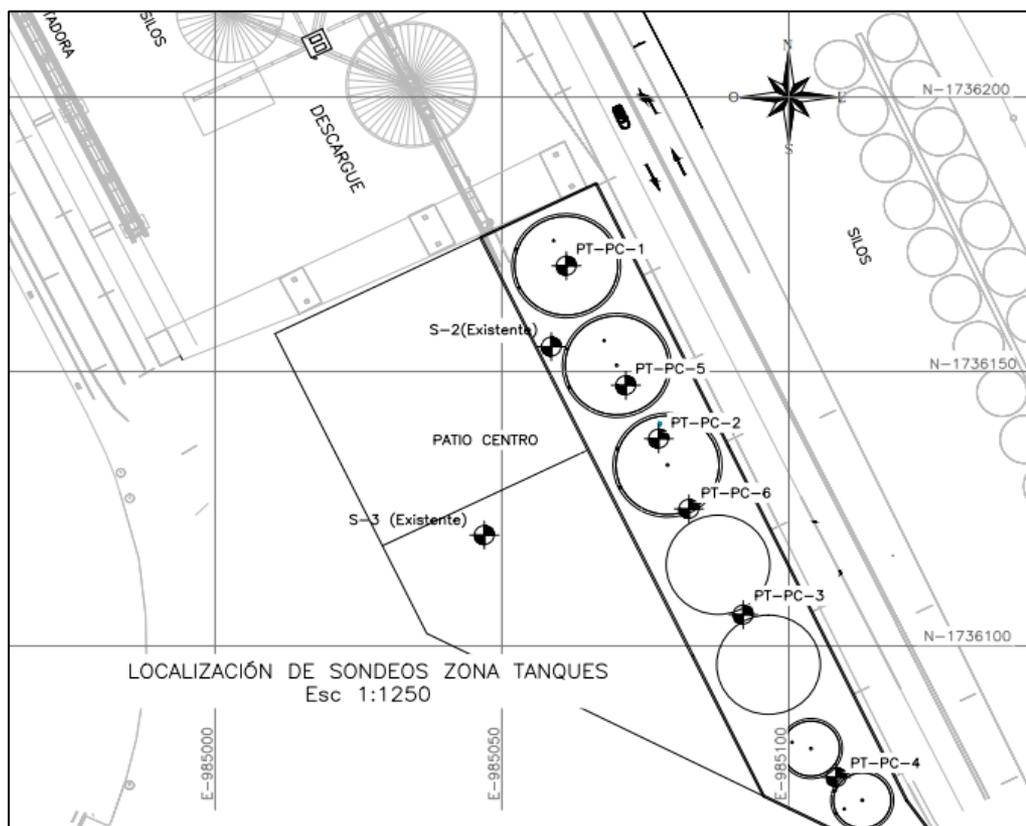


Imagen 4. Localización de sondeos ejecutados 2015-2016



CARACTERÍSTICAS DEL SUBSUELO

La Tabla 1 presenta propiedades de los materiales obtenidos de los sondeos realizados en el 2015 y 2016

Tabla 1. Parámetros de resistencia de los materiales presentes en Patio Centro (2015)

MATERIAL	Profundidad (m)		COMPACIDAD	γ_{hum} (kN/m ³)	c' (kPa)	ϕ' (°)	E (MPa)	ν
	desde	hasta						
MATERIAL DE RELLENO conformado principalmente por arena y grava	0	3,5-4,5	Medio densa	18	0	30	9,8	0,25
ARENA BIEN GRADADA CON LIMO; de grano medio	3,5-7,5	7,5-19,5	Suelta	17	0	30	5,9	0,25
FRAGMENTO DE ROCA CORALINA en matriz arenosa	7,5	11	NA	17	0	28	8,2	0,25
ARENA LIMOSA de grano medio a fino	3,5-11	9-17,5	Medio suelta	18	0	33	8,1	0,3
ROCA esquisto muy fracturada y meteorizada	9-19,5	Fin perforaciones	NA	19	46	39	239,0	0,25



CARACTERÍSTICAS DEL SUBSUELO

- La Imagen 7 presenta la localización de los sondeos ejecutados en la zona de estudio en el año 2018.



Imagen 7. Localización de sondeos ejecutados 2018



CARACTERÍSTICAS DEL SUBSUELO

La Imagen 8 representa los perfiles estratigráficos obtenidos de los sondeos realizados por SUELOS INGENIERIA en el 2018

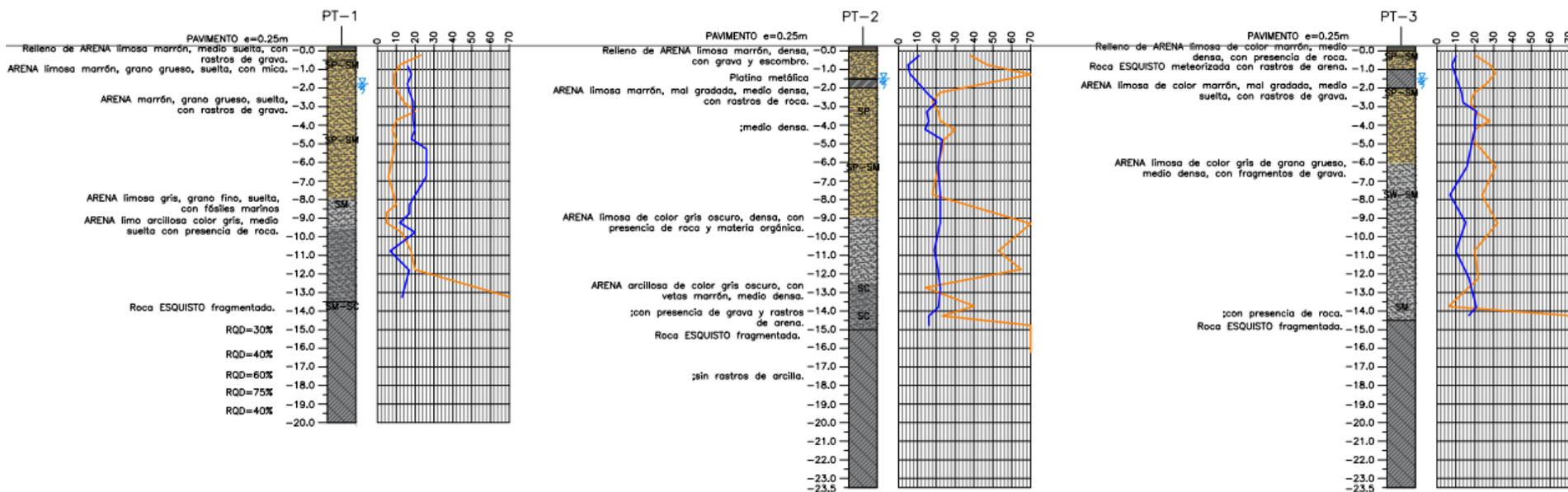


Imagen 8. Perfiles estratigráficos de sondeos 2018



CARACTERÍSTICAS DEL SUBSUELO

La Tabla 2 presenta propiedades de los materiales obtenidos de los sondeos realizados en el 2018

Tabla 2. Parámetros de resistencia de los materiales encontrados en el sitio de estudio (2018)

MATERIAL	PROFUNDIDAD (m)		N SPT RANGO (golpes/30cm)	N SPT PROMEDIO (golpes/30cm)	COMPACIDAD / CONSISTENCIA	γ_{hum} (kN/m ³)	Su (kPa)	ϕ' (°)	c' (kPa)	E (MPa)
	DESDE	HASTA								
Relleno de arena limosa densa con roca y escombros, marrón	0.0	1.0 - 2.0	31 - 47	39	Densa	18.0	NA	38	0.0	13.5
Arena limo-arcillosa medio suelta, marrón	1.0 - 2.0	6.0 - 14.5	18 - 22	20	Medio suelta	17.5	NA	33	0.0	17.5
Arena arcillosa medio suelta con presencia de roca, gris	9.5 - 12	13.5 - 15.0	13 - 20	16	Medio suelta	17.5	NA	32	0.0	15.4
Roca esquistos meteorizada y fragmentada	13.5 - 15.0	20.0 - 23.5	NA	NA	NA	20.0	NA	35	36.0	292.8



CARACTERÍSTICAS DEL SUBSUELO

Capacidad portante del suelo

SILOS 2015

$q_a = 6 \text{ Ton/m}^2$

Asentamiento total = 200 mm

Asentamiento diferencial = 70 mm

SILOS 2018

$q_a = 10 \text{ Ton/m}^2$

Asentamiento total = 180 mm

Asentamiento diferencial = 60 mm

- Las variaciones de las cargas se encuentran en un rango entre 13 -20 Ton/m². Es necesario una cimentación profunda.
- Debido a las obstrucciones en el sitio (fragmentos rocosos) no es posible usar pilotaje. Por tanto, se propone alternativa de columnas de suelo cemento con Jet Grouting.



DISEÑO DE CIMENTACIÓN

- La Imagen 9 muestra las profundidades del suelo mejorado (2016).

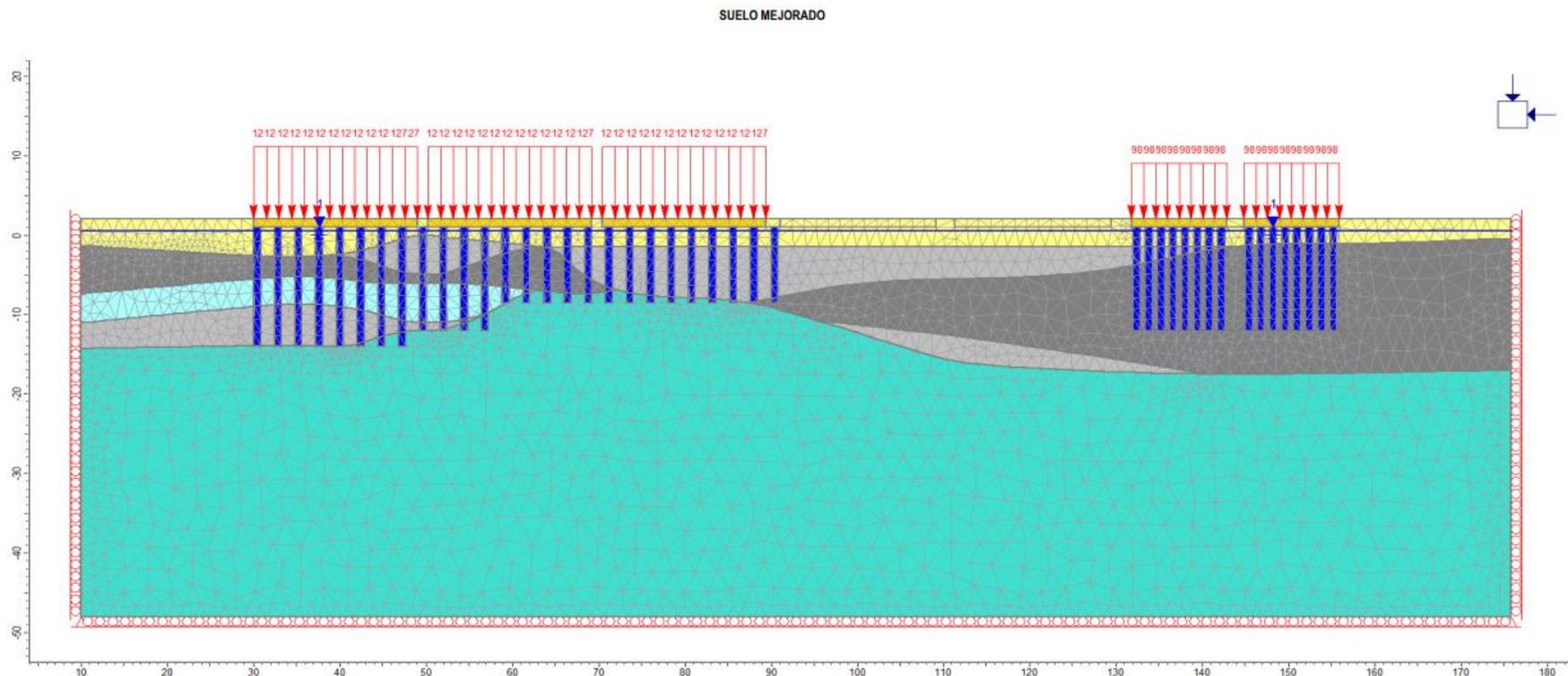


Imagen 9. Esquema en perfil del mejoramiento de suelos con columna de suelo cemento empleando la metodología Jet-Grouting para la construcción de silos de granel vegetal



DISEÑO DE CIMENTACIÓN

- Con la finalidad de calcular las deformaciones que sufrirá el suelo por la construcción de los silos se realizó una **modelación numérica por elementos finitos (FEM)**.
- Esta modelación permitió por medio de la asignación de parámetros de deformación y resistencia a las distintas capas de suelo, predecir el cambio de volumen del mismo en respuesta a la aplicación de cargas.

Tabla 3. Resumen de resultados de modelación numérica por medio de FEM para determinación de asentamientos en suelo mejorado con CSC

Silo No.	Diámetro columnas (m)	Longitud columnas (m)	Separación columnas (m)	Asentamiento máximo (cm)	Asentamiento diferencial (cm)
1	0,8	15	2,2	4	1
2		9,5-13	2,2	4	1
3		9,5	2,2	3	1
4		13	1,4	7	2
5		13	1,4	7	2

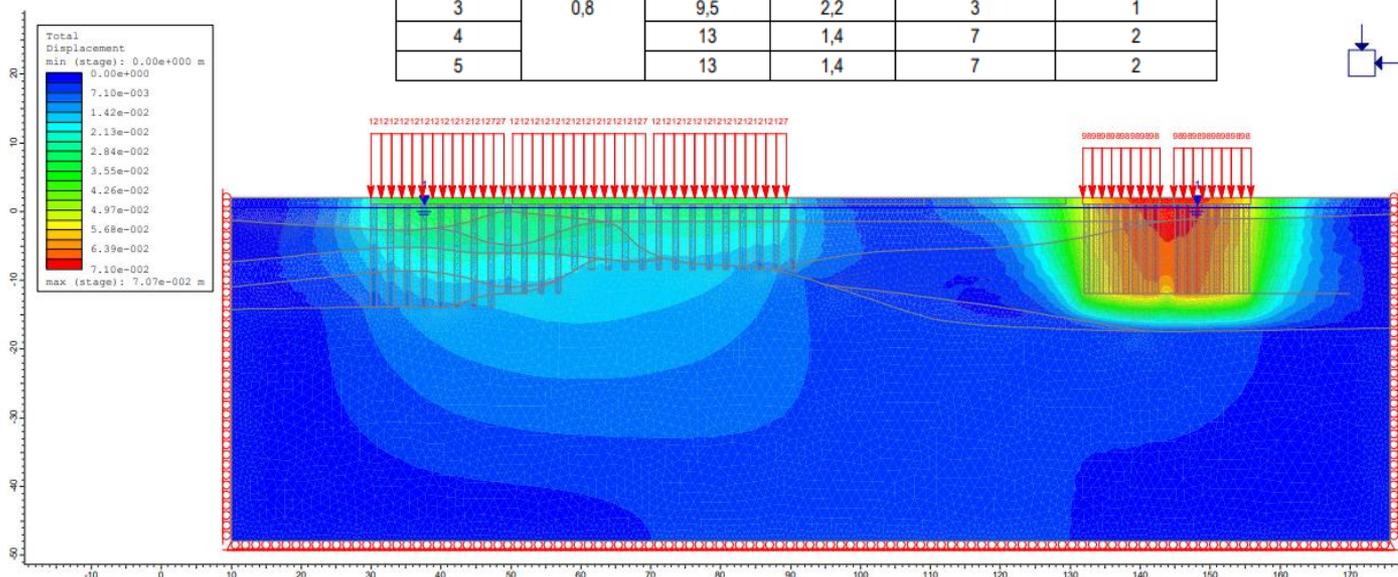


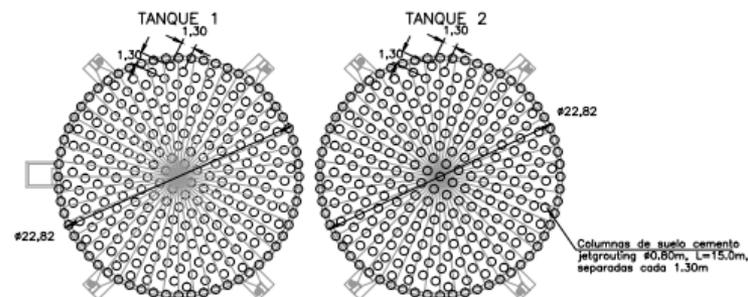
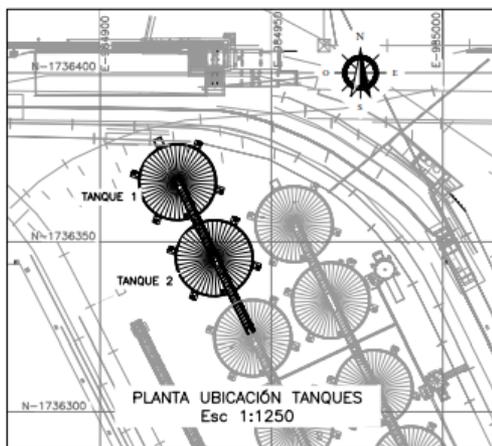
Imagen 10. Esquema modelación de elementos finitos en programa PHASE2



DISEÑO DE CIMENTACIÓN

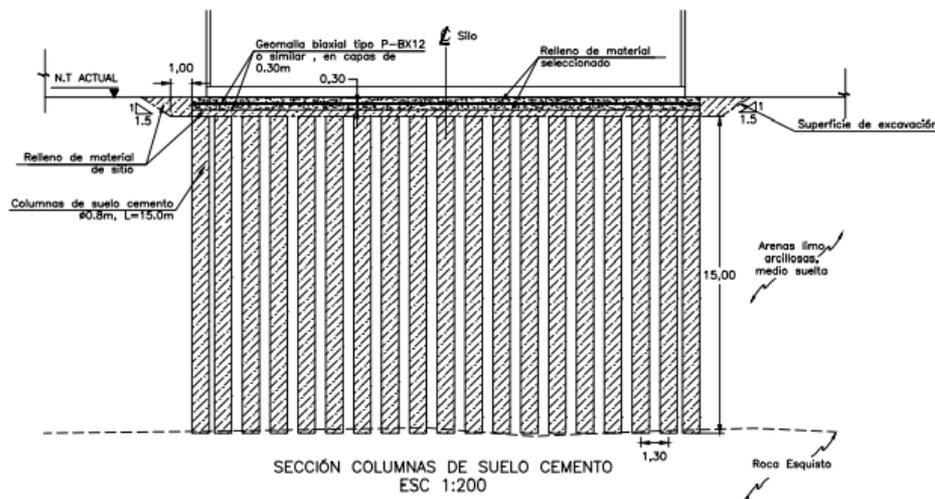
- La Imagen 11 muestra la distribución y características del diseño de cimentación con columnas de suelo cemento propuesto para los silos de almacenamiento de granel vegetal en el 2018.

DIÁMETRO DE LA CSC (cm)	PROFUNDIDAD DE DESPLANTE (m)	LONGITUD DE CSC(m)	RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN AXIAL (PSI)	SEPARACIÓN ENTRE EJES DE CSC (m)
80.0	0.9	15.0	200.0	1.30



Ø 0.8m
Separación entre ejes de columnas: 1.3 m
Longitud : 15.0 m
273 csc por tanque

DISTRIBUCIÓN DE COLUMNAS
Esc 1:400



CARGA DISTRIBUIDA (ton/m ²)	ASENTAMIENTO TOTAL ESPERADO CON MEJORAMIENTO (cm)	ASENTAMIENTO DIFERENCIAL MAXIMO ESPERADO CON MEJORAMIENTO (cm)
20.0	4.63	2.00

Imagen 11. Características de las columnas de suelo cemento para la cimentación de tanques



CONSTRUCCIÓN

- Existen fundamentalmente dos métodos constructivos de columnas de suelo cemento: Soil Mixing y Jet-Grouting
- Jet grouting consiste en inyectar lechada de cemento (grout) a presión dentro del suelo a mejorar.
- Esta inyección se hace a través de una tubería que perfora dentro del suelo a la profundidad deseada y luego transporta en su interior el grout, impulsado por una bomba de alta presión, para finalmente inyectarlo a manera de chorro por el costado en su parte inferior.

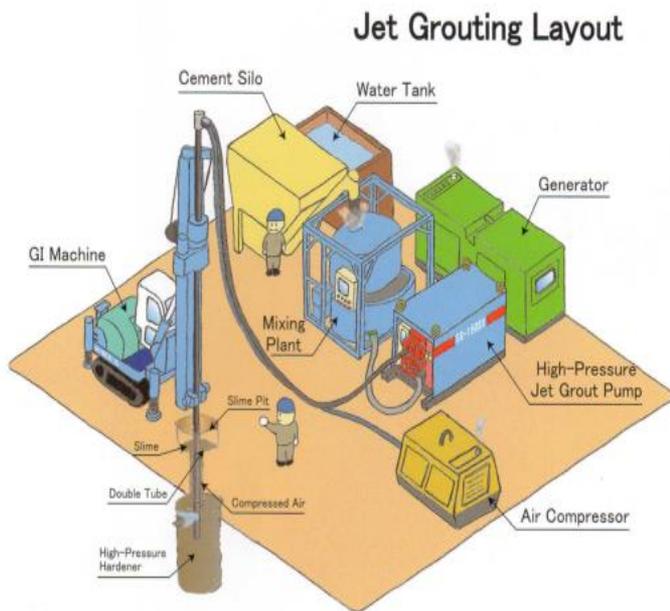


Imagen 12. Jet Grouting



CONSTRUCCIÓN

- La solución del mejoramiento deberá venir acompañada de un **relleno compactado de material granular reforzado**, el cual permite una adecuada distribución de las cargas de la estructura hacia el suelo mejorado.
- Cada capa de relleno tendrá por lo menos **30 cm de espesor** y estará acompañada por un manto de refuerzo con **geomalla biaxial tipo P-BX12** o similar.
- Este relleno reforzado genera un efecto arco que enviará **mayor carga hacia las columnas de suelo cemento** (suelo mejorado) y menor carga al suelo circundante a las columnas de suelo cemento. Esto ayudará a producir un asentamiento uniforme.



CONSTRUCCIÓN

- El relleno reforzado tendrá un espesor de 0.9 m, ya que por la presencia del nivel freático en la zona de estudio se dificulta su construcción para espesores mayores.
- Se recomienda que la primera capa del relleno reforzado, entre la base de la estructura y el suelo mejorado, se realice con el material de relleno del sitio y así disminuir la posibilidad de que el material seleccionado entre en contacto con el agua freática y la compactación se pueda realizar adecuadamente (Imagen 13).

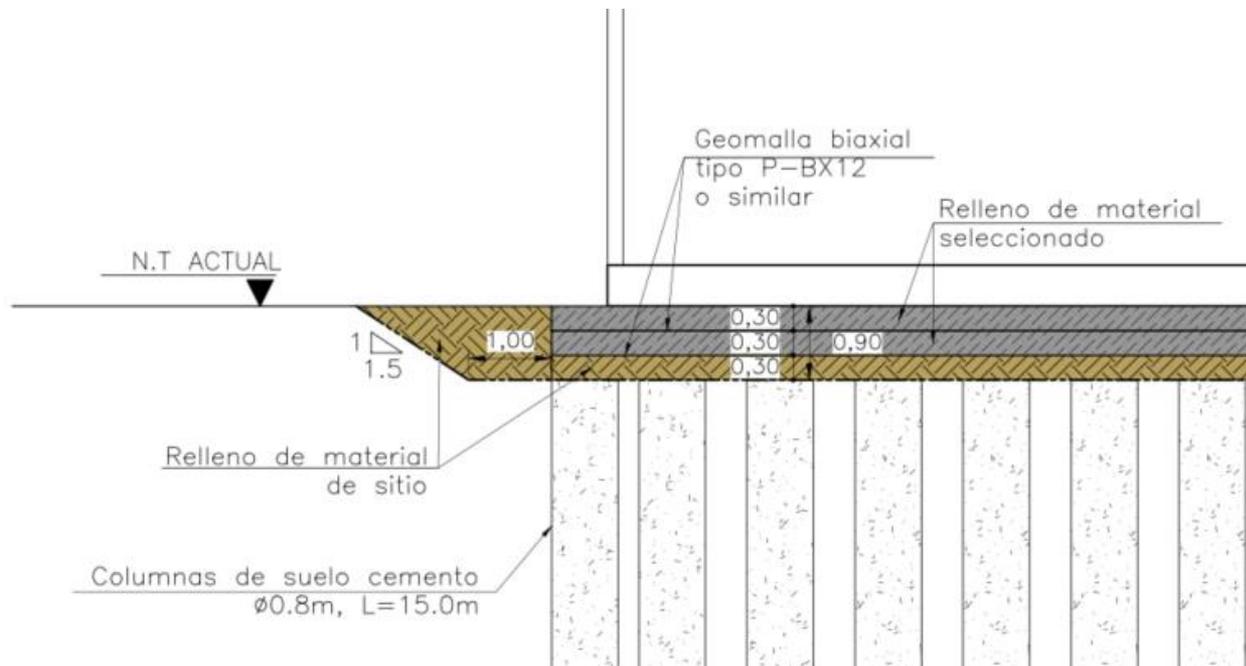


Imagen 13. Esquema solución con relleno



MAQUINARIA EMPLEADA



Mezcladora



Bomba alta presión



Equipo perforación

Imagen 14. Maquinaria empleada



CONTROL DE CALIDAD

- El éxito del suelo mejorado depende del programa de control de calidad efectuado. Los métodos de control de calidad incluyen los materiales, mezclado, y tipo de equipos utilizados.
- Lo ejecutado en el terreno no siempre es fiel copia de lo entregado en diseño y laboratorio. Típicamente las resistencias en campo difieren entre un 20 a 80% de las resistencias de diseño obtenidas en laboratorio. Por esto, es muy importante realizar los controles de calidad requeridos.
- Un amplio rango de métodos intrusivos y geofísicos se utilizan para llevar a cabo estos programas de calidad. Sin embargo, dentro de todas las variables la resistencia de las muestras lleva el 95% de favorabilidad. También estos datos fueran obtenidos en campo.



CONTROL DE CALIDAD

1. Ensayos de material en laboratorio

- Se realizan diferentes ensayos de contenidos de cemento con diferentes muestras para obtener datos de resistencia en laboratorio y así estimar la resistencia del material a usar en el proyecto.
- Diferentes investigadores han protocolizado la resistencia obtenida en laboratorio con ensayos de campo de SPT y CPT.

arena						arcilla			
cinco días		ocho días		catorce días		cuatro días		siete días	
% cemento	resistencia psi	% cemento	resistencia psi	% cemento	resistencia psi	% cemento	resistencia psi	% cemento	resistencia psi
5	24,57	5	27,96	5	83,78	5	11,02	5	28,77
10	43,08	10	44,59	10	141,24	10	25,62	10	67,33
15	77,01	15	60,21	15	281,04	15	19,58	15	33,15
20	58,57	20	71,34	20	201,25	20	45,62	20	100,04
25	106,24	25	84,36	25	186,45	25	46,88	25	77,5
30	194,12	30	172,49	30	273,4	30	40,53	30	58,92

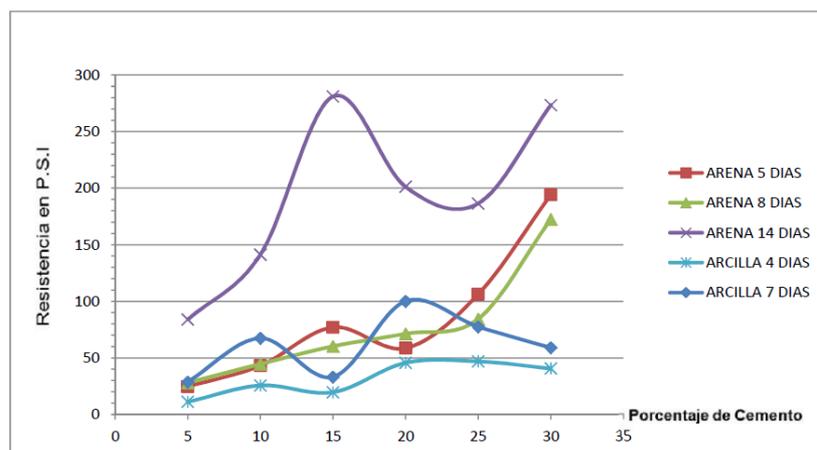


Imagen 15. Gráfica Resistencia vs Porcentaje de cemento



CONTROL DE CALIDAD

- Típicamente entre el 1 a 2% son las columnas verificadas en campo. Sin embargo, debido a la importancia del proyecto, por ejemplo, para casos de licuefacción, se sugiere hasta el 5%

Ensayos SPT

La Tabla 4 muestra los rangos aproximados de N55 que corresponden a los valores UCS, que se han obtenido en diferentes autores.

Tabla 4. Rangos aproximados de N55, varios autores.

Resultados UCS en kPa (valores SPT N55)			
Tipo de suelo	Cemento	Cemento-cal	Cal
Turba	20 - 300 (2-30)	20 - 200 (2-20)	20 - 200 (2-20)
Arcillas Organicas	20 - 300 (2-30)	20 - 200 (2-20)	20 - 200 (2-15)
Arcillas sensitivas	50 - 400 (5-40)	50 - 300 (5-30)	40 - 300 (4-30)
Arcillas	100 - 1800 (4-72)	50 - 1600 (2-64)	50 - 1400 (2-56)
Limos Arcillosos	100 - 1800 (4-72)	100 - 1600 (4-64)	50 - 1600 (2-64)
Arcillas Limosas	100 - 2000 (4-80)	100 - 1800 (4-72)	100 - 1800 (4-72)
Limos	100 - 1600 (3-50)	100 - 1800 (3-54)	100 - 800 (3-24)
Arenas	100 - 5000 (3-100)	100 - 1800 (3-54)	100 - 800 (3-24)

Nuestras muestras están en el rango de arenas y limos con cemento para valores de 1400 – 2100 kPa.



CONTROL DE CALIDAD

Lieu et al (2003) y Nishibashi et al (1985) presentan los siguientes valores en la Tabla 5.

Tabla 5. Casos validación del protocolo SPT

Estudios de casos utilizados en la validación del protocolo SPT				
Referencia	Sheills et al.	Liu and Hryciw	Nishibashi et al	Duran A
Profundidad (m)	0 - 10 m	0 - 10 m	0 - 6 m	0 - 10 m
Tipo de Suelo	Arcillas organicas	Arcillas Blandas	Arena/Arcilla limosa	Arena/ Limo
Cementante	Cemento	Cemento	Cemento	Cemento
Tiempo de curado	40 días	N/A	N/A	40 días
SPT (N)	5 - 20	5 - 26	1 - 50	5 - 65
UCS en nucleos (kPa)	75 - 260	250 - 1000	500 - 1600	500 - 3000



CONTROL DE CALIDAD

Nuestras investigaciones en este proyecto se muestran en las mismas gráficas

Ensayos SPT

TK 101

PT-PC-2		
Elevación (m)		N (SPT)
Inicial	Final	
0,0	0,5	R
0,5	1,0	20
1,0	1,5	18
1,5	2,0	16
2,0	2,5	22
2,5	3,0	20
3,0	3,5	13
3,5	4,0	28
4,0	4,5	25
4,5	5,0	
5,0	5,5	
5,5	6,0	30
6,0	6,5	
6,5	7,0	12
7,0	7,5	
7,5	8,0	
8,0	8,5	
8,5	9,0	50



PT-PC-6		
Elevación (m)		N (SPT)
Inicial	Final	
0,0	0,5	
0,5	1,0	55
1,0	1,5	69
1,5	2,0	
2,0	2,5	21
2,5	3,0	10
3,0	3,5	17
3,5	4,0	12
4,0	4,5	8
4,5	5,0	11
5,0	5,5	
5,5	6,0	
6,0	6,5	8
6,5	7,0	
7,0	7,5	
7,5	8,0	15
8,0	8,5	
8,5	9,0	
9,0	9,5	18
9,5	10,0	
10,0	10,5	15





CONTROL DE CALIDAD

CSC-11 TK-101 (EJE; 6 DÍAS)		
Elevación (m)		N (SPT)
Inicial	Final	
0,0	0,5	
0,5	1,0	46
1,0	1,5	51
1,5	2,0	63
2,0	2,5	56
2,5	3,0	51
3,0	3,5	51
3,5	4,0	45
4,0	4,5	
4,5	5,0	
5,0	5,5	20
5,5	6,0	30
6,0	6,5	
6,5	7,0	5
7,0	7,5	9
7,5	8,0	
8,0	8,5	45
8,5	9,0	43



CSC-6 TK-101 (EJE; 6 DÍAS)		
Elevación (m)		N (SPT)
Inicial	Final	
0,0	0,5	
0,5	1,0	61
1,0	1,5	32
1,5	2,0	36
2,0	2,5	30
2,5	3,0	38
3,0	3,5	18
3,5	4,0	16
4,0	4,5	18





CONTROL DE CALIDAD

CSC-11 TK-101 (EJE; 6 DÍAS)		
Elevación (m)		N (SPT)
Inicial	Final	
0,0	0,5	
0,5	1,0	46
1,0	1,5	51
1,5	2,0	63
2,0	2,5	56
2,5	3,0	51
3,0	3,5	51
3,5	4,0	45
4,0	4,5	
4,5	5,0	
5,0	5,5	20
5,5	6,0	30
6,0	6,5	
6,5	7,0	5
7,0	7,5	9
7,5	8,0	
8,0	8,5	45
8,5	9,0	43



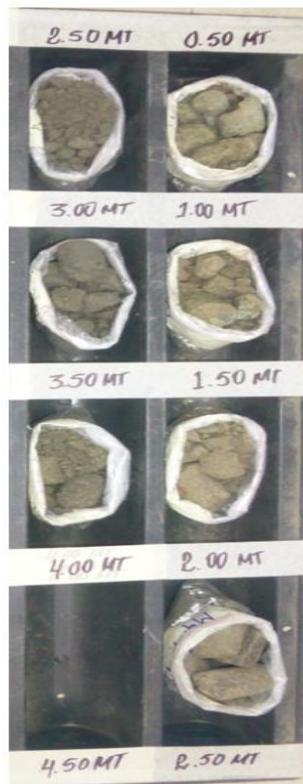
CSC-6 TK-101 (EJE; 6 DÍAS)		
Elevación (m)		N (SPT)
Inicial	Final	
0,0	0,5	
0,5	1,0	61
1,0	1,5	32
1,5	2,0	36
2,0	2,5	30
2,5	3,0	38
3,0	3,5	18
3,5	4,0	16
4,0	4,5	18





CONTROL DE CALIDAD

CSC-10 TK-102 (20cm; 5 DÍAS)		
Elevación (m)		N (SPT)
Inicial	Final	
0,0	0,5	
0,5	1,0	68
1,0	1,5	43
1,5	2,0	27
2,0	2,5	41
2,5	3,0	19
3,0	3,5	51
3,5	4,0	74



CSC-18 TK-102 (EJE; 5 DÍAS)		
Elevación (m)		N (SPT)
Inicial	Final	
0,0	0,5	
0,5	1,0	28
1,0	1,5	22
1,5	2,0	34
2,0	2,5	30
2,5	3,0	38
3,0	3,5	75





CONTROL DE CALIDAD

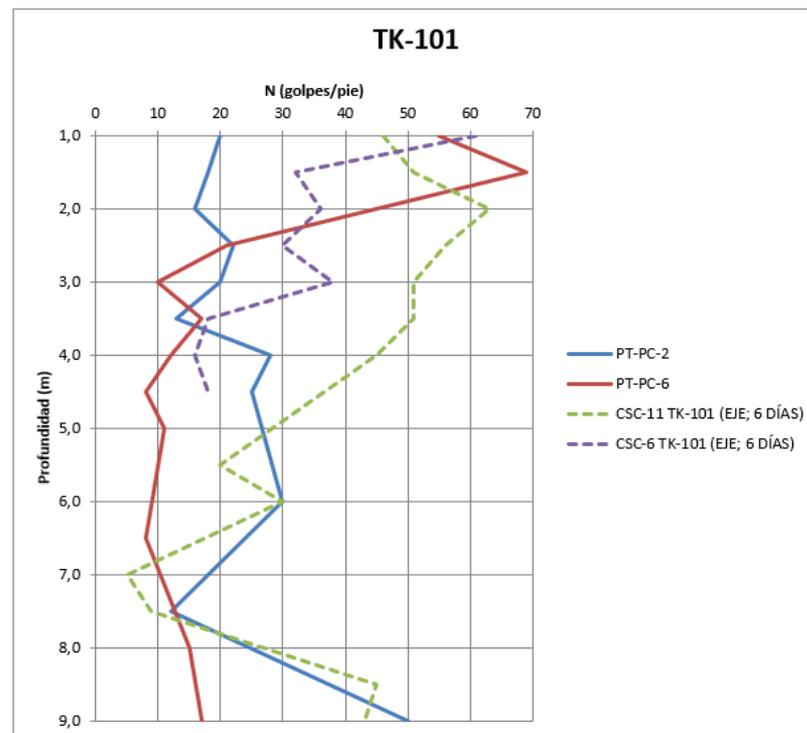
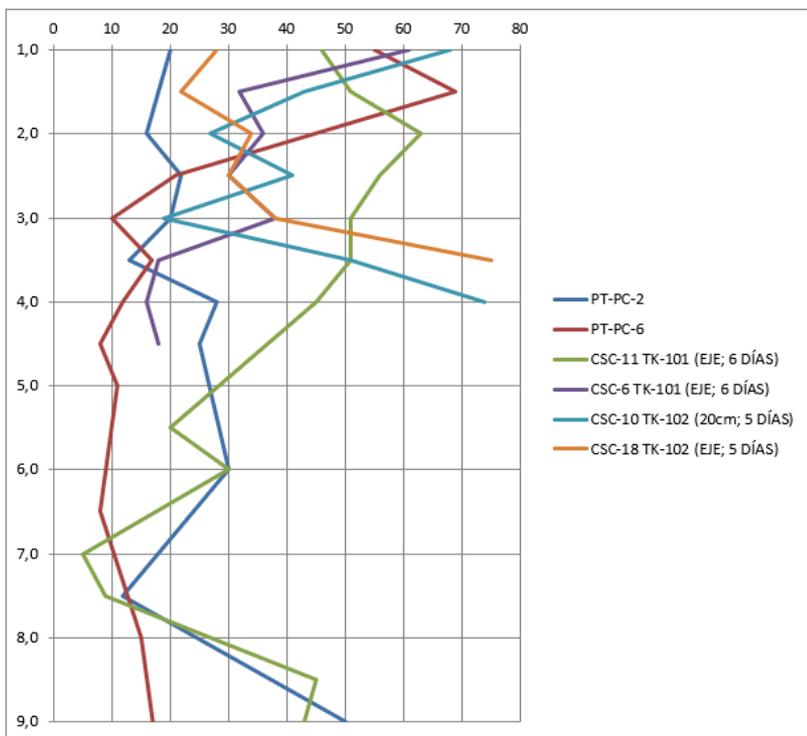


Imagen 16. Pruebas SPT TK-101



CONTROL DE CALIDAD

TODOS (eje)

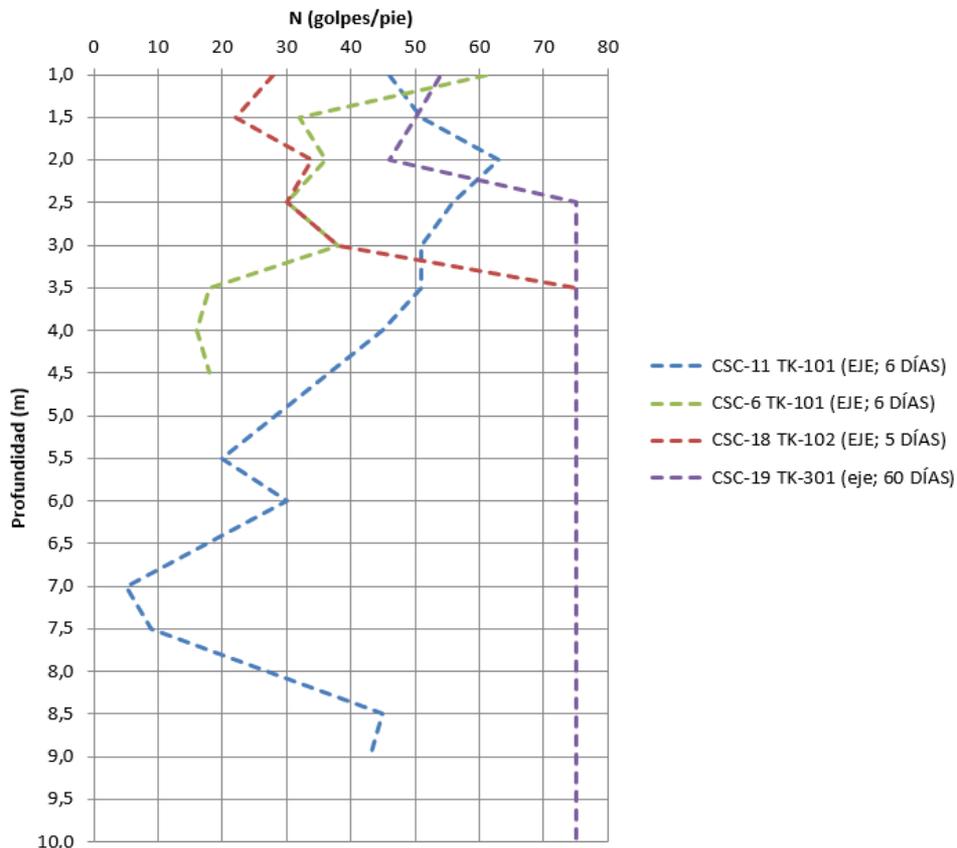


Imagen 17. Pruebas SPT Todos TK



CONTROL DE CALIDAD

2. Toma de muestras (spoil). Resistencia compresión inconfiada.



Imagen 18. Muestras por spoil



CONTROL DE CALIDAD

3. Excavación de columnas de suelo cemento



Imagen 18. Exposición superficial de la columna



CONTROL DE CALIDAD

4. Toma de muestras en columnas con perforación. Resistencia compresión inconfiada.



Imagen 19. Muestras con perforación.



CONTROL DE CALIDAD

5. Cross Hole

Con estos métodos es posible tener datos certeros de profundidad, ancho y resistencia.

6. Control de asentamientos

Medir topográficamente asentamientos de la estructura.

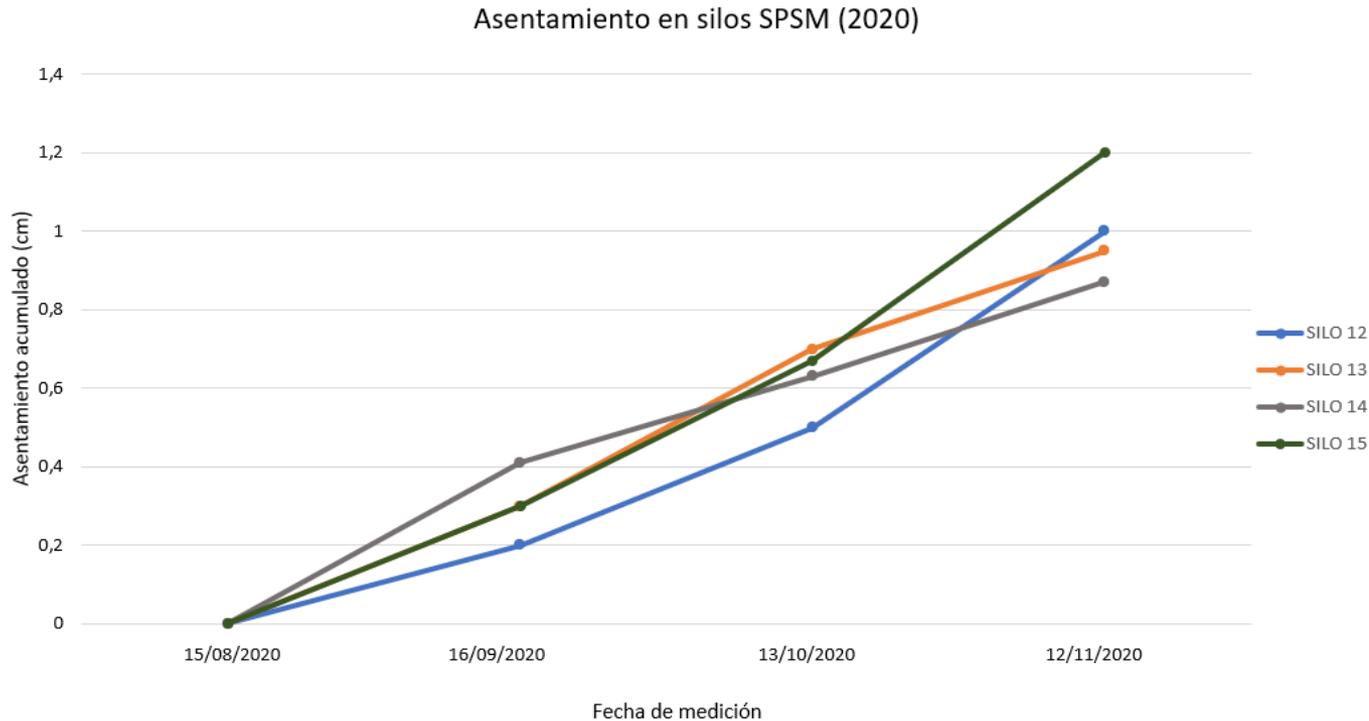


Imagen 20. Asentamiento acumulado silos (2020).



CONTROL DE CALIDAD

7. Instalación de inclinómetros para análisis de afectación de esfuerzos a estructuras vecinas

- El inclinómetro instalado a 2 m del tanque, indica que no hay esfuerzos fuera de la zona mejorada, por lo que no habrá incidencia de esfuerzos de los TK vecinos sobre los otros. Esto es de gran importancia porque concentra todos los esfuerzos en la base del TK mejorado con columnas de suelo cemento.

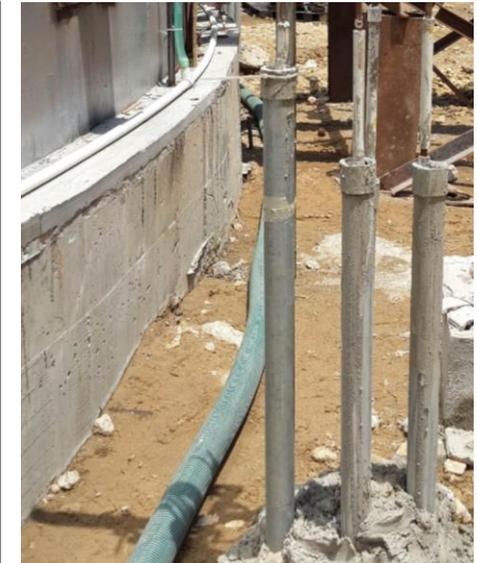
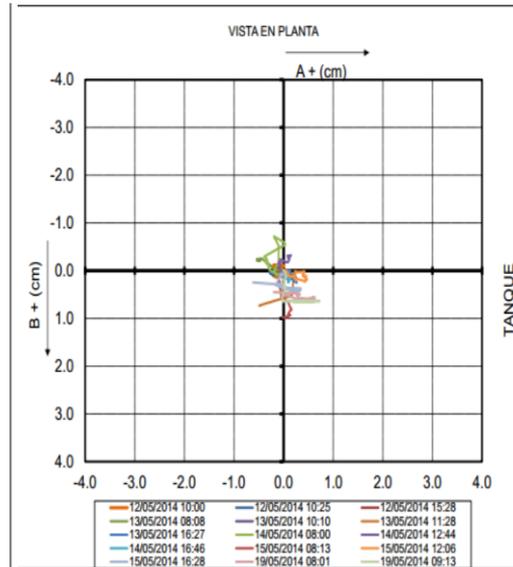
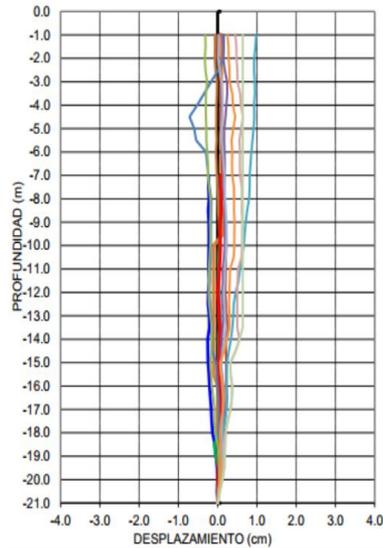
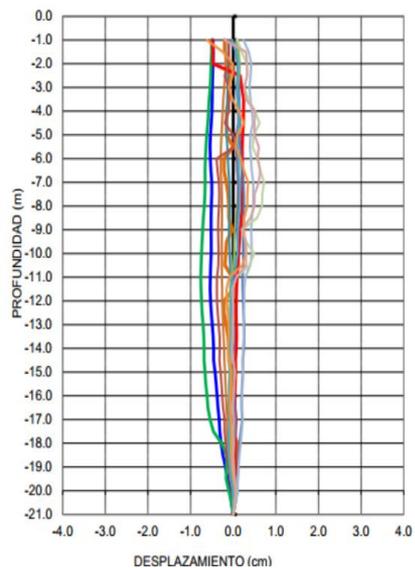


Imagen 21. Mediciones con inclinómetro.



CONCLUSIONES

- El método mas rápido y económico para cimentar los tanques es el sistema Jet Grouting debido a las obstrucciones existentes en el sitio.
- Los asentamientos fueron menos de 1cm, muy por debajo de lo permisible.
- Es un método muy utilizado en Japón y USA (California), sitios de alta sismicidad.
- Recomendamos seguir obteniendo datos en este sistema para tener diseños óptimos que permitan disminuir costos en la construcción.



APLICACIONES CSC





SPSM HOY...





¡GRACIAS!

¿Preguntas?
aduran@suelosingenieria.com



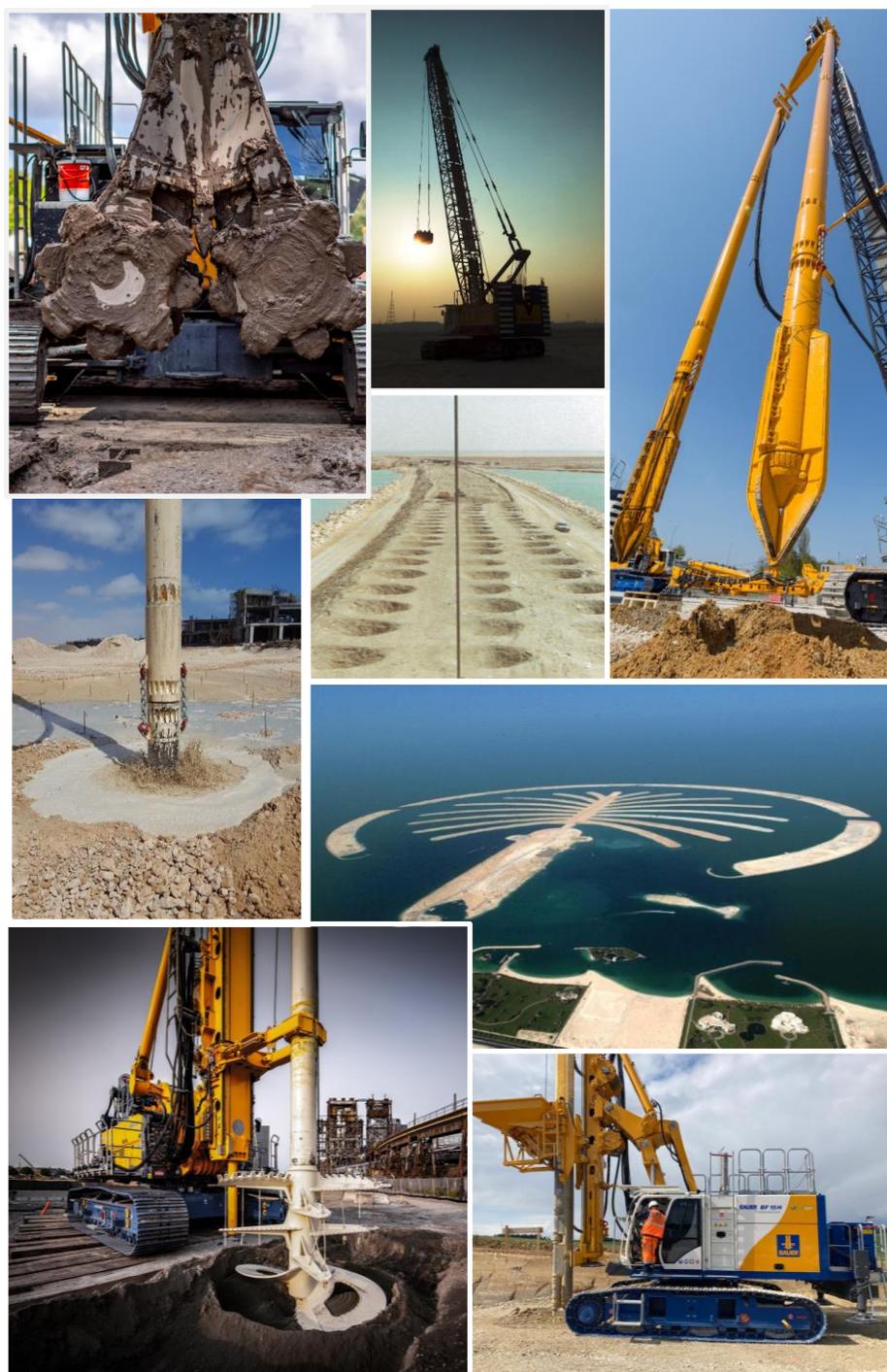
BAUER Maschinen GmbH

Soil improvement around the world- applications and solution examples

Method Development Department

Franz-Werner Gerressen

Cartagena, November 2022



Agenda



No.	Agenda topic
------------	---------------------

1	General
---	---------

2	Procedure for Deep Compaction
---	-------------------------------

3	Soil mixing methods
---	---------------------

4	References
---	------------



1

General

Trying to categorize...

- Self-compaction by Vibro or impact compaction
 - Dewatering by vertical drains or Vacuum consolidation
 - Soil Mixing
 - Soil-displacement by rigid inclusions or stone columns
 - Grouting
- The TC 211 (Former TC17) of the International Society for Soil Mechanics and Geotechnical Engineering (ISSMG) covers 29 different methodologies also in 5 different categories.

Table 1. Classification of ground improvement methods adopted by TC17

Category	Method	Principle
A. Ground improvement without admixtures in non-cohesive soils or fill materials	A1. Dynamic compaction	Densification of granular soil by dropping a heavy weight from air onto ground.
	A2. Vibrocompaction	Densification of granular soil using a vibratory probe inserted into ground.
	A3. Explosive compaction	Shock waves and vibrations are generated by blasting to cause granular soil ground to settle through liquefaction or compaction.
	A4. Electric pulse compaction	Densification of granular soil using the shock waves and energy generated by electric pulse under ultra-high voltage.
	A5. Surface compaction (including rapid impact compaction).	Compaction of fill or ground at the surface or shallow depth using a variety of compaction machines.
B. Ground improvement without admixtures in cohesive soils (also see Table 4)	B1. Replacement displacement (including load reduction using light weight materials)	Remove bad soil by excavation or displacement and replace it by good soil or rocks. Some light weight materials may be used as backfill to reduce the load or earth pressure.
	B2. Preloading using fill (including the use of vertical drains)	Fill is applied and removed to pre-consolidate compressible soil so that its compressibility will be much reduced when future loads are applied.
	B3. Preloading using vacuum (including combined fill and vacuum)	Vacuum pressure of up to 90 kPa is used to pre-consolidate compressible soil so that its compressibility will be much reduced when future loads are applied.
	B4. Dynamic consolidation with enhanced drainage (including the use of vacuum)	Similar to dynamic compaction except vertical or horizontal drains (or together with vacuum) are used to dissipate pore pressures generated in soil during compaction.
	B5. Electro-osmosis or electro-kinetic consolidation	DC current causes water in soil or solutions to flow from anodes to cathodes which are installed in soil.
	B6. Thermal stabilisation using heating or freezing	Change the physical or mechanical properties of soil permanently or temporarily by heating or freezing the soil.
	B7. Hydro-blasting compaction	Collapsible soil (loess) is compacted by a combined wetting and deep explosion action along a borehole.
C. Ground improvement with admixtures or inclusions	C1. Vibro replacement or stone columns	Hole jetted into soft, fine-grained soil and back filled with densely compacted gravel or sand to form columns.
	C2. Dynamic replacement	Aggregates are driven into soil by high energy dynamic impact to form columns. The backfill can be either sand, gravel, stones or demolition debris.
	C3. Sand compaction piles	Sand is fed into ground through a casing pipe and compacted by either vibration, dynamic impact, or static excitation to form columns.
	C4. Geotextile confined columns	Sand is fed into a closed bottom geotextile lined cylindrical hole to form a column.
	C5. Rigid inclusions (or composite foundation, also see Table 5)	Use of piles, rigid or semi-rigid bodies or columns which are either premade or formed in-situ to strengthen soft ground.
	C6. Geosynthetic reinforced column or pile supported embankment	Use of piles, rigid or semi-rigid columns/inclusions and geosynthetic grids to enhance the stability and reduce the settlement of embankments.
	C7. Microbial methods	Use of microbial materials to modify soil to increase its strength or reduce its permeability.
	C8 Other methods	Unconventional methods, such as formation of sand piles using blasting and the use of bamboo, timber and other natural products.
D. Ground improvement with grouting type admixtures.	D1. Particulate grouting	Grout granular soil or cavities or fissures in soil or rock by injecting cement or other particulate grouts to either increase the strength or reduce the permeability of soil or ground.
	D2. Chemical grouting	Solutions of two or more chemicals react in soil pores to form a gel or a solid precipitate to either increase the strength or reduce the permeability of soil or ground.
	D3. Mixing methods (including premixing or deep mixing)	Treat the weak soil by mixing it with cement, lime, or other binders in-situ using a mixing machine or before placement.
	D4. Jet grouting	High speed jets at depth erode the soil and inject grout to form columns or panels.
	D5. Compaction grouting	Very stiff, mortar-like grout is injected into discrete soil zones and remains in a homogeneous mass so as to densify loose soil or lift settled ground.
	D6. Compensation grouting	Medium to high viscosity particulate suspensions is injected into the ground between a subsurface excavation and a structure in order to negate or reduce settlement of the structure due to ongoing excavation.
E. Earth reinforcement	E1. Geosynthetics or mechanically stabilised earth (MSE)	Use of the tensile strength of various steel or geosynthetic materials to enhance the shear strength of soil and stability of roads, foundations, embankments, slopes, or retaining walls.
	E2. Ground anchors or soil nails	Use of the tensile strength of embedded nails or anchors to enhance the stability of slopes or retaining walls.
	E3. Biological methods using vegetation	Use of the roots of vegetation for stability of slopes.

The aim of these methods is to:

Reduce the soil's void ratio and thereby to obtain densification or creating new properties by adding and/or mixing material.

The benefits are:

- increase in shear strength (increase of the angle of internal friction)
- decrease in compressibility
- decrease in liquefaction potential
- decrease in permeability

The practical consequences are:

- higher bearing capacity
- reduction of settlement
- reduction of the risk of liquefaction

2

Procedure for deep compaction

- Deep compaction in granular soil
- Deep compaction in cohesive soil



2.1 Deep compaction in granular soil

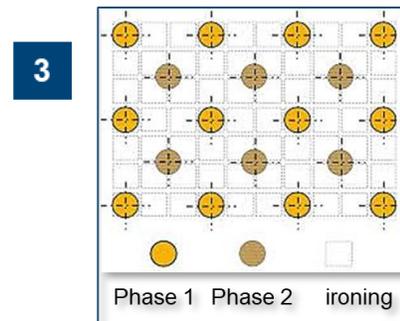
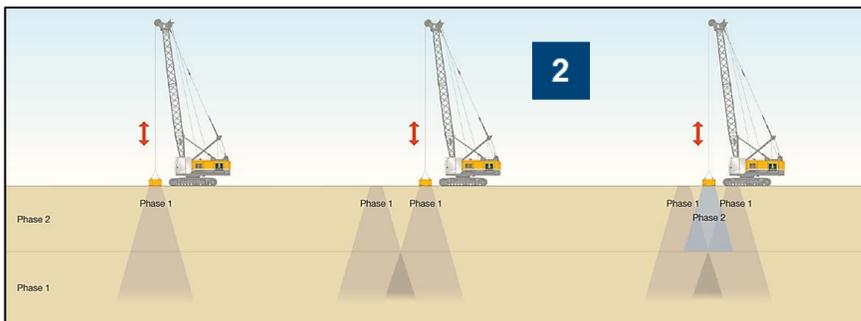
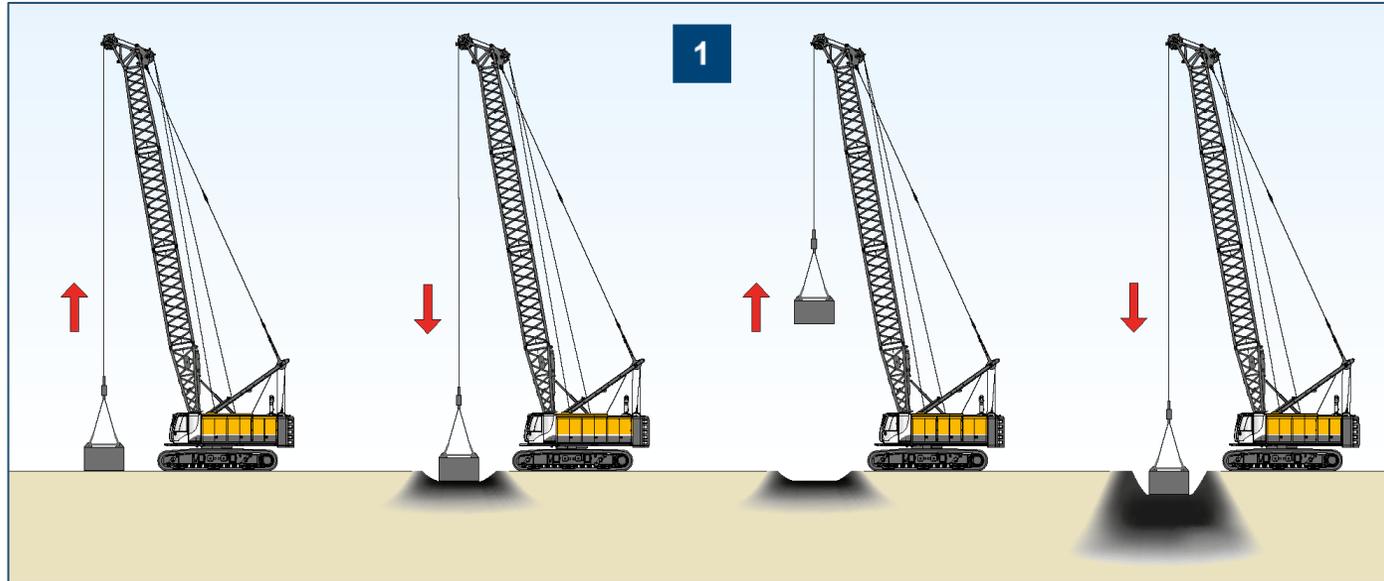
Dynamic Compaction

Dynamic compaction is a method that is used to increase the density of granular soil. The process involves dropping a heavy weight repeatedly on the ground at regularly spaced intervals.



2.1 Deep compaction in granular soil

BAUER Dynamic Compaction



Work sequence

1. The primary grid, phase 1 (widest spacing) is used to achieve compaction at depth. Largest weight and highest drop.
2. The secondary, phase 2 and tertiary grid is used to achieve compaction at medium and shallow depths.
3. The process is completed by compacting the surface layer across the treatment area in a final contiguous “ironing pass”.

2.1 Deep compaction in granular soil

BAUER Dynamic Compaction



Construction site parameters

- Pounder weight **20 to**
- Drop heights **20 m**
- Grid **8 m**
- Performance **600 m²/d**
- Performance blows **600 - 800/d**
- Compaction depth **8 m**
- Backfill material **2 - 20 mm**

Technique

MC 96

BDC Software

Execution date

2016

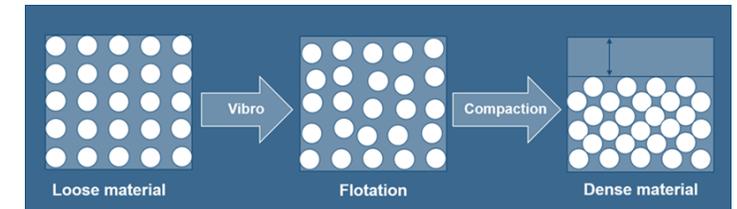
location

Abu Dhabi

2.1 Deep compaction in granular soil

Vibro Flotation

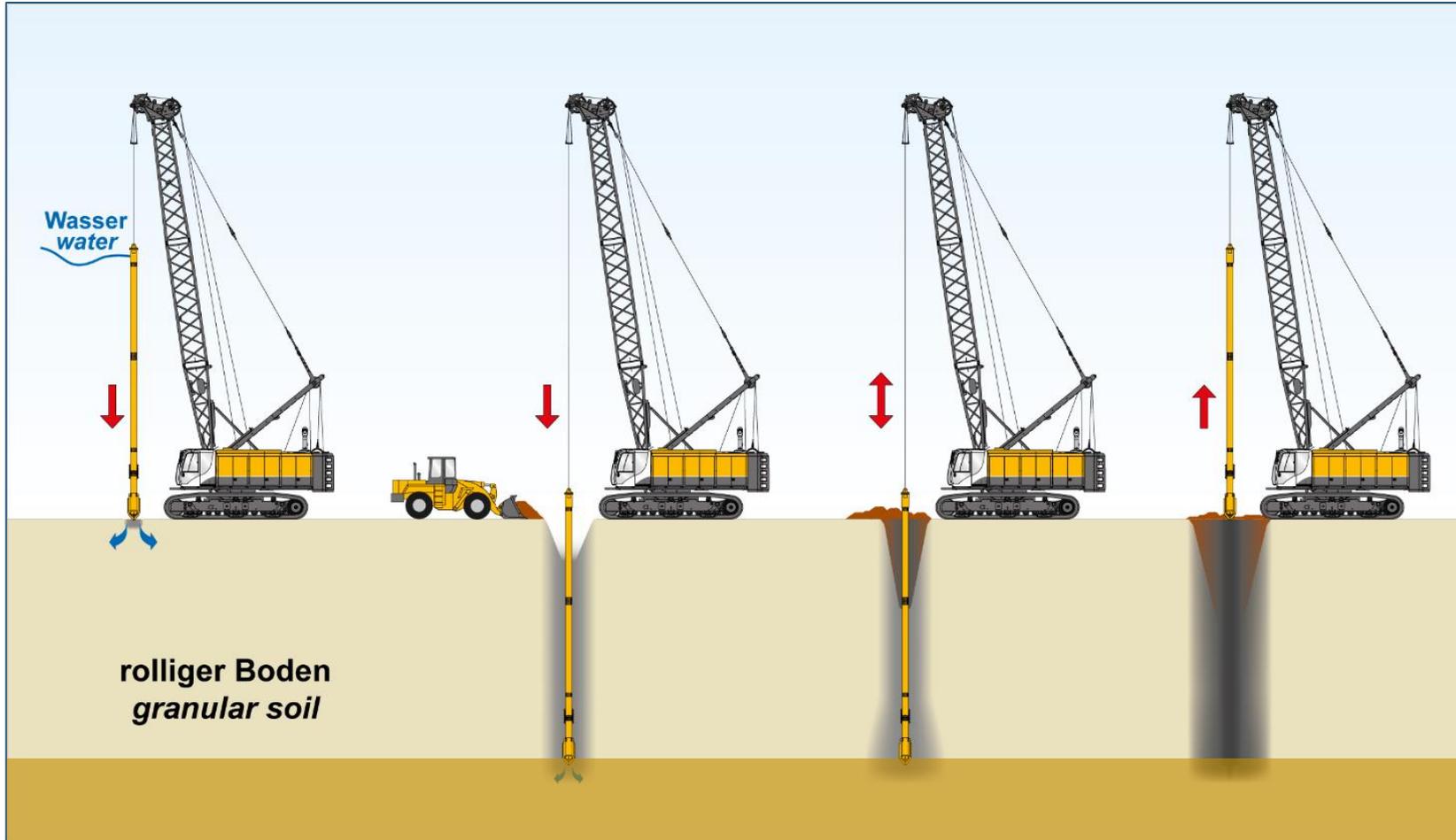
Under the influence of the horizontal vibrations on the tip supported with water flushing, the soil particles are rearranged and adopt a dense packing



This increases the relative density of the soil being treated and results in an overall volume reduction of around 8 to 15 %

2.1 Deep compaction in granular soil

Vibro Flotation



Work sequence

- 1
 - Positioning
 - Support water flushing or water air mix
- 2
 - Specified depth, reduce flushing
- 3
 - Pulling in stages (~1 m)
 - Control the residence time of vibro and the hydraulic pressure at the probe at each stage
 - Constantly filling the crater
- 4
 - The upper soil section (1-2 m) cannot be compacted effectively (insufficient compaction resistance)

2.1 Deep compaction in granular soil

Vibro Flotation



Construction site parameters

- Granular soil, loose to dense non-/slightly cohesive, silt content > 10%
- Vibro Type deep vibrator **TR 75 / TR 100**
- Grid **3 - 4 m**
- Compaction depth **15 m**
- Performance **300 - 400 lm/d**
- Flushing support **water / air**
- Backfill material **2 - 40 mm**

Technique

BG 28, HD 460

MC 32, HD 460

3rd party crane, HD 460

Execution date

2014

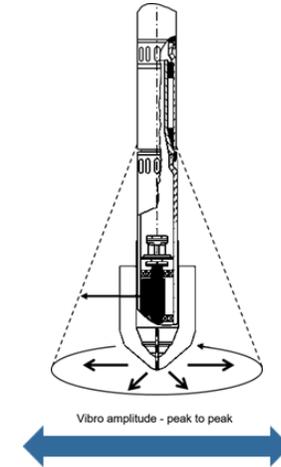
Location

Panama City

2.2 Deep compaction in cohesive soil

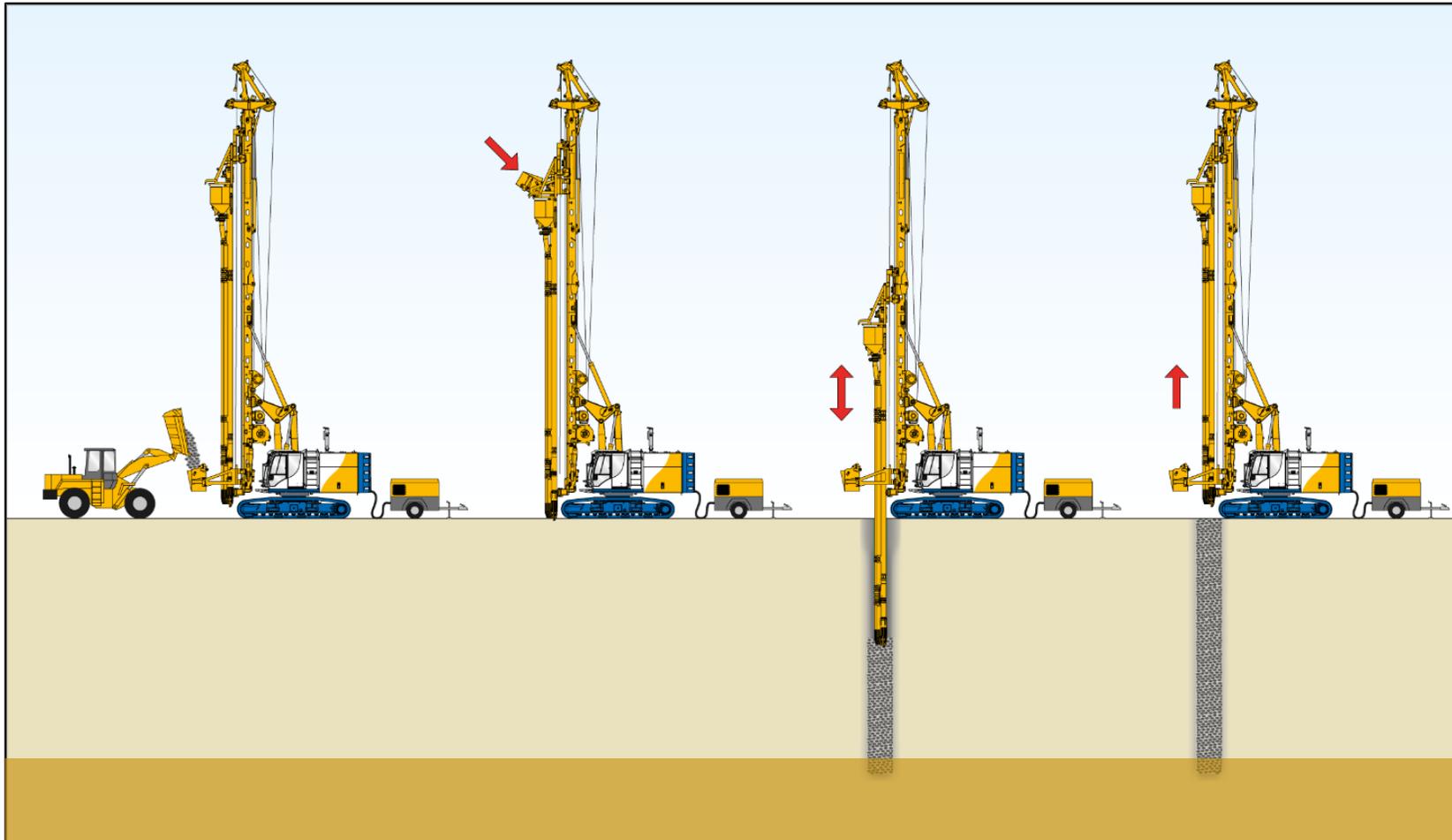
Vibro Displacement Bottom Feed

The coarse granular backfill material is delivered directly to the tip via a material transfer pipe (Bottom Feed). The vibro is guided at the base carrier mast. The stone column can be built up step by step from the final depth.



2.2 Deep compaction in cohesive soil

Vibro Displacement Bottom Feed

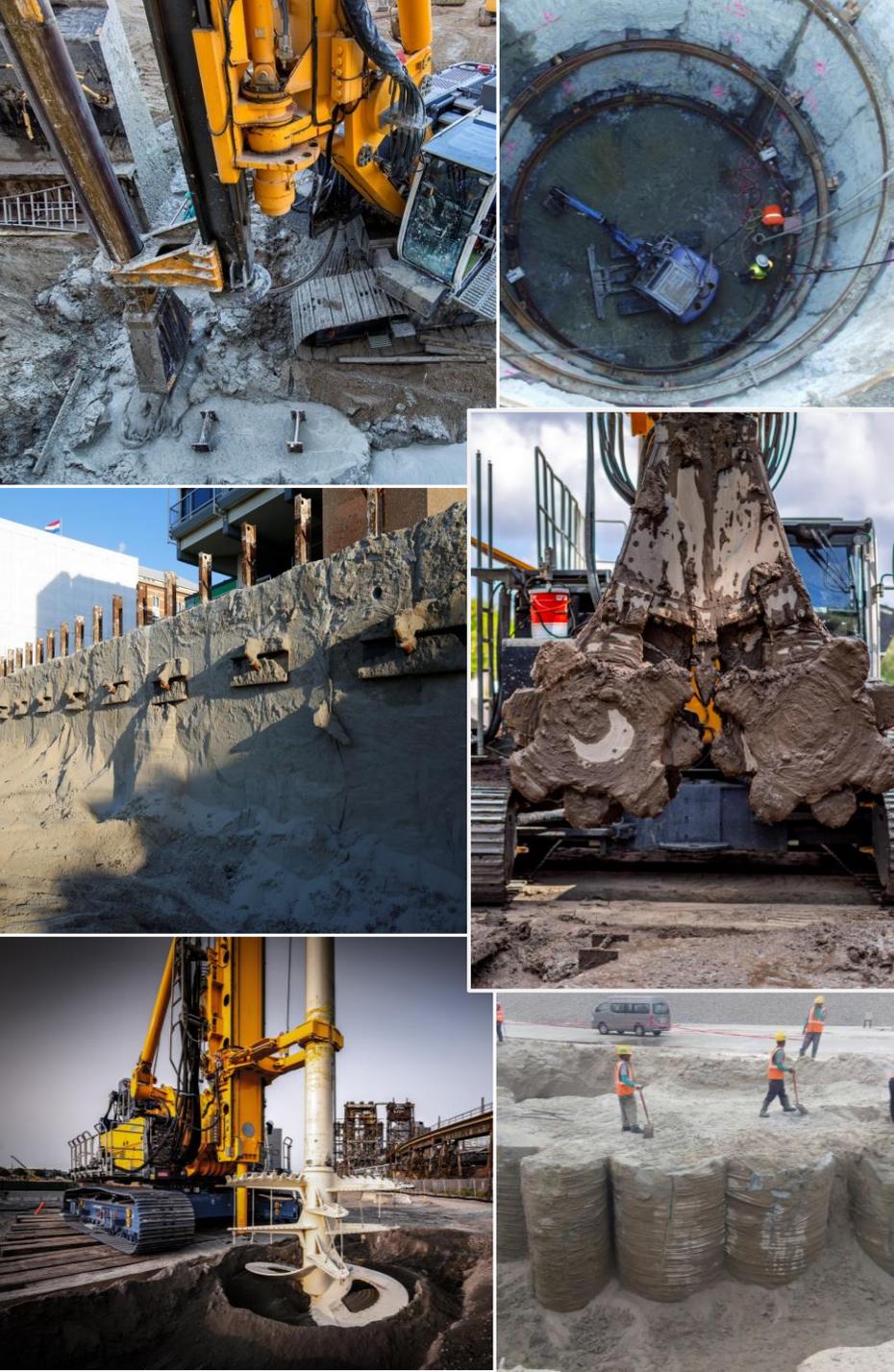


Work sequence

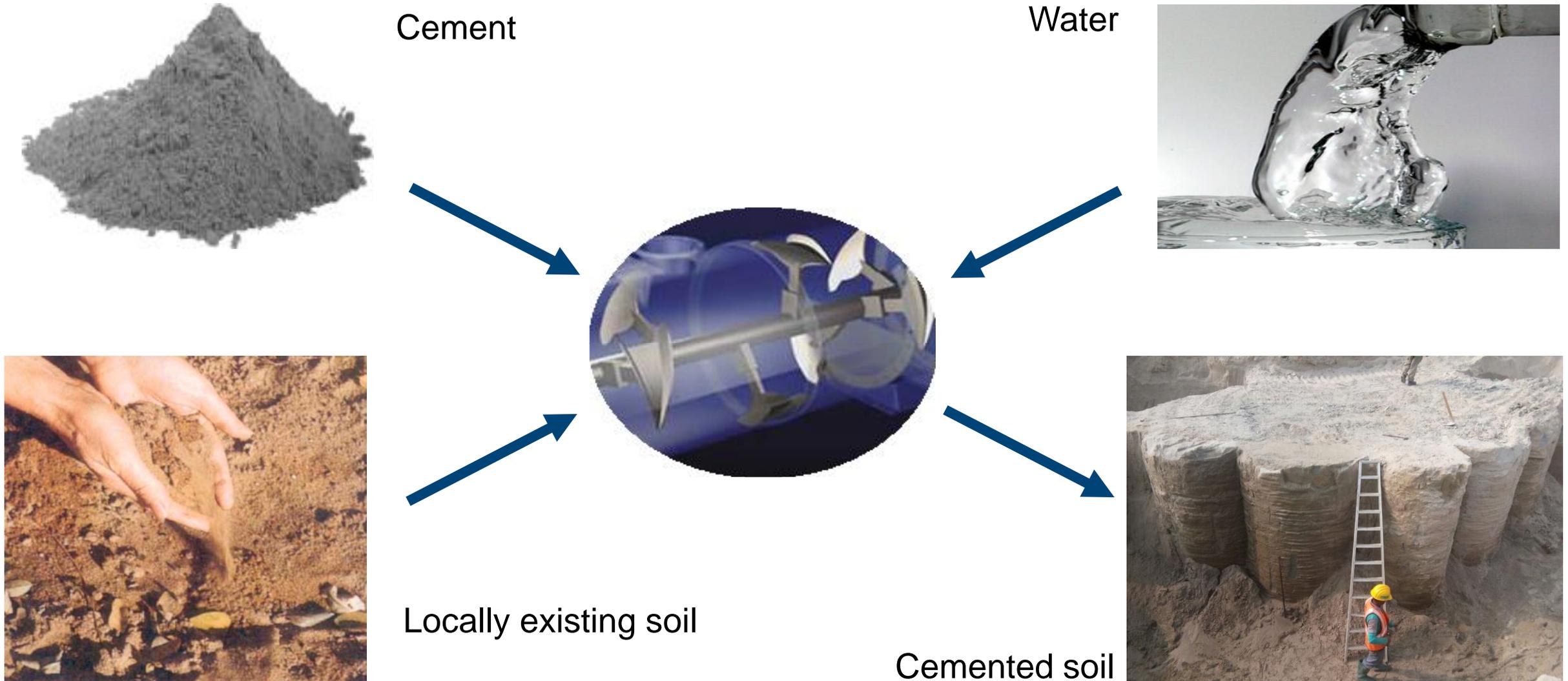
- 1**
 - Positioning
 - Filling gravel storage with backfill material
 - Support air flushing
- 2**
 - Displace the soil to the final depth
 - Pulling in back-step sequence (approx. 1 m/50%)
 - Control the hydraulic pressure of vibro probe.
 - Control the backfill in the top storage (B-Tronic screen)

3

Soil Mixing Methods - SCM / CSM



Basic Principal of Soil Mixing

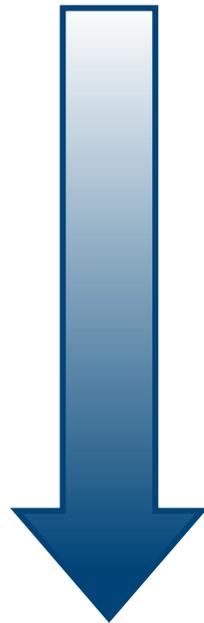


Soil Conditions – Is the local soil mixable?

Soil conditions

- Sand / gravel
- Silt
- Clay
- Organic soil

Suitable for strength achievement



Very good

Limited

Suitable for impermeability achievement

No major differences

Advantages compared to conventional methods

- The existing soil is used as a building material
- Minimal spoil
- Vibration-free process
- No delivery of ready mixed concrete necessary
- High productivity

Soil mixing methods presented today



SCM

*Single
Column
Mixing*



CSM

*Cutter Soil
Mixing*

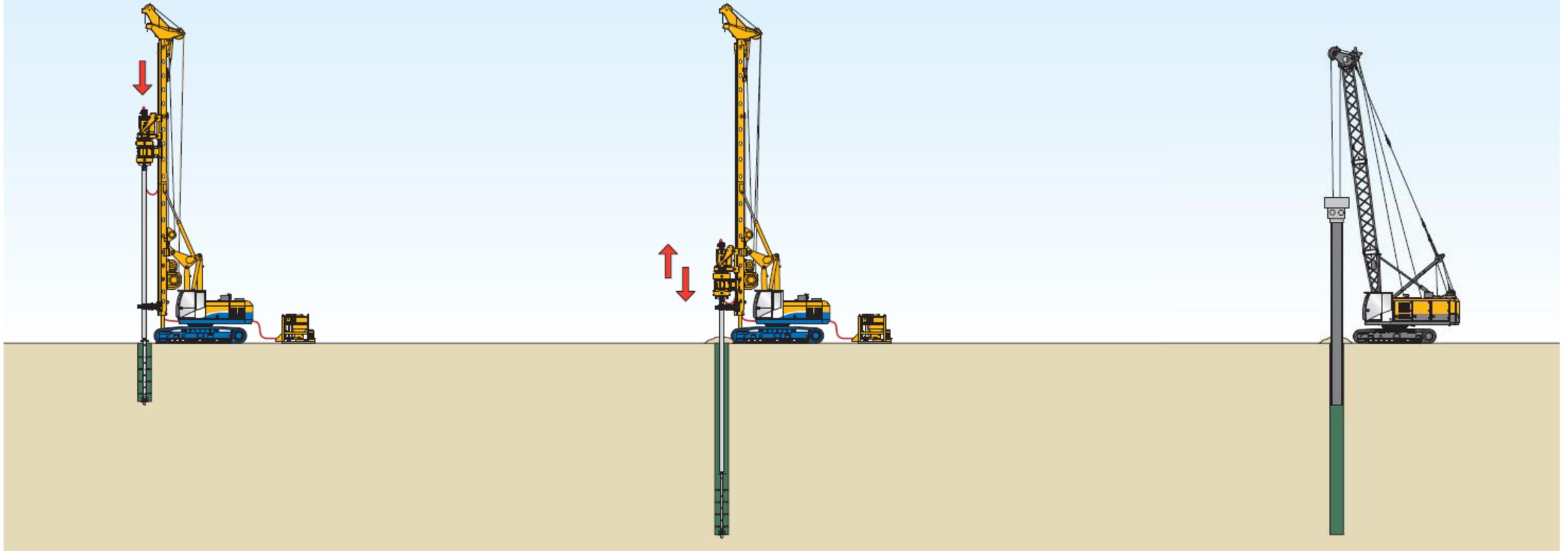




3.1

SCM – Single Column Mixing

Construction Sequence



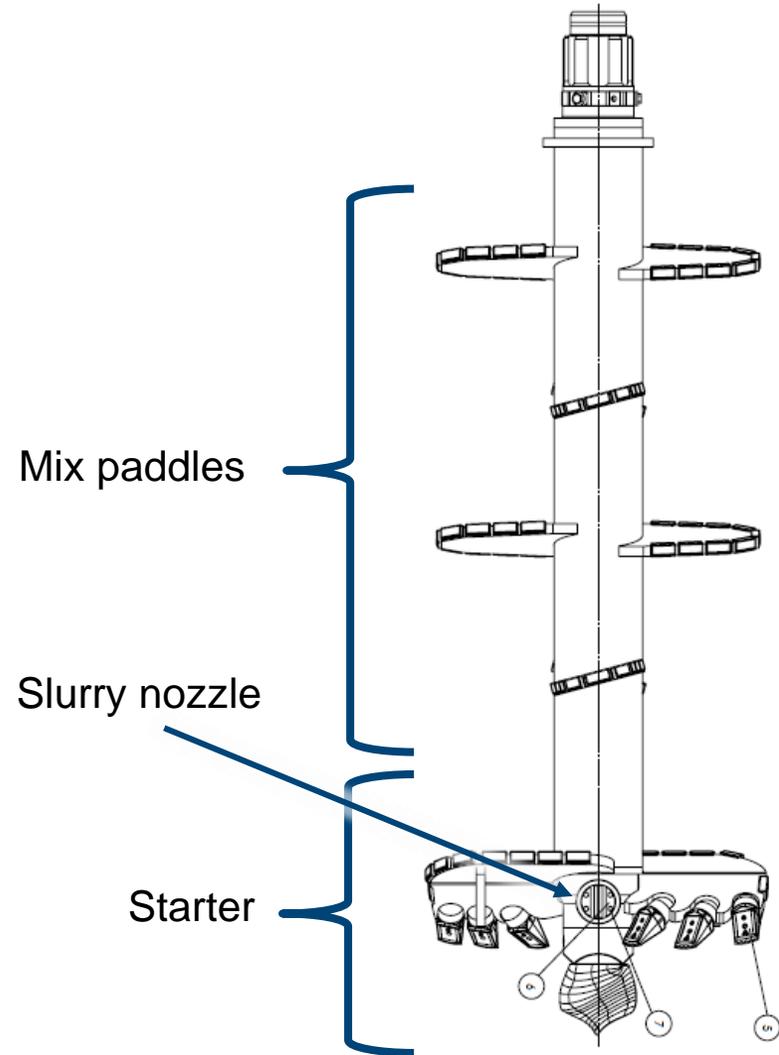
The mixing tool is continuously rotated into the ground while simultaneously adding the required slurry

After the final depth has been reached, the mixing tool is withdrawn from the ground while continuing to rotate

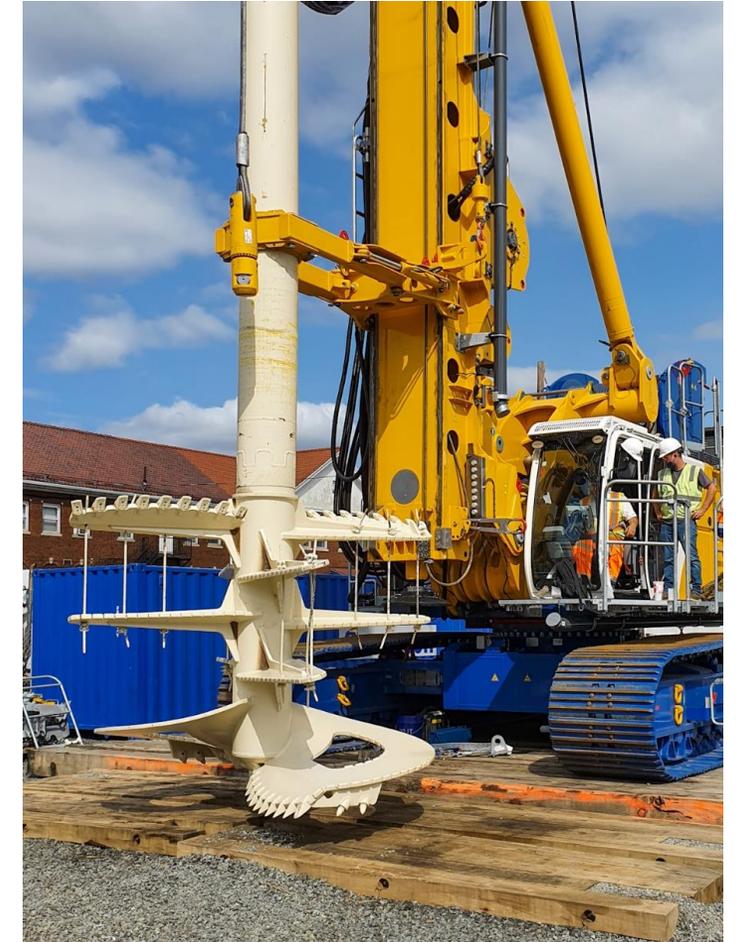
Depending on structural requirements, reinforcing elements, such as can be inserted

Equipment – SCM tool

Tool diameter: from 600 to 3050 mm



600 mm



3050 mm

Equipment – SCM with BGs

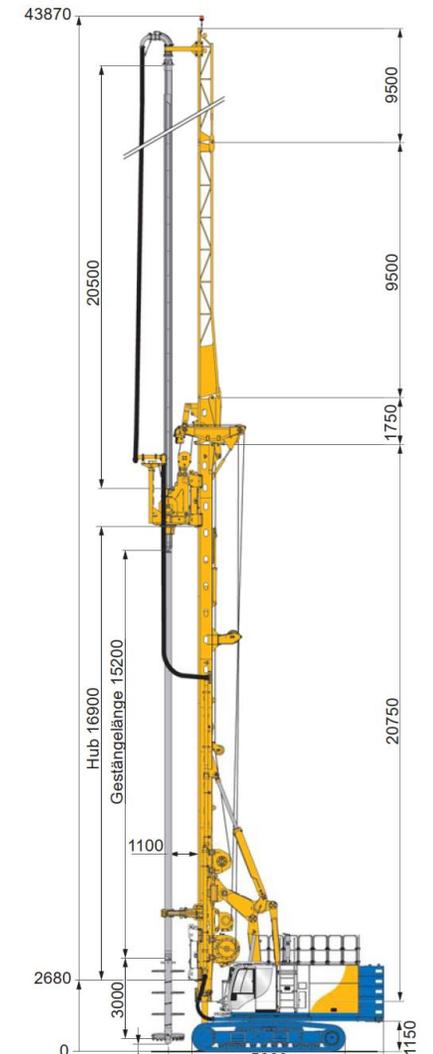


Base carrier

Crowd system: BG with crowd winch system

Rotary drive: BG KDK

Max. depth: about 32 m without Kelly- or lattice mast extension
about 40 m with Kelly- and lattice mast extension





3.2

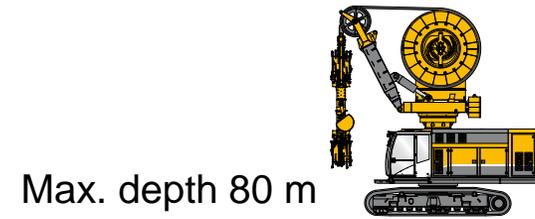
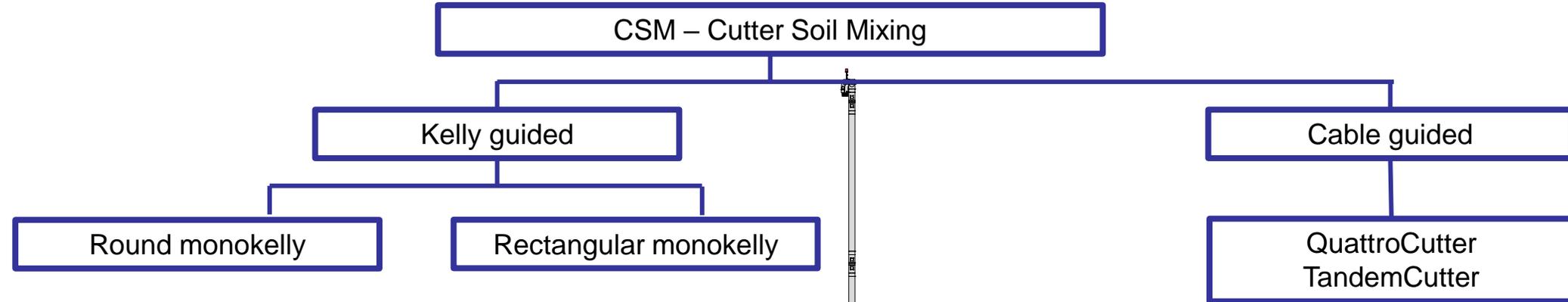
CSM Cutter Soil Mixing

Construction Sequence - 1-Phase Method





	BCM 5	BCM 10
Torque	0 - 57 kNm	0 - 100 kNm
Wheel rotation	0 - 35 U/min	0 - 35 U/min
Height	2,35 m	2,8 m
Panel length	2,4 m	2,8 m
Panel width	550 – 1.000 mm	640 – 1.524 mm
Weight	5.100 kg	7.400 kg



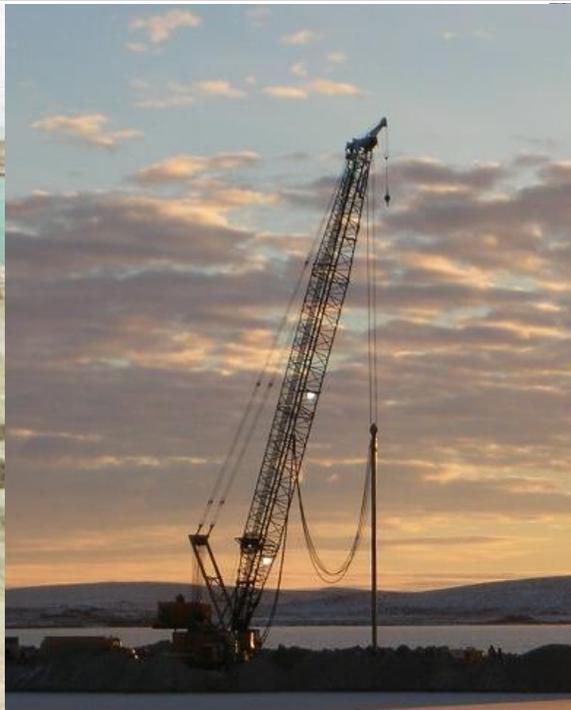
Auxiliary Equipment

- 1** Cement silo
(Bentonite silo optional)
- 2** Feed auger
(for Bentonite optional)
- 3** Slurry mixer
(10 – 45 m³/h)
- 4** Agitator tank
- 5** Slurry pump
(200 – 600 l/min,
remotely controlled by SCM
machine operator)



4

Soil improvement around the world - solution examples



Jobsite references



SCM Bangladesh; Soil improvement for high loads



Jobsite references

Soil:

0 – 3 m very soft to stiff sandy / clayey SILT

3 – 23 m medium dense to dense FINE SAND (SPT N30 between 16 and 49)

Depth [m]	SPT N ₃₀	Soil description
1		
2	2	very soft grey clayey SILT
3	14	stiff grey sandy SILT until 3.33 m, below 3.33 m medium brown fine SAND
4		
5	33	dense grey fine SAND
6	21	medium grey fine SAND
7		
8	16	medium grey fine SAND
9	23	medium grey fine SAND
10		
11	33	medium grey fine SAND
12		

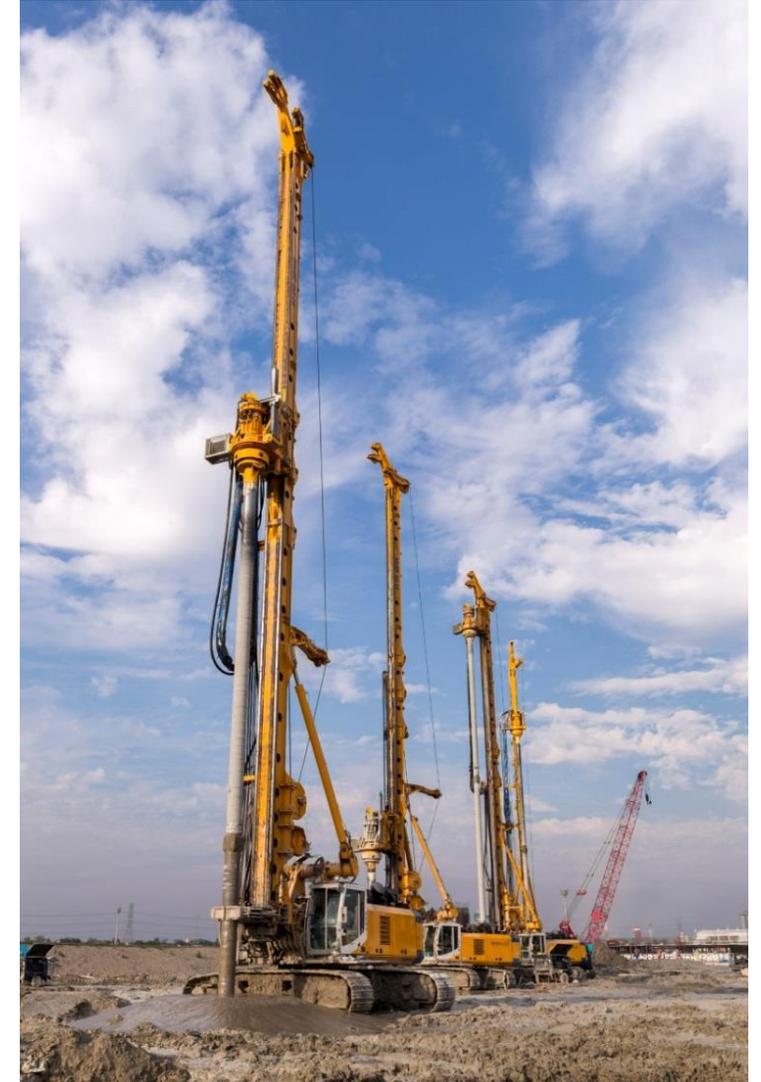
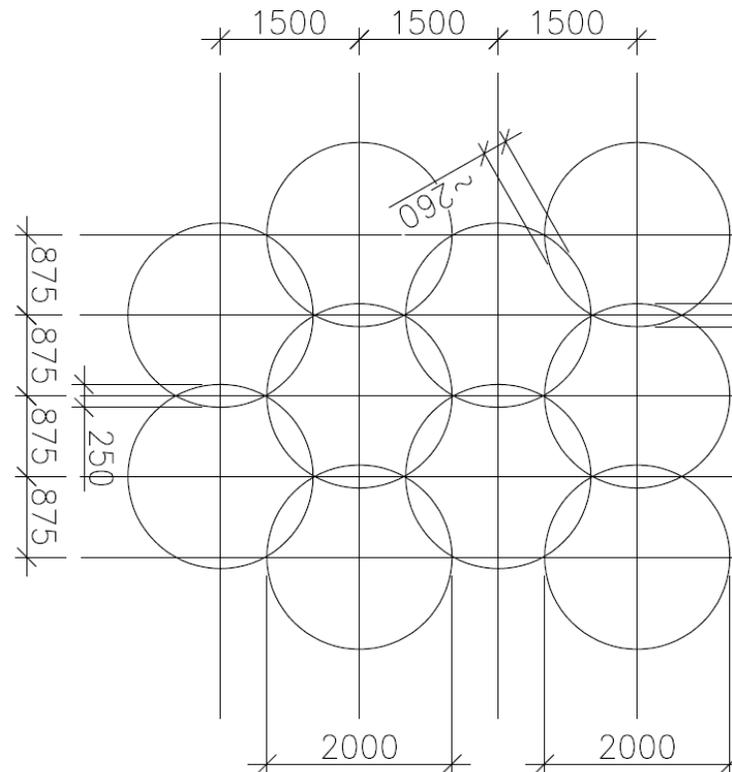
Depth [m]	SPT N ₃₀	Soil description
13	24	medium grey fine SAND with silt
14	29	medium grey fine SAND with silt
15	49	dense grey fine SAND
16		
17	48	dense grey fine SAND
18	49	dense grey fine SAND
19		
20	32	dense grey fine SAND
21	19	medium grey medium SAND , trace stone chips
22		
23	30	medium grey medium SAND , trace stone chips

Jobsite references



SCM design:

- Column diameter 2 m
- Mixing depth 21 m
- Creating a SCM block by installing overlapping SCM columns
- Target strength 2 MPa after 28 days

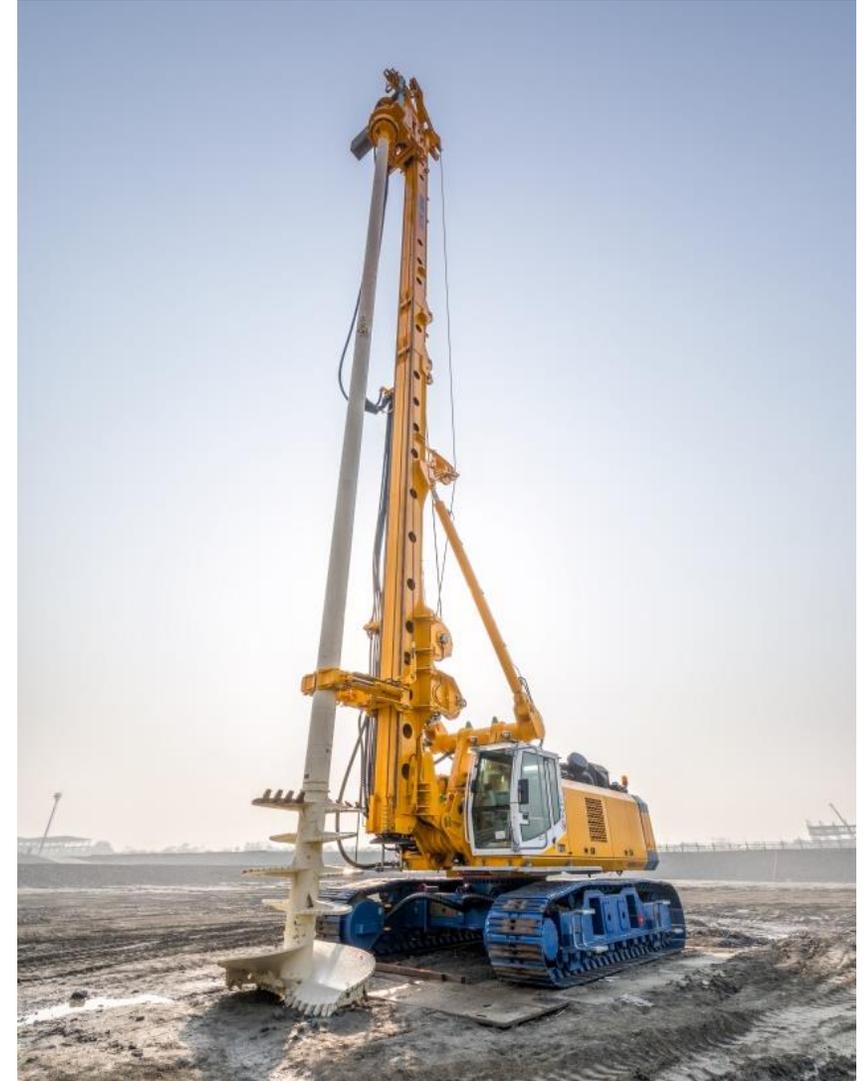


Jobsite references

BAUER SCM machines at the jobsite:

The customer had no experience with soil mixing. He ordered a complete package including, slurry mixing equipment, slurry hoses, BGs and mixing tools and instruction from BAUER Machines.

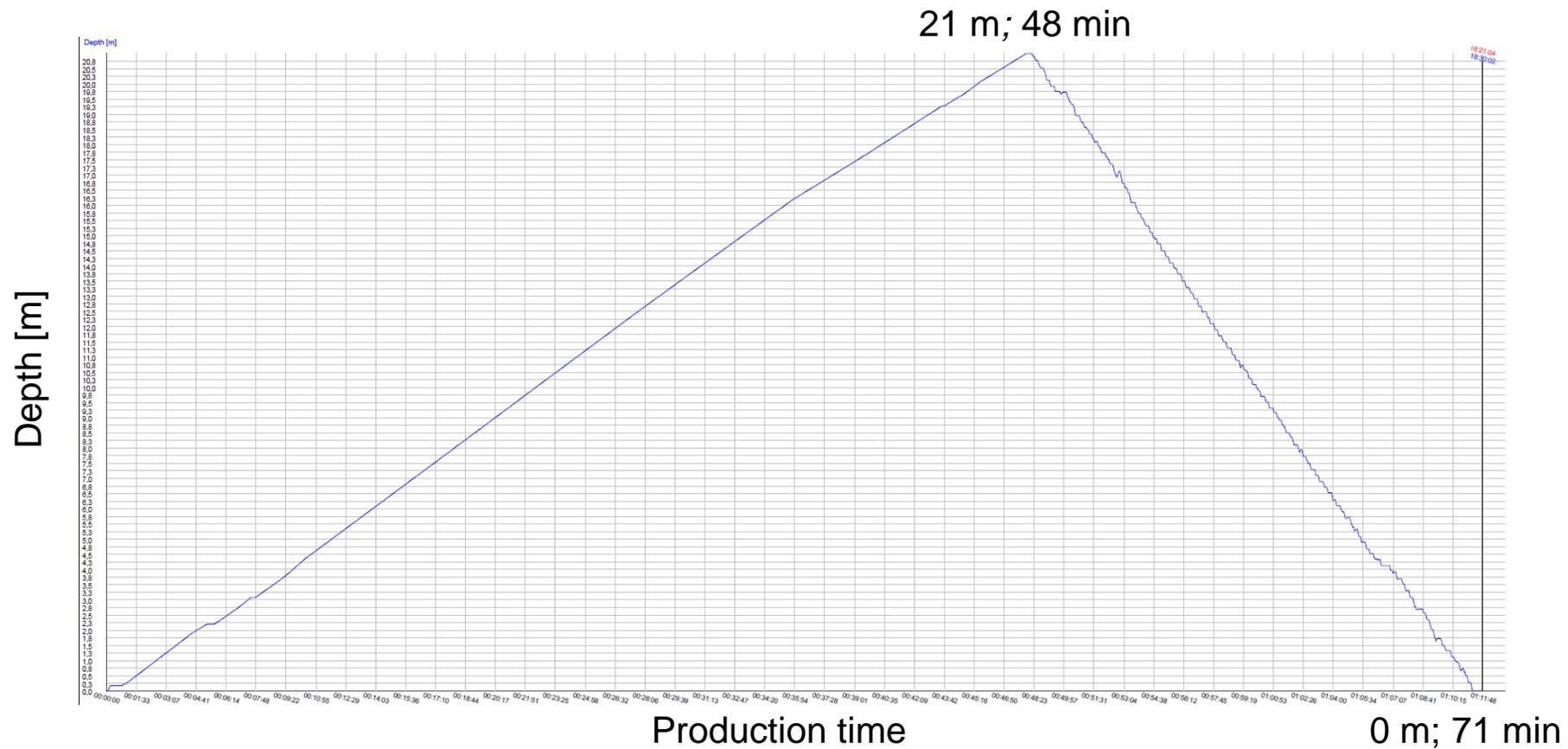
SCM equipment: 9x BG 28 (354 kW) with KDK 275S, SCM tool and SCM rod



Jobsite references

Reached performance:

Average net. mixing time per column mostly between 70 and 90 minutes per column (during training of local operators)



Jobsite references



Time lapse with 6 BGs:



Jobsite references



Quality control:



Coring for UCS tests



Jobsite references



Ready mixed columns:

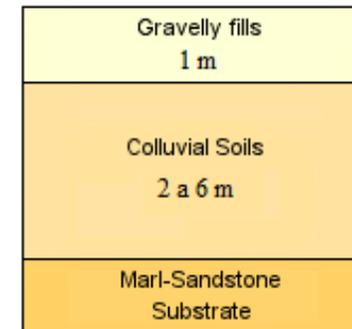
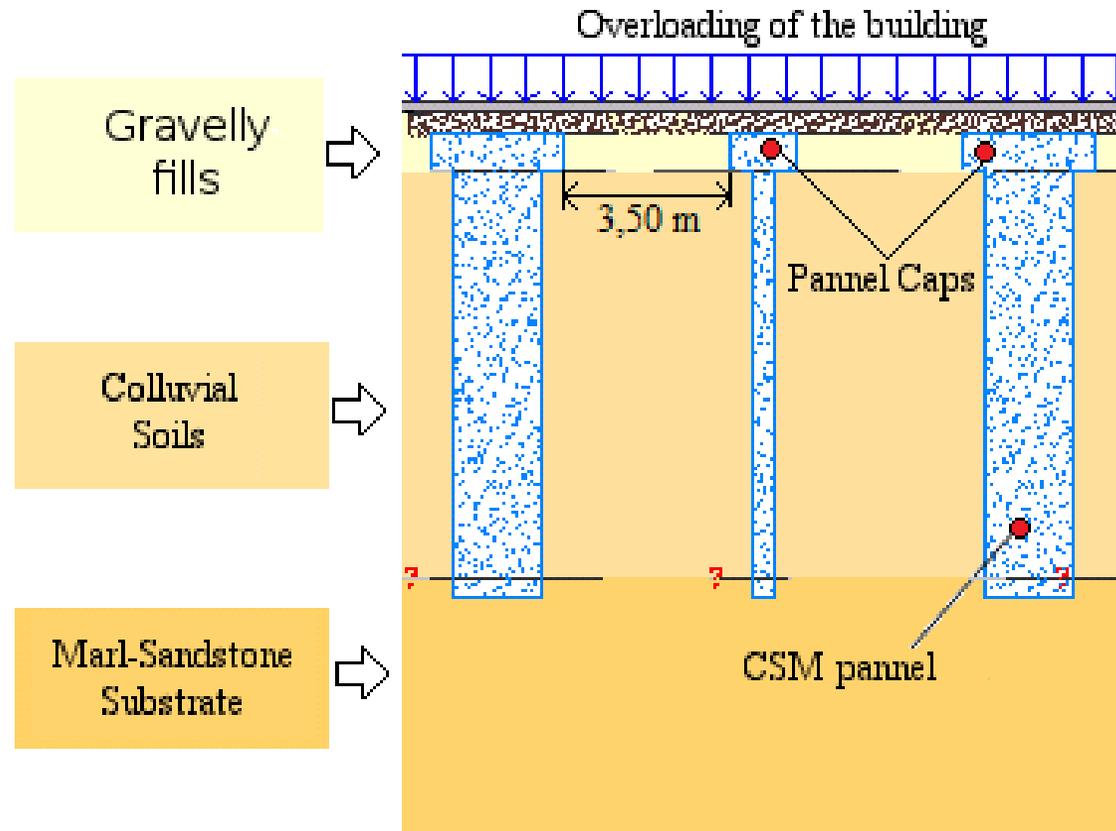


CSM France; Foundation of an industrial building, Minimizing total and differential settlements



Jobsite references

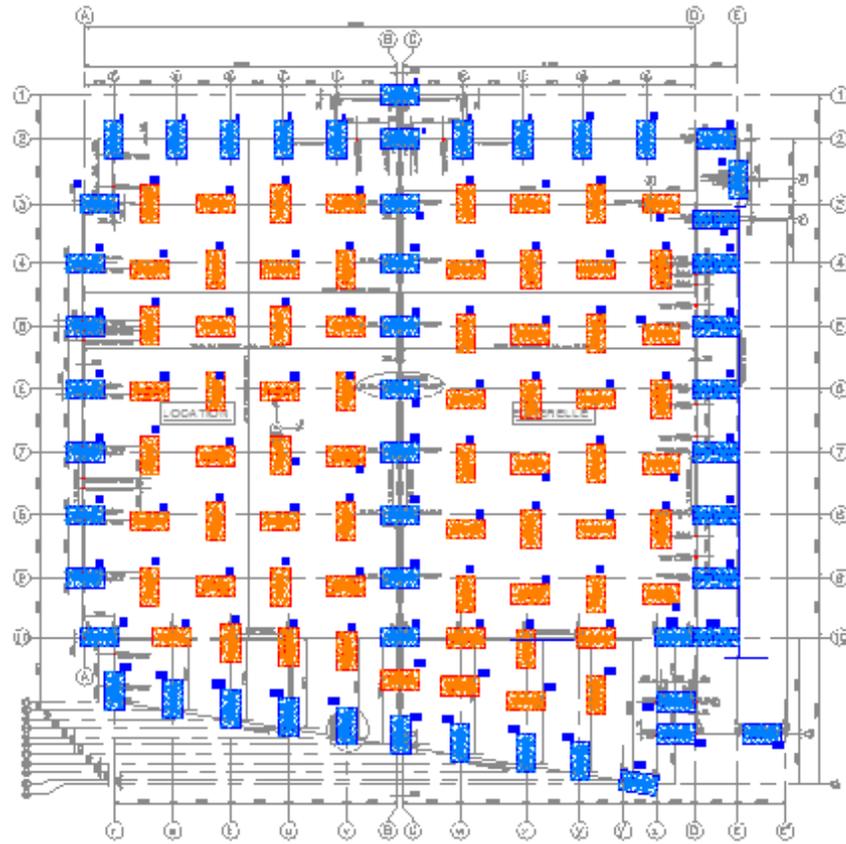
Solution: Combination of soil cement panels, load transfer layer and concrete slab



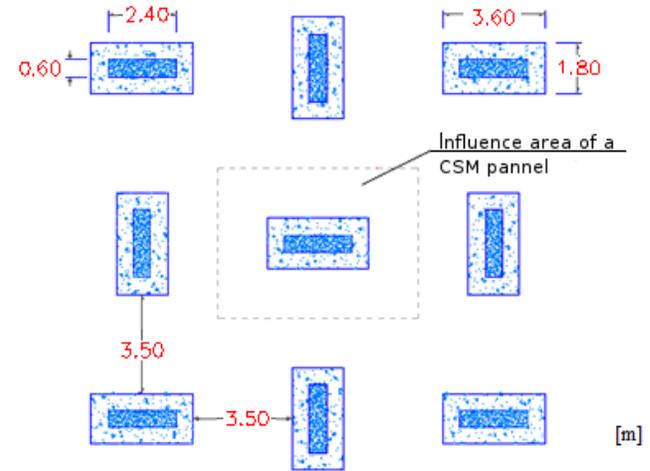
	ZG1 Gravelly fills	ZG2 Colluvial Soils	ZG3 Marl-Sandstone Substrate
γ' [kN/m ³]	19	17	21
c' [kPa]	0	5	10
ϕ' [°]	25	22	35
E [kPa]	10000	5000	170000

Jobsite references

Solution: Layout



- CSM panels of the peripheral contour
- CSM panels of the interior mesh



Jobsite references



Site impression:

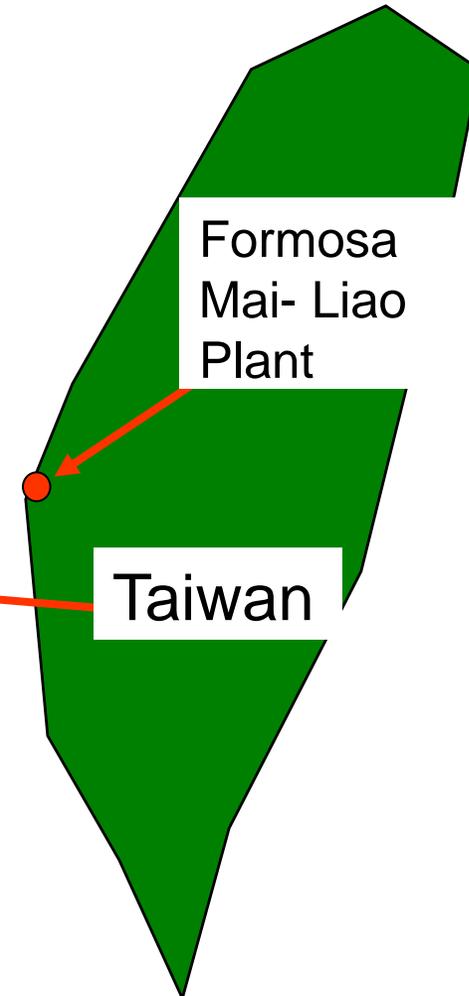
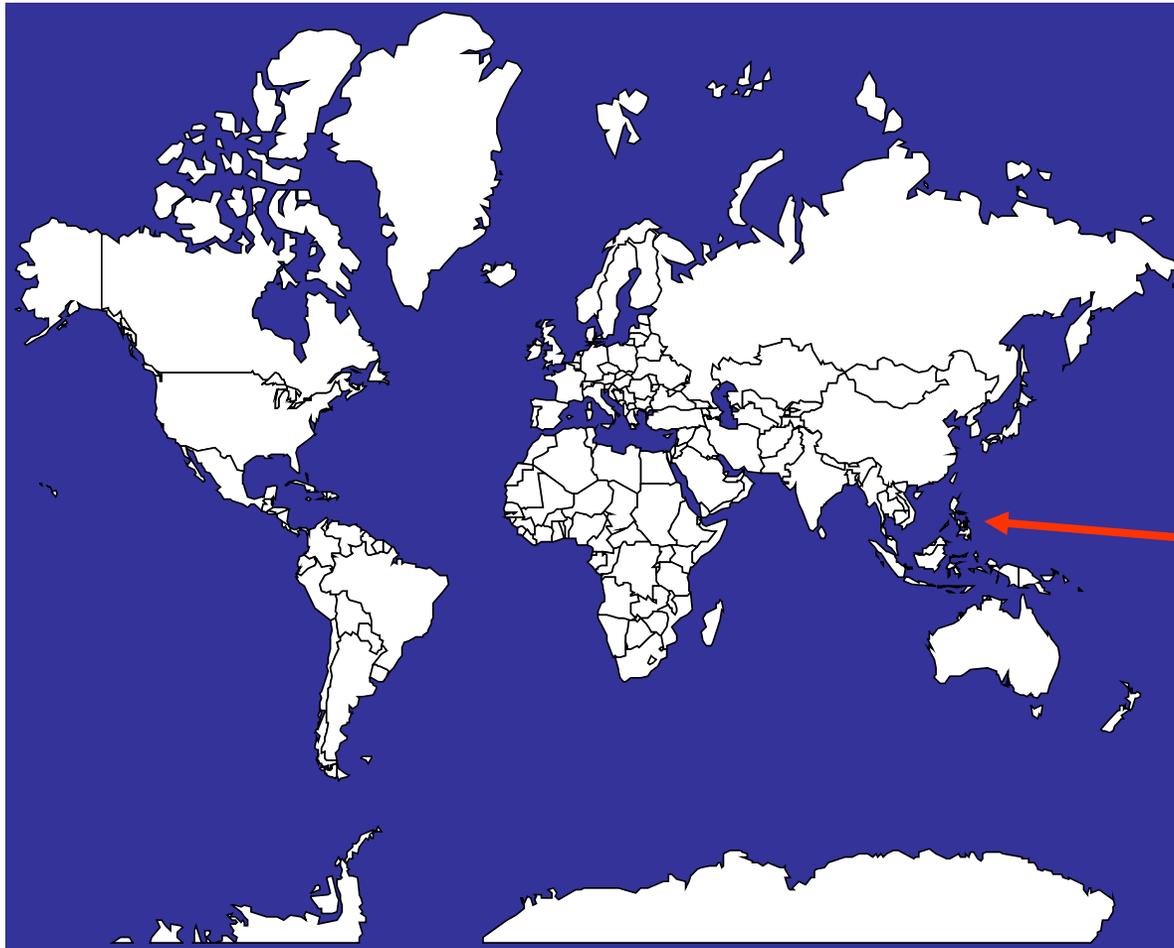


Taiwan; Ground improvement by stone columns – and its earthquake response



Jobsite references

Project Location: Formosa Plant



Jobsite references



Before and after...: 41 no Industrial plants (including oil refinery and several petrochemical plants)



Jobsite references

Landreclamation: 41 no Industrial plants (including oil refinery and several petrochemical plants)



Area: approx. 2.000 ha

Reclaiming: approx. 100 million m³ of imported sand
thickness 2 – 4 m



Jobsite references

Scope of work

- **Precast piles**
for heavy structures such as buildings, chimney- stacks etc.
- **Dynamic compaction**
for total area, depth max 32 ft (10 m)
- **Vibro Displacement (Stone columns)**
foundations of the oil storage tanks and to reduce the **liquefaction potential** of the subsoil during earthquakes

Jobsite references



Scope of work for stone columns:

- 1.500.000 linear m
- 90.000 columns
- depth 13 - 20 m av. 15 m
- av. diameter 900 mm

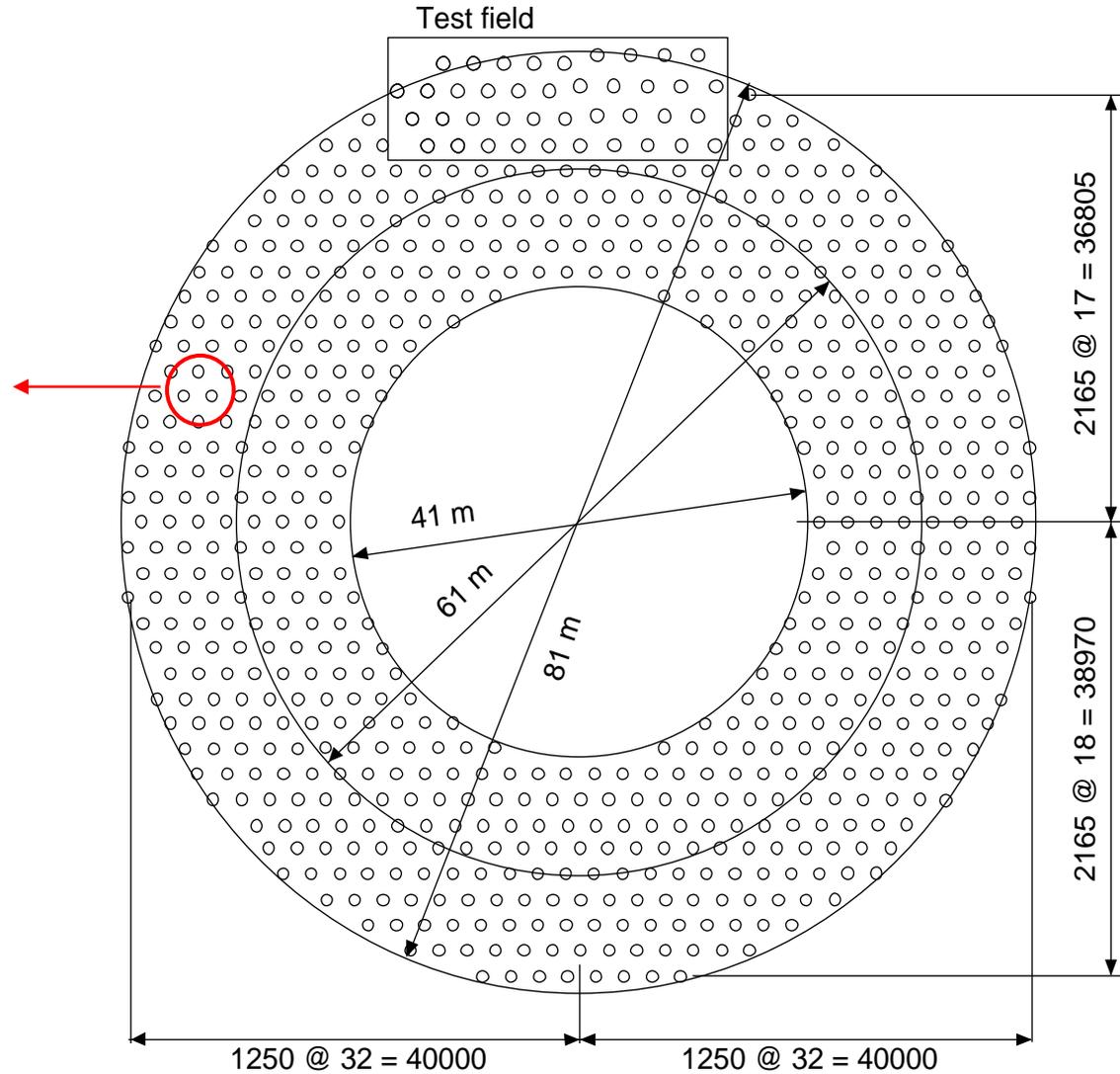
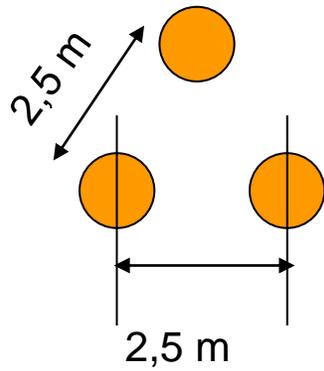


Jobsite references



Layout for stone columns:

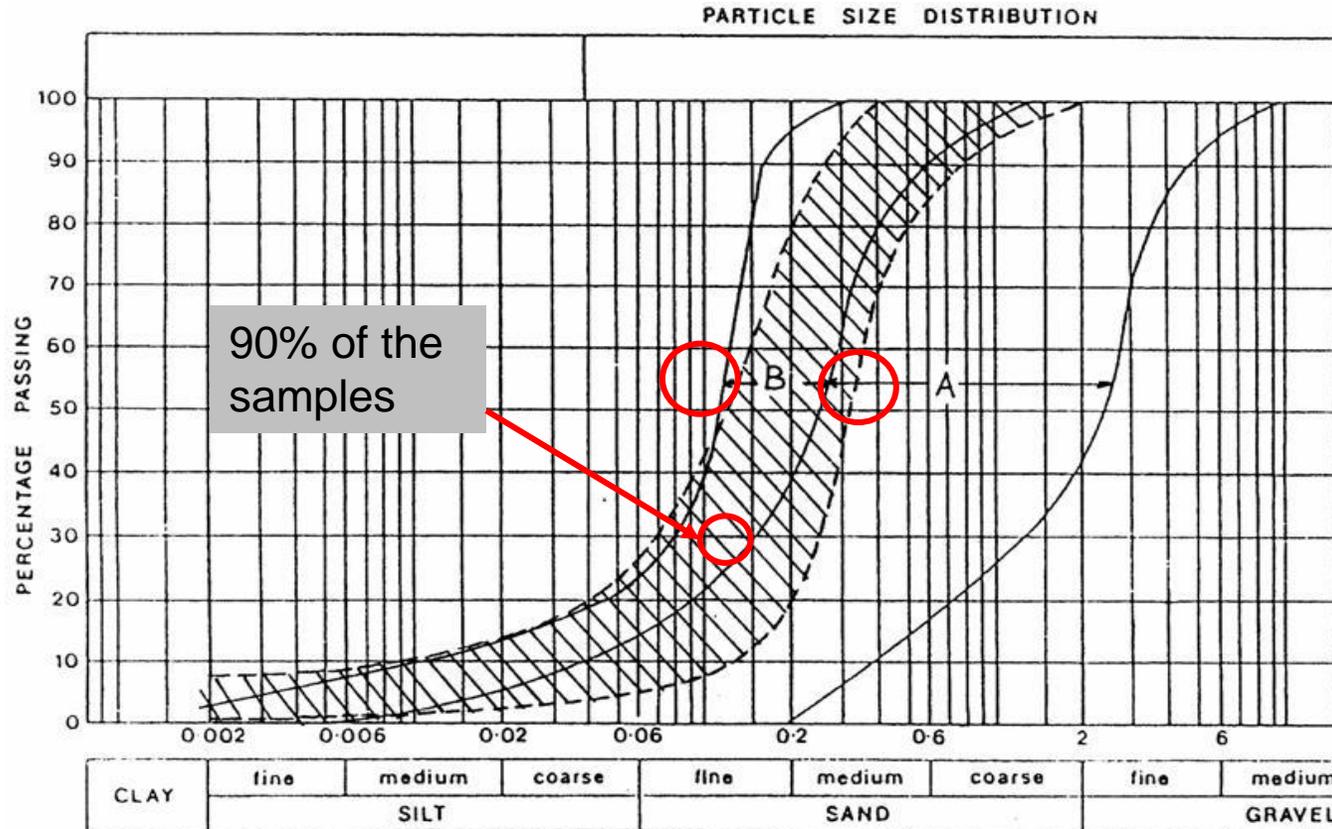
typical:
triangular grid



Jobsite references



Soil:

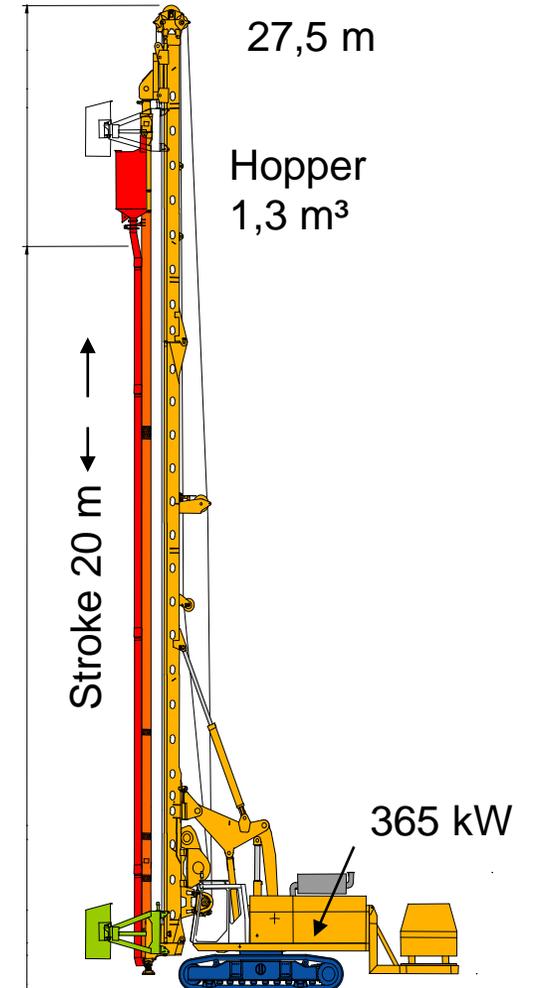
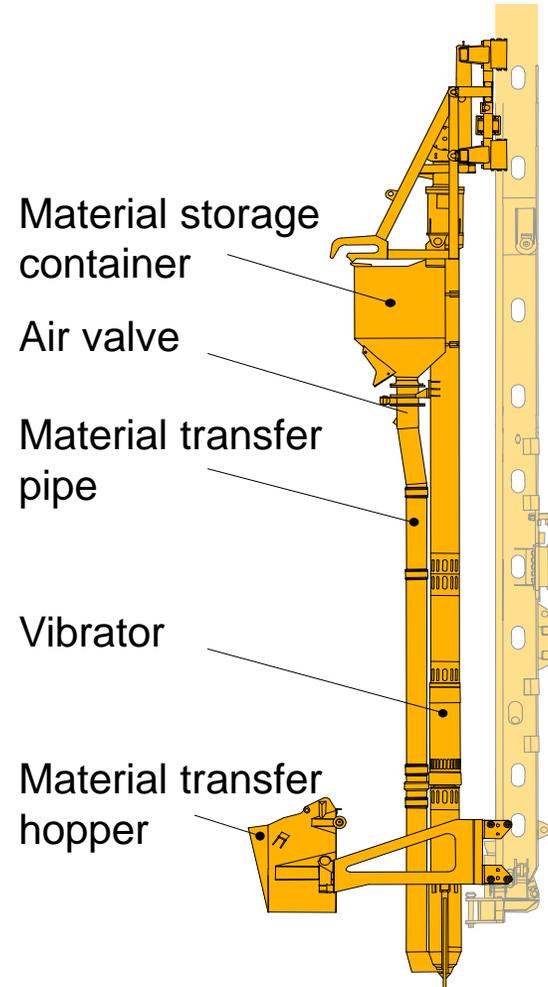


depth	sand %	silt %	clay %
-2	90	9	1
-4	65	31	4
-6	85	14	1
-8	88	10	2
-10	88	11	1
-12	70	26	4
-14	70	27	3
-16	79	19	2
-18	63	35	2

Jobsite references



Equipment: Depth Vibrator TR 75 on Base carrier BF 20



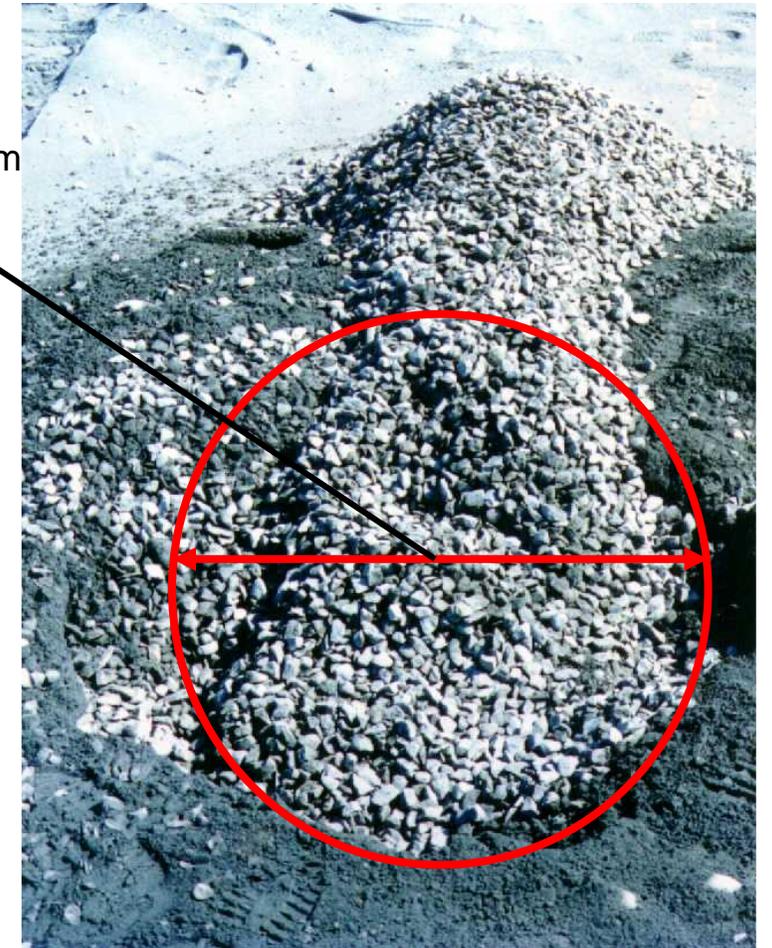
Jobsite references



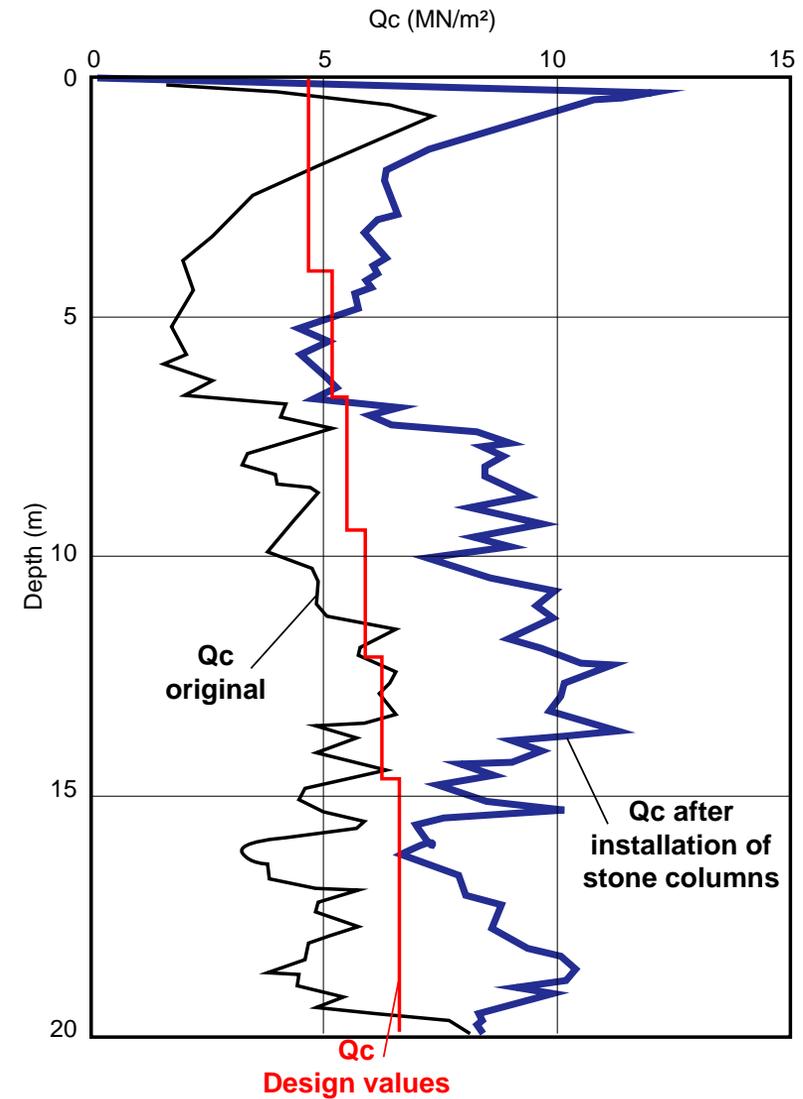
Execution:



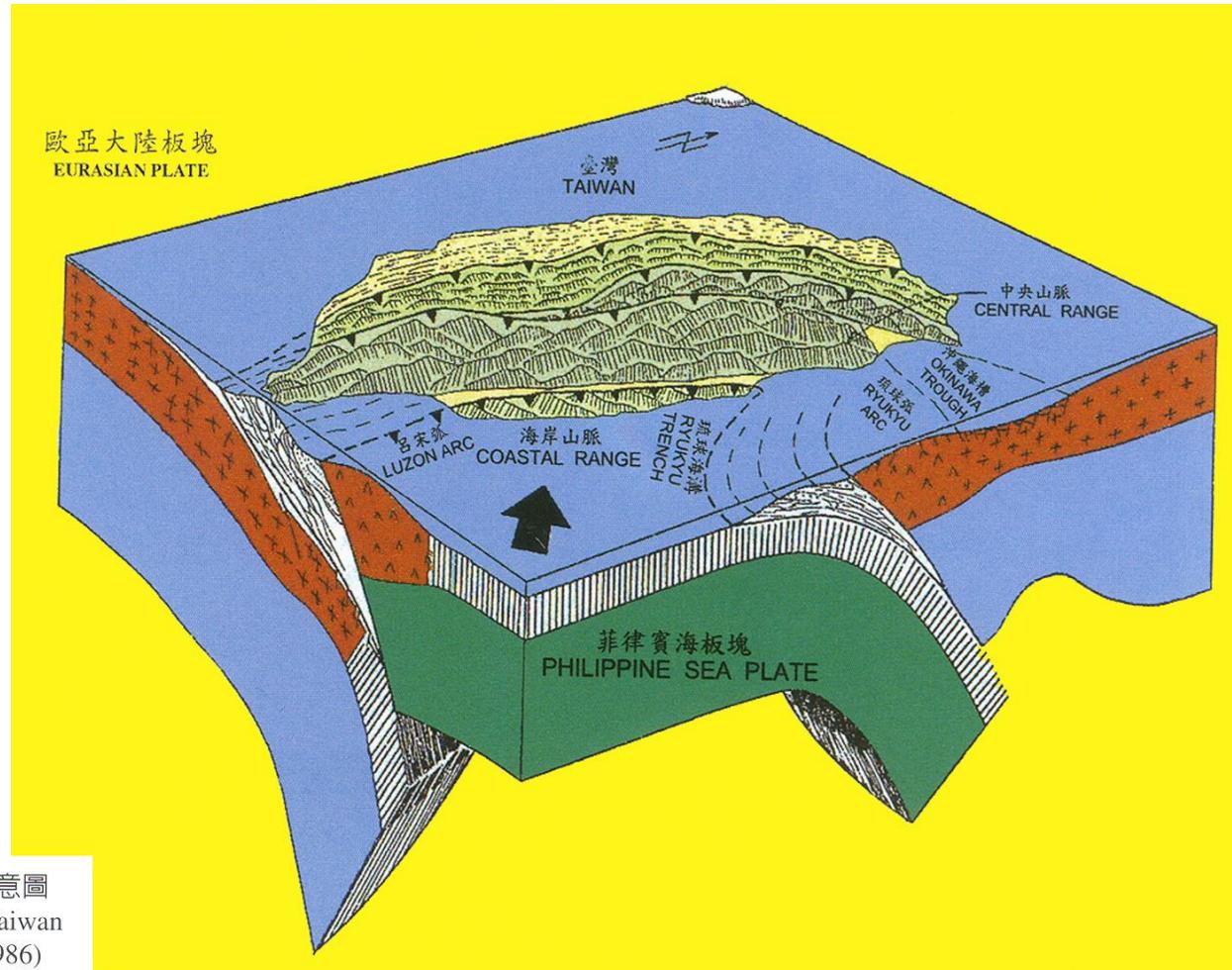
Diameter 900 - 1000 mm



Results: CPT Results before and after column installation



Tectonic plate structure Taiwan:



圖二. 台灣板塊運動示意圖
Fig.2 Plate Tectonic of Taiwan
(After Angeliter, 1986)

Jobsite references



Earthquake events

-  921 Chi-Chi Earthquake M=7.3, 21st September 1999
-  1022 Chia-I Earthquake M=6.4, 22nd October 1999
-  Formosa S.C. Job-Site
Mai-Liao, Yun-Lin

Recorded seismic data at Tai- Chung Harbor during Chi-Chi earthquake 21.09.1999

Intensity	max. 5
acceleration (vert.)	max. 61.14 gal
acceleration (N-S)	max. 124.3 gal
acceleration (E-W)	111.3 gal
a max.	0.12 g

Jobsite references

Damages in Tai Chung Harbor (21.9.1999):

subsided harbour gate house



buckled Molasses tank



severe damage due to
liquefaction



Jobsite references



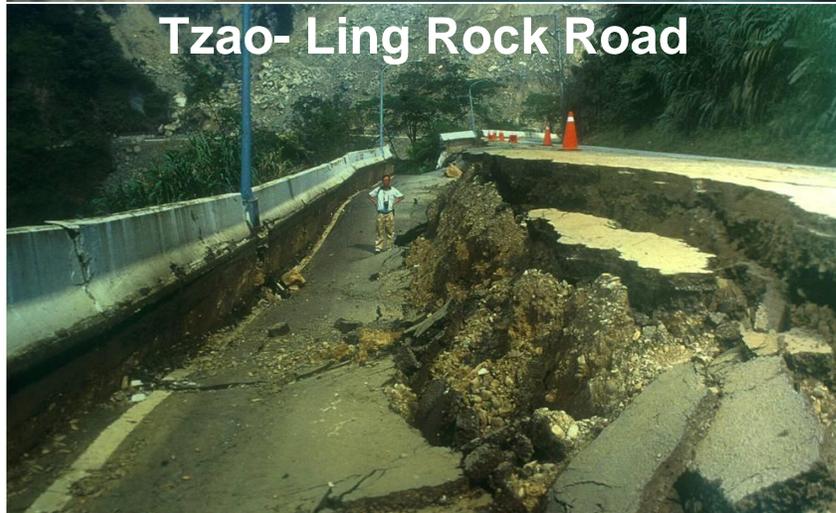
Damages in Tai Chung County (21.9.1999):



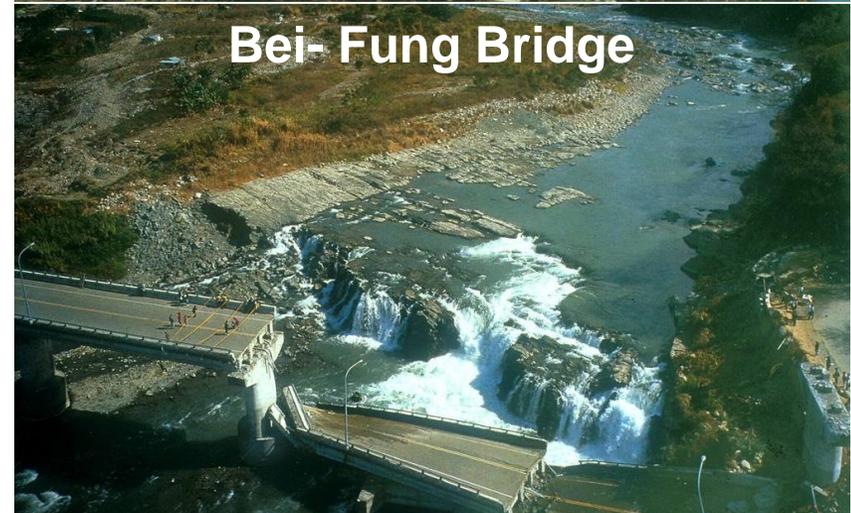
Shih- Kang Dam



Tai- Li City, Golden Paris Building

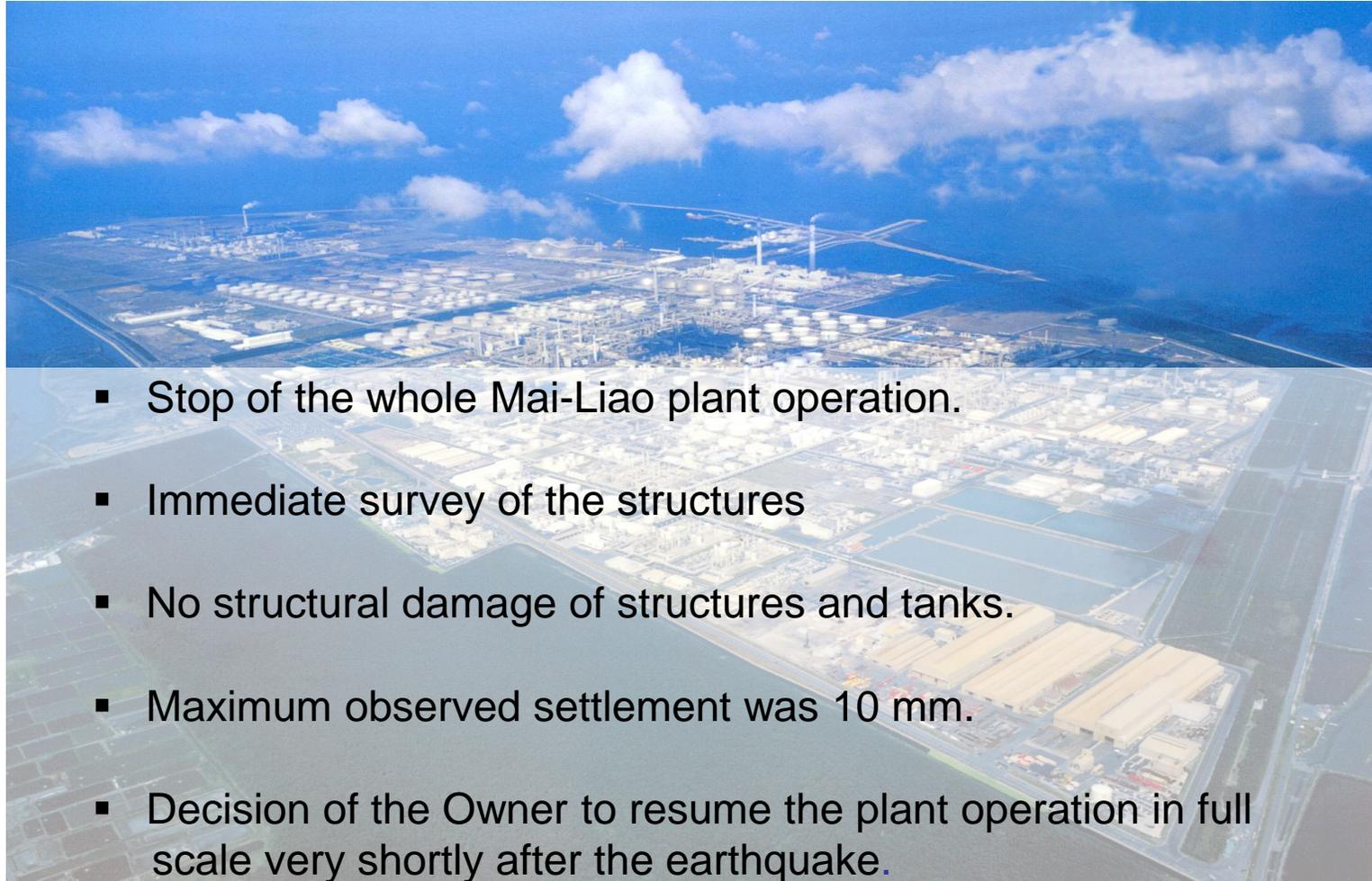


Tzao- Ling Rock Road



Bei- Fung Bridge

Situation at Mai-Liao Project ?



Jobsite references



The Geotechnical Earthquake Engineering Server (GEES) of the University of Southern California provides constant information about worldwide earthquake impacts. In one of their reports, they stated:

"Liquefaction happened at untreated ground at Formosa Plastics Industrial Park in Mailiao. This park is a reclaimed island, but no liquefaction or ground failure was noted at treated areas within this park; Formosa Heavy Industries Corporation used a combination of dynamic compaction, preloading and stone columns, with piles generally supporting buildings".





Contact

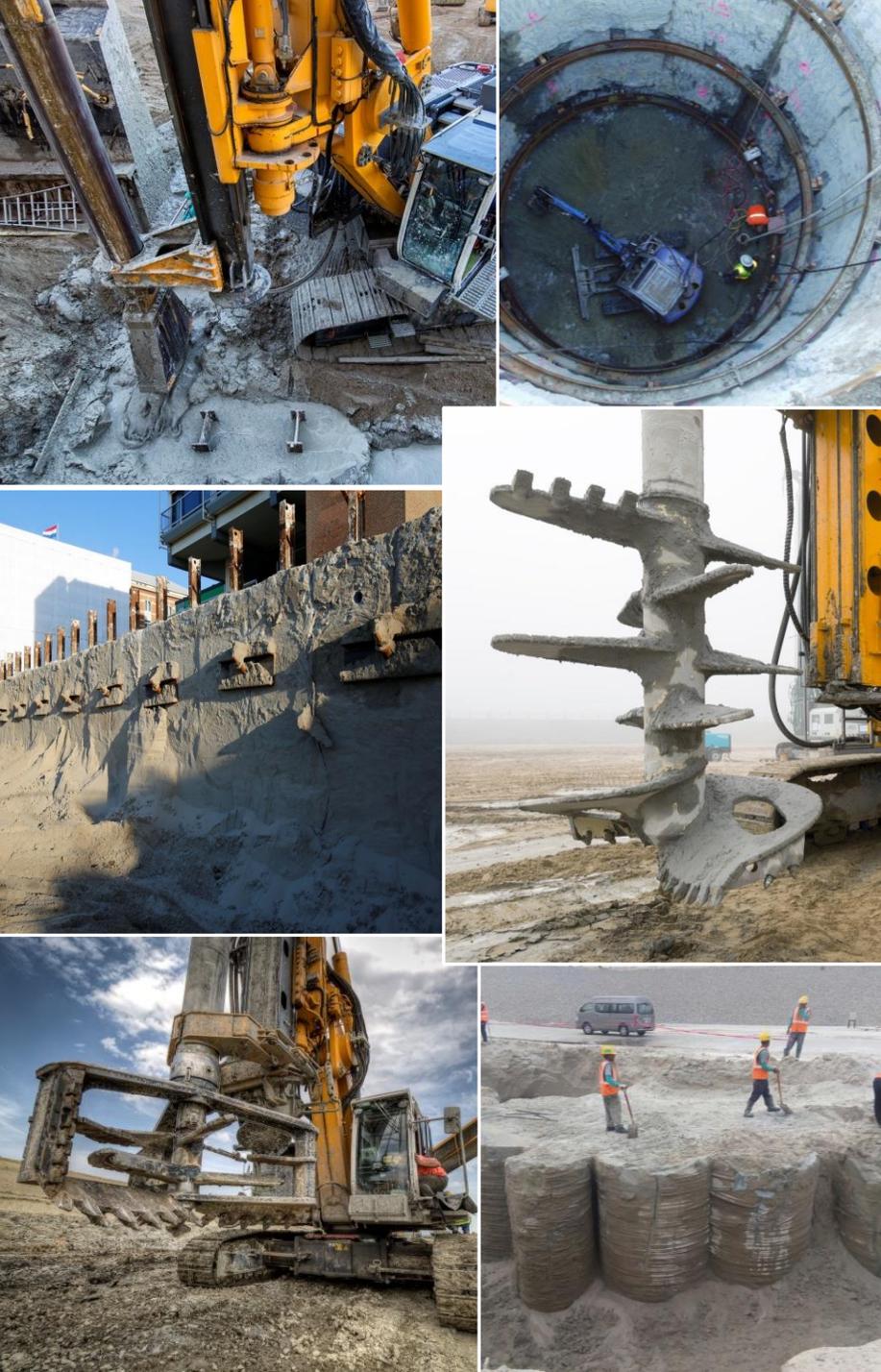
Franz-Werner Gerressen

BAUER Maschinen, Method Development Department

+49 (170) 2273614

Franz-Werner.Gerressen@bauer.de





*PASSION for
PROGRESS*