



# Diseños de Depósitos de Jales



Editado por:  
Juan de Dios Alemán  
Carlos Omar Vargas  
José Luis Rangel  
Enrique Ibarra  
Alexandra Ossa  
Jorge Bricio Guillén  
Juan Carlos Valenzuela  
María Elena Acevedo  
Miguel Ángel Mánica  
Sergio Hernández  
Denys Parra  
Alejo Sfriso  
Osvaldo Flores  
Gilberto Dominguez  
Héctor Estrada  
Rigoberto Rivera  
Eduardo Ang  
Juan Carlos Ayes



Sociedad Mexicana de  
Ingeniería Geotécnica, A.C.





**Volumen preparado por la Sociedad Mexicana de Ingeniería Geotécnica, A.C.**  
*Volume prepared by Sociedad Mexicana de Ingeniería Geotécnica, A.C.*

*Para / For*

**DISEÑO DE DEPÓSITOS DE JALES**  
*TAILINGS STORAGE FACILITIES DESIGN*

**13-15 de marzo, 2024, Chihuahua, Chihuahua.**  
*Mar 13-15<sup>th</sup>, 2024, Chihuahua, Chihuahua.*

*Editado por / Edited by*

Juan de Dios Alemán  
Carlos Omar Vargas  
José Luis Rangel  
Enrique Ibarra  
Alexandra Ossa  
Jorge Bricio Guillén

Juan Carlos Valenzuela  
María Elena Acevedo  
Miguel Angel Mánica  
Sergio Hernández  
Denys Parra  
Alejo Sfriso

Osvaldo Flores  
Gilberto Dominguez  
Héctor Estrada  
Rigoberto Rivera  
Eduardo Ang  
Juan Carlos Ayes

**Copyright, México, 2024**

**Sociedad Mexicana de Ingeniería Geotécnica, AC**

Valle de Bravo No. 19, Col. Vergel de Coyoacán,  
CP 14340, Alcaldía Tlalpan, Ciudad de México, México  
Teléfonos: (55) 5677-37-30, (55) 5679-36-76

Página web: [www.smig.org.mx](http://www.smig.org.mx)

Correo electrónico: [administracion@smig.org.mx](mailto:administracion@smig.org.mx)

**ISBN 978-607-59398-6-5**

Editorial: Sociedad Mexicana de Ingeniería Geotécnica, AC

Prohibida la reproducción parcial o total de esta publicación, por cualquier medio, sin la previa autorización escrita de la Sociedad Mexicana de Ingeniería Geotécnica, AC.

*Total or partial reproduction of this book by any medium requires prior written consent of the Sociedad Mexicana de Ingeniería Geotécnica, AC.*

Las opiniones expresadas en este volumen son responsabilidad exclusiva de los autores.

*Opinions expressed in this volume are the sole responsibility of their authors.*

Diseño de portada/cover desing: Xantus



## CONSEJO DE HONOR

Leonardo Zeevaert Wiechers†  
Raúl J. Marsal Córdoba†  
Alfonso Rico Rodríguez†  
Enrique Tamez González†  
Guillermo Springall Caram  
Edmundo Moreno Gómez  
Carlos Jesús Orozco y Orozco†  
Luis Vietez Utesa  
Gabriel Moreno Pecero†  
Raúl López Roldán  
Raúl Flores Berrones  
Luis Miguel Aguirre Menchaca†

Gabriel Y. Auvinet Guichard  
Luis Bernardo Rodríguez González  
Raúl Vicente Orozco Santoyo†  
Alberto Jaime Paredes  
Mario Jorge Orozco Cruz  
Juan Jacobo Schmitter Martín del Campo  
Héctor Manuel Valverde Landeros  
José Francisco Fernández Romero  
Rigoberto Rivera Constantino  
Walter I. Paniagua Zavala  
Juan de Dios Alemán Velásquez

## CONSEJO CONSULTIVO

David Yáñez Santillán  
Héctor Raúl Aguilar Becerril  
Carlos Roberto Torres Álvarez  
Moisés Juárez Camarena  
Roberto Avelar Cajiga

## MESA DIRECTIVA 2021-2022

Presidente

Ricardo Enrique Ortiz Hermosillo

Vicepresidente

Natalia del Pilar Parra Piedrahita

Secretario

Miguel Ángel Mánica Malcom

Tesorero

María del Carmen Cabrera Velázquez

Vocales

María Elena Acevedo Valle

Jorge Armando Rábago Martín

Giovanni Alejandro Quintos Lima

Yary Yanela López Calix

Yoleida del Valle Suárez Arellano

SOCIEDAD MEXICANA DE INGENIERÍA GEOTÉCNICA, AC

**1<sup>ER</sup> SIMPOSIO INTERNACIONAL SOBRE DEPÓSITOS DE JALES**  
*1<sup>ST</sup> INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON TAILINGS STORAGE FACILITIES*

**DISEÑO DE DEPÓSITOS DE JALES**  
**TAILINGS STORAGE FACILITIES DESIGN**

**COMITÉ ORGANIZADOR / ORGANIZING COMMITTEE**

Juan de Dios Alemán  
Carlos Omar Vargas  
José Luis Rangel

**COMITÉ TÉCNICO / TECHNICAL COMMITTEE**

Rigoberto Rivera  
Eduardo Ang  
Juan Carlos Ayes  
Héctor Estrada  
Osvaldo Flores  
Sergio Hernández  
Miguel Angel Mánica

**COMITÉ EDITORIAL / EDITORIAL COMMITTEE**

Enrique Ibarra  
Alexandra Ossa  
Jorge Bricio Guillén  
Juan Carlos Valenzuela  
María Elena Acevedo

**COMITÉ LOCAL / LOCAL COMMITTEE**

Belem Bravo  
Mario Madrid  
Alfredo Ornelas  
Gabriel Jesús Zendejas

**COMITÉ ASESOR / ADVISORY COMMITTEE**

Gilberto Domínguez  
Humberto Marengo  
Alejo Sfriso  
Ramón Verdugo

**SOCIEDAD MEXICANA DE INGENIERÍA GEOTÉCNICA, AC**

# CONFERENCISTAS MAGISTRALES

## KEYNOTE SPEAKERS

### **PETER ROBERTSON**

#### **Modern site characterization for mine tailings**

*Caracterización moderna de sitios para depósitos de jales*

### **CHRIS HATTON**

#### **Journey of an engineer of record - What the last 10 years has taught us.**

*El viaje de un ingeniero de registro: Lo que los últimos 10 años nos han enseñado*

### **HUMBERTO PRECIADO**

#### **Consideraciones para el análisis y diseño de estructuras de almacenamiento de jales acorde con la tecnología de procesamiento**

*Considerations for the analysis and design of tailings storage structures in accordance with processing technology*

### **JORGE MACEDO**

#### **Evaluación de riesgo sísmico en depósitos de jales (relaves)**

*Seismic risk assessment in tailings storage facilities*

### **RENATO MACCIOTA**

#### **Herramientas de análisis de riesgo aplicadas a la evaluación de estrategias de cierre de depósitos de jales**

*Risk analysis tools applied to the evaluation of tailings storage facilities closure strategies*

### **ALEJO SFRISO**

#### **Modelización numérica de depósitos de jales y su interpretación**

*Numerical modelling of tailings storage facilities and its interpretation*

### **MARCOS ARROYO**

#### **Análisis de estabilidad en depósitos de jales con materiales potencialmente licuables**

*Stability analysis in tailings dams with potentially liquefiable materials*

### **PRISCILLA NELSON.**

#### **New directions for tailings management**

*Nuevas directrices para la gestión de depósitos de jales*

### **KIM MORRISON**

#### **The journey to GISTM implementation**

*El viaje hacia la implementación del GISTM*

### **PAUL RIDLEN**

#### **The crucial role of engineers in improving tailings facility safety through the implementation of international standards**

*El papel crucial de los ingenieros en la mejora de la seguridad de los depósitos de jales mediante la Implementación de normas internacionales*

### **HUMBERTO ALDANA**

#### **Proceso de implementación de gestión y gobernanza de jales**

*Process of implementing tailings management and governance*





Sociedad Mexicana de  
Ingeniería Geotécnica, A.C.



1<sup>er</sup> Simposio Internacional sobre **Depósitos de Jales**

C h i h u a h u a 2 0 2 4

Por una gestión sostenible

**1<sup>ER</sup> SIMPOSIO INTERNACIONAL SOBRE DEPÓSITOS DE JALES**  
**1<sup>ST</sup> INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON TAILINGS STORAGE FACILITIES**

**DISEÑO DE DEPÓSITOS DE JALES**  
**TAILINGS STORAGE FACILITIES DESIGN**



# Prefacio

En nombre del comité organizador, me complace presentar las memorias del Primer Simposio Internacional sobre Depósitos de Jales, celebrado en Chihuahua del 13 al 15 de marzo del 2024. Este evento marcó un hito en México en la congregación de profesionales expertos enfocados en el manejo y la gestión sustentable de los depósitos de jales, un tema de crucial importancia para la industria minera y para la preservación del medio ambiente.

El objetivo principal de este simposio fue reunir a especialistas de todo el mundo para compartir, discutir y promover las mejores prácticas en la gestión de jales. Estamos orgullosos de informar que el evento no solo cumplió, sino que superó nuestras expectativas, gracias a la participación entusiasta de expertos en el tema. La calidad de los artículos recibidos fue excepcional, demostrando un nivel técnico y una dedicación impresionantes por parte de la comunidad científica y profesional.

Además, el simposio se enriqueció con la impartición de once conferencias magistrales, lideradas por profesionales de reconocido prestigio en el campo. Estas presentaciones cubrieron un amplio espectro de temas relevantes y proporcionaron una profunda inmersión en las últimas investigaciones, tecnologías y estrategias en la gestión de jales.

La respuesta de la comunidad fue abrumadora, con un alto número de asistentes que participaron activamente en las sesiones de discusión, cursos y actividades de networking. Esta alta participación evidencia el creciente interés y la necesidad de abordar de manera colaborativa los desafíos asociados a los depósitos de jales.

El éxito del simposio se reflejó no solo en el aspecto técnico, sino también en el compromiso y la pasión demostrados por todos los participantes. Esta experiencia compartida ha sentado las bases para futuras colaboraciones y ha reforzado la importancia de continuar trabajando juntos en la búsqueda de soluciones innovadoras y sostenibles.

Quiero expresar mi más sincero agradecimiento a todos los que contribuyeron a hacer de este simposio un evento inolvidable: ponentes, participantes, patrocinadores y, por supuesto, a nuestro dedicado equipo miembros del comité organizador. Juntos, hemos dado un paso significativo hacia la mejora en la gestión de los depósitos de jales, y esperamos con interés las oportunidades que surgirán como resultado de nuestro encuentro en Chihuahua. Con gratitud,

*Juan de Dios Alemán*  
Comité Organizador  
Chihuahua, marzo 2024.

# Foreword

On behalf of the organizing committee, I am delighted to present the proceedings of the First International Symposium on Tailings Deposits, held in Chihuahua from March 13<sup>th</sup> to 15<sup>th</sup>, 2024. This event marked a milestone in bringing together experts focused on the management and sustainable handling of tailings deposits, a topic of critical importance for the mining industry and for environmental preservation.

The main goal of this symposium was to gather specialists from around the world to share, discuss, and promote best practices in tailings management. We are proud to report that the event not only met but exceeded our expectations, thanks to the enthusiastic participation of experts in the field. The quality of the articles received was exceptional, demonstrating an impressive level of technical proficiency and dedication from the scientific and professional community.

Furthermore, the symposium was enriched with eleven keynote lectures, led by professionals of renowned prestige in the field. These presentations covered a broad spectrum of relevant topics and provided deep dives into the latest research, technologies, and strategies in tailings management.

The response from the community was overwhelming, with a high number of attendees actively participating in discussion sessions, short courses, and networking activities. This high participation underscores the growing interest and need to collaboratively address the challenges associated with tailings storage facilities.

The success of the symposium was reflected not only in the technical aspect but also in the commitment and passion shown by all participants. This shared experience has laid the groundwork for future collaborations and reinforced the importance of continuing to work together in search of innovative and sustainable solutions.

I wish to express my sincerest thanks to all who contributed to making this symposium an unforgettable event: speakers, participants, sponsors, and, of course, our dedicated organizing team. Together, we have taken a significant step towards improving the management of tailings deposits, and we look forward to the opportunities that will arise as a result of our meeting in Chihuahua. With gratitude,

*Juan de Dios Alemán*  
Chairman of the Organizing Committee  
Chihuahua, Mar 2024.





**1<sup>er</sup> Simposio internacional sobre depósitos de jales**  
*1<sup>st</sup> International symposium on tailings storage facilities*

**Diseño de depósitos de jales**  
*Tailings storage facilities design*

**Índice/ Contents**

---

	Pag.
<b>SECCIÓN 1. CARACTERIZACIÓN E INSTRUMENTACIÓN DEL SITIO Y DE LOS JALES.</b> SESSION 1. CHARACTERIZATION AND INSTRUMENTATION OF THE SITE AND TAILINGS	<b>1</b>
<b>Control operativo de depósitos de jales mediante el penetrómetro dinámico instrumentado P.A.N.D.A.®.</b> QA/QC operational control of tailings dams by mean of French instrumented dynamic cone penetrometer P.A.N.D.A.®. <i>BENZ NAVARRETE Miguel Angel, VILLAVICENCIO ARANCIBIA Gabriel, TEISSIER Luc, IBARRA RAZO Enrique y BREUL Pierre.....</i>	<b>3</b>
<b>Estimación del tipo de material a partir de resultados del penetrómetro dinámico PANDA en un depósito de jales.</b> Material type estimation from dynamic penetrometer PANDA results in a tailings dam. <i>CANDELARIA Jonatan, SOLÍS Jesús, HERNÁNDEZ Sergio, PROMOTOR José Alfredo, MEDINA Sergio y FLORES Osvaldo.....</i>	<b>15</b>
<b>Caracterización experimental del comportamiento de los relaves filtrados bajo grandes deformaciones</b> Experimental characterization of filtered tailings behavior under large deformation. <i>ROMÁN Brahian, FERNANDEZ Rosa y VILLANUEVA Martín.....</i>	<b>23</b>
<b>Observed aspects of tailing exploration in Mexico by means of seismic piezocone with dissipation testing.</b> Aspectos observados en la exploración de jales en México mediante piezocono con pruebas de disipación. <i>IBARRA-RAZO Enrique, FLORES-ESLAVA Ricardo , SUÁREZ Luz Y RANGEL-NUÑEZ José-Luis.....</i>	<b>29</b>
<b>Strain rate influence on field vane test for estimating undrained shear strength <math>s_u</math> and <math>\mu</math> factor: Case histories from tailing deposits in Mexico and clayed deposits in Mexico City.</b> Influencia de la velocidad de rotación en el ensaye de veleta para determinar la resistencia cortante $s_u$ y el factor $\mu$ . Casos historia en depósitos de jales en México y en los depósitos arcillosos de la CDMX. <i>RANGEL-NUÑEZ José-Luis, IBARRA-RAZO Enrique y FLORES-ESLAVA Ricardo.....</i>	<b>37</b>

	Pag.
<b>SECCIÓN 2. ESTRATEGIA DE GESTIÓN Y OPERACIÓN DEL DEPÓSITO DE JALES.</b>	45
SESSION 2. MANAGEMENT AND OPERATION STRATEGIES OF THE TAILINGS STORAGE FACILITY.	
<b>Aplicación de metodología TARP.</b>	
TARP methodology application.	
<i>CERVANTES Manuel, DE SANTIAGO Omar, GALLEGOS César y ORTIZ Alejandro</i> .....	47
<b>Estrategia de gestión de un depósito de jales filtrados en el sur de México.</b>	
Management strategy for a filtered tailings deposit in southern Mexico.	
<i>PALACIOS ARVIZU Aldo, RICO ALVAREZ Alfonso y GARCIA CARRASCO Emmanuel</i> .....	55
<b>Estrategias de monitoreo para presas de jales: Una revisión de las prácticas actuales y futuros desarrollos.</b>	
Monitoring strategies for tailing dams: A review of current practices and future developments.	
<i>CASTRO Ángel y TAMAGNAN Damien</i> .....	61
<b>Evaluación de la operación real de un depósito de jales comparada con la operación simulada con un software de depositación de jales.</b>	
Assessment of the real operational performance of a Tailings Storage Facility compared to the operational model derived from tailings deposition software.	
<i>ENCARNACIÓN Natividad, VEGA Mario, HERNÁNDEZ Sergio, CANDELARIA Jonatan, CONTRERAS Eduardo y FLORES Osvaldo</i> .....	73
<b>Manejo de eventos de filtración en un depósito de jales – Caso práctico.</b>	
Management of seepage events in a tailings storage facility - Practical case.	
<i>ORTIZ PIZZOGLIO Alejandro E., DE SANTIAGO Omar, GALLEGOS CARMONA César de Jesús</i> .....	83
<b>Mayor productividad en la filtración de depósitos de jales mineros mediante filtros prensa.</b>	
Enhanced productivity in tailings filtration using filter presses.	
<i>DOVERI Francesco, BORRIELLO Antonio, BRUM José Carlos, URIBE Douglas, ARAÚJO Pedro Henrique y ZICA Rafael</i> .....	87
<b>Tubos geosintéticos para desecado y confinamiento de relaves ultrafinos de mineral de hierro.</b>	
Geosynthetic tubes for dewatering and confining ultra-fine iron ore tailings.	
<i>GUANAES Eduardo, ARDILA Edna Lizeth y RODRIGUEZ Carlos M</i> .....	93
<b>SECCIÓN 3. ANÁLISIS DE RIESGO DEL DEPÓSITO.</b>	99
SESSION 3. RISK ANALYSIS OF THE TAILINGS STORAGE FACILITY	
<b>CONFERENCIA MAGISTRAL.</b>	
<b>Herramientas de análisis de riesgo aplicadas a la evaluación de estrategias de cierre de depósitos de jales.</b>	
KEYNOTE LECTURE.	
Risk analysis tools applied to the evaluation of tailing deposit closure strategies.	
<i>MACCIOTTA Renato</i> .....	99
<b>Estudio probabilístico de análisis de rotura de presas de jales.</b>	
Probabilistic study on tailings dam break assessments.	
<i>GIURICH Federico, MOYANO Francisco y EZAMA Ignacio</i> .....	121
<b>Monitoreo Satelital InSAR para la detección de movimientos del terreno en depósitos de jales.</b>	
InSAR satellite monitoring for the detection of ground motion in Tailings Storage Facilities.	
<i>SÁNCHEZ Ciscu, BRITO Isora y VERDUGO Miguel Ángel</i> .....	129
<b>Retos en la implementación del plan de atención y preparación ante emergencias en depósitos de jales.</b>	

	Pag.
Challenges in the Implementation of the Emergency Preparedness and Response Plan in Tailings Storage Facilities. <i>BERNAL Yariceli, CANDELARIA Jonatan, ENCARNACIÓN Natividad, HERNÁNDEZ Sergio y FLORES Osvaldo</i> .....	135
<b>SECCIÓN 4. ANÁLISIS Y DISEÑO DE DEPÓSITOS DE JALES.</b> <b>SESSION 4. ANALYSIS AND DESIGN OF TAILINGS FACILITIES</b>	143
<b>CONFERENCIA MAGISTRAL.</b> <b>Modelización numérica de depósitos de jales y su interpretación.</b> <b>KEYNOTE LECTURE.</b> Numerical modelling of tailings storage facilities and its interpretation. <i>SFRISO Alejo, LEDESMA Osvaldo y SOTTILE Mauro</i> .....	145
<b>Aplicación de criterios de sustentabilidad y cálculo de emisiones GEI, en la construcción de depósitos de jales.</b> Application of sustainability criteria and calculation of GHG emissions in the construction of tailings dams. <i>GARCÍA Alfredo, FIGUEROA Natalio, BECERRA Alejandro</i> .....	157
<b>Calibrating constitutive models for flow liquefaction: a word of caution.</b> Calibrando modelos constitutivos para representar la licuefacción por flujo: unas palabras de precaución. <i>TASSO Nicolás, RIVAROLA Felipe, DE SANTIAGO Omar, RIVAS Nicolás y SOTTILE Mauro</i> ...	163
<b>Considerations for filtered tailings slope protection during operations and into closure.</b> Consideración para protección de taludes de jales filtrados durante la operación y cierre. <i>AMIEIRO Sergio, THOMPSON Craig, ROCCO Nicholas, ROMO David, RICO Alfonso</i> .....	173
<b>Efectos de la heterogeneidad en los parámetros de resistencia para la evaluación de estabilidad de un depósito de jales.</b> Effects of parameter heterogeneity on the stability assessment of a tailings dam <i>RAMÍREZ Luis, CANDELARIA Jonatan, MEDINA Sergio, HERNÁNDEZ Sergio PROMOTOR, José Alfredo y FLORES Osvaldo</i> .....	179
<b>Estabilización mecánica en depósitos de jales por medio de geomallas.</b> Mechanical stabilization of tailing deposits with geogrids. <i>STAFFORD Mariana y SANCHEZ Erick</i> .....	189
<b>Estimación de los esfuerzos de preconsolidación (<math>\sigma'_p</math>) con CPTu y su aplicabilidad en el análisis de estabilidad de un depósito de jales mediante el criterio SHANSEP.</b> Estimation of preconsolidation stress ( $\sigma'_p$ ) with CPTu and its applicability in stability analysis of tailings dam using the SHANSEP criteria. <i>MEDINA Sergio, CANDELARIA Jonatan, HERNÁNDEZ Sergio, RAMÍREZ Luis, PROMOTOR José Alfredo, FLORES Osvaldo</i> .....	197
<b>Implementación de matriz de análisis de cuentas múltiples (MAA) para la selección del sitio de depósitos de jales.</b> Implementation of multiple account analysis (MAA) matrix for tailings storage facilities selection. <i>GUERRA ACOSTA Noé</i> .....	207
<b>Influencia de la variabilidad espacial del suelo de cimentación en la estabilidad física de un depósito de jales.</b> Influence of spatial variability of the foundation soil on the stability of a tailings storage facility. <i>FRANCO Francesco, OLAYA Franklin y PARRA Denys</i> .....	211
<b>Sistemas no convencionales para construcción de presas de jales.</b> NON-conventional systems for building tailings dams.	

---

<i>TORRES CHUNG César y ESCAMILLA CAYETANO Oscar</i> .....	Pag. <b>221</b>
<b>The progression and challenges in the implementation of a waste management system.</b>	
Un enfoque integrado y digitalizado para la gestión de jales.	
<i>MOLINA Daniel, DÁVILA Rafael y HUNTER Ryan</i> .....	227
<b>SECCIÓN 5. GOBERNANZA, REGULACIONES Y ESTÁNDARES</b>	<b>235</b>
SESSION 5. GOVERNANCE, REGULATIONS, AND TECHNICAL AND ENVIRONMENTAL STANDARDS	
<b>El EoR y su función en los depósitos de jales.</b>	
The EoR and its role in tailings dams.	
<i>SOLÍS Jesús, CANDELARIA Jonatan, HERNÁNDEZ Sergio, FLORES Osvaldo</i> .....	237
<b>Hacia el cumplimiento del estándar global de gestión de relaves: lecciones aprendidas.</b>	
Towards compliance with the global industry standard on tailings management: lessons learned.	
<i>PASTINE Santiago, LOPEZ Christopher, EZAMA Ignacio, ALSCHER Nicolás y RICO María del Pilar</i> .....	245



Sociedad Mexicana de  
Ingeniería Geotécnica, A.C.

**SECCIÓN 1. CARACTERIZACIÓN E INSTRUMENTACIÓN DEL SITIO Y  
DE LOS JALES.**

**SESSION 1. CHARACTERIZATION AND INSTRUMENTATION OF THE SITE  
AND TAILINGS**



## Control operativo de depósitos de jales mediante el penetrómetro dinámico instrumentado P.A.N.D.A.®

QA/QC operational control of tailings dams by mean of French instrumented dynamic cone penetrometer P.A.N.D.A.®

**Miguel Angel BENZ NAVARRETE<sup>1</sup>, Gabriel VILLAVICENCIO ARANCIBIA<sup>2</sup>, Luc TEISSIER<sup>3</sup>, Enrique IBARRA RAZO<sup>3</sup>**  
✉ y Pierre BREUL<sup>4</sup>

<sup>1,3</sup>Sol Solution, Riom, Francia.

<sup>2</sup>Escuela de Ingeniería de Construcción y Transporte, Pontificia Universidad Católica de Valparaíso, Chile.

<sup>3</sup>InGeum, México.

<sup>4</sup>Institut Pascal, Université Clermont Auvergne, Clermont-Ferrand, Francia.

**RESUMEN:** En los últimos años, han ocurrido fallas de depósitos de residuos mineros que ponen de manifiesto el riesgo que estas instalaciones representan para la comunidad. En México, uno de los mayores desafíos de la industria minera, es el depósito de residuos mineros (i.e.: los jales) que garanticen la sustentabilidad del medio ambiente. La deposición de jales, no solamente necesita de una reglamentación que asegure su estabilidad, el control, el mantenimiento, los planes de cierre, sino que también es necesario contar con la supervisión y la tecnología adecuada que permita diagnosticar rápida, sencilla, fiablemente el estado operacional y la estabilidad global de estas instalaciones. En el presente artículo se hace un resumen de las experiencias en lo que respecta al control de compactación y la caracterización geotécnica de depósitos de jales mediante el uso del penetrómetro dinámico P.A.N.D.A.®. Luego de presentar el equipo y sus capacidades, se presenta una síntesis bibliográfica de las principales aplicaciones del equipo al servicio del control operacional y el diagnóstico de presas de jales mineros. Un ejemplo de aplicación reciente, para la calibración, el establecimiento de curvas de calibración y referencia, así como su aplicación en terreno para el control de compactación de depósitos de jales filtrados en Canadá es igualmente presentado.

**ABSTRACT:** In recent years, we have experienced disasters of mining tailings dams (operational or abandoned) that highlight the risk that these facilities pose to the community and the environment. In Mexico, one of the major challenges facing the mining industry is the development of mineral extraction activities and the deposit of mining liabilities (i.e. tailings) to ensure environmental sustainability. Regarding the deposit of mining tailings, it is not only necessary to have a national regulation that ensures the correct design, deposit, control, maintenance, closure plans...; but it is also necessary to have the supervision and adequate technology that allows a quick, simple, reliable, and cost-effective diagnosis of the operational quality control and the overall stability of these facilities. This article summarizes the experiences in other countries regarding compaction control and geotechnical characterization of mine tailings dams using the P.A.N.D.A.® instrumented dynamic cone penetrometer. After presenting the equipment and its use, as well as the measurements made, its treatment and exploitation, a bibliographic synthesis of the main applications of the equipment in the service of operational control and diagnosis of tailings dams. A recent application example for establishment of calibration and reference curves as well as field application for the diagnosis of filtered tailings deposits in Canada is also presented.

✉ *Autor de Correspondencia:* [eibarra@ingeum.com](mailto:eibarra@ingeum.com)

### 1 INTRODUCCIÓN

En México, el sector minero-metalúrgico contribuye activamente al desarrollo económico del país. Dicha contribución no está exenta de riesgos; ya que el sector de la minería genera diariamente cantidades importantes de pasivos ambientales. Tradicionalmente, desde la época de la colonia española, la producción mexicana se ha dedicado a

la producción de Cu, Zn, Ag y Pb. Su extracción genera una cantidad importante de residuos, conocidos como jales (denominados igualmente como *colas* o *relaves* en otros países de América Latina). Generalmente, los jales mineros son depositados en estructuras, presas, o depósitos que son construidas con el mismo material; hasta mediados del S.XX estos eran depositados bajo escasos (o inexistentes) controles ambientales. Es

solamente en el año 2004 que la SERMAT (secretaría del Medio Ambiente y Recursos Naturales) aprueba y publica la normativa oficial mexicana (NOM-141-SEMARNAT-2003) que regula la adecuada disposición de presas de jales mineros. Considerando lo anterior, así como la larga tradición minera del país, que comienza durante la primera mitad del siglo XVI, se puede considerar que, en la actualidad, existen una cantidad importante de depósitos y presas de jales, operativos o abandonados, no catastrados. Desde luego, se desconocen igualmente sus características generales, los métodos de construcción empleados y el estado físico mecánico en el cual se encuentran y que aseguren su estabilidad global.

En la actualidad, los desastres, las fallas y los derrames de presas de jales mineros a nivel mundial han sensibilizado a las autoridades nacionales. Uno de los desafíos mayores de la industria minera mexicana, es el desarrollo de la actividad de extracción de minerales y depósito de pasivos mineros que garanticen la sustentabilidad del medio ambiente. Para ello no solamente es necesario contar con una reglamentación que asegure el correcto diseño, depósito, mantenimiento y cierre de las presas de jales; sino que también es necesario contar con la supervisión y la tecnología adecuadas que permitan diagnosticar rápida, sencilla y fiablemente, así como a bajo costo, la estabilidad física-mecánica de estas instalaciones.

Si bien la mayor parte de las empresas que explotan las principales minas del país se rigen por la normativa en vigor y disponen internamente de procedimientos constructivos que especifican el control operacional durante el depósito de los jales, estos controles pueden resultar escasos y difíciles de llevar a cabo. En efecto, considerando la localización, la geometría, las superficies y los volúmenes de este tipo de depósitos, así como la naturaleza misma de los residuos depositados, existen zonas (como los taludes) que no pueden ser controladas o simplemente zonas, en las que las mediciones que se llevan a cabo no son representativas de la globalidad del depósito porque no permiten integrar la variabilidad espacial del material presente.

De este modo, es necesario implementar tecnologías que aseguren el control operacional, así como facilitar la caracterización de depósitos de jales en abandono y que representan un pasivo ambiental altamente peligroso.

Una alternativa a los métodos de control de compactación (cono de arena, densitómetro nuclear) y de exploración geotécnica (SPT, CPT, DCP...) convencionales, que se está abriendo paso rápidamente en México, es el penetrómetro dinámico a energía variable P.A.N.D.A.®. (del francés: *Pénétromètre Autonome Numérique Dynamique Assisté par ordinateur*). Creado en Francia a principios de los años 80, se trata de un

penetrómetro dinámico instrumentado que es utilizado a nivel mundial para el control de la compactación, así como para la exploración geotécnica de los suelos superficiales. Debido a su rapidez de ejecución, no destructividad, portabilidad, facilidad de uso y sostenibilidad ambiental, el ensayo puede ser llevado a cabo en casi cualquier zona de acceso difícil.

La tecnología P.A.N.D.A.® se está utilizando desde hace ya 20 años para controlar la compactación y proporcionar un control de calidad para compactaciones en depósitos de relaves en Chile, en donde una normativa específica ha sido publicada en el año 2012 (INN-NCH3261, 2012). En la actualidad otros países, como por ejemplo Perú, Australia y Canadá están comenzado a implementarlo. En los últimos años las investigaciones realizadas con esta tecnología para el estudio de los depósitos de pasivos mineros desde una perspectiva geotécnica como estabilidad de taludes, licuefacción y también para considerar la variabilidad espacial y temporal de dichos depósitos se han incrementado.

## 2 EL PENETRÓMETRO FRANCÉS P.A.N.D.A.®

Creado en 1989, la idea original ha sido de diseñar un penetrómetro dinámico instrumentado de sensores, con registro digital, de bajo costo, ligero, pero con un poder de penetración suficiente para sondear la mayoría de los suelos presentes a nivel superficial. El principio de hinca es a energía variable puesto que se realiza con una masa que puede ser acelerada. Esto permite adaptar la potencia de la hinca en función de la dureza del suelo y constituye la principal originalidad del aparato. Actualmente, se han desarrollado dos versiones (Benz-Navarrete, 2009) del P.A.N.D.A.® y una tercera, más sofisticada, se prepara (Benz Navarrete et al., 2021).

### 2.1 Descripción y principio fundamental

El aparato se compone de 6 elementos principales (Figura 1): martillo, yunque instrumentado, barras, conos, unidad central de adquisición (UCA) y terminal de diálogo TDD (Figura 1). El peso es inferior a 20kg, lo que lo hace fácilmente transportable. El principio general del ensayo P.A.N.D.A.® es el mismo que aquel de un penetrómetro dinámico DPT (ASTM-D6951-18, 2015; ISO-22476-2, 2005). Sin embargo, por cada golpe dado se mide en el yunque, mediante galgas extensométricas, la energía aportada al sistema.



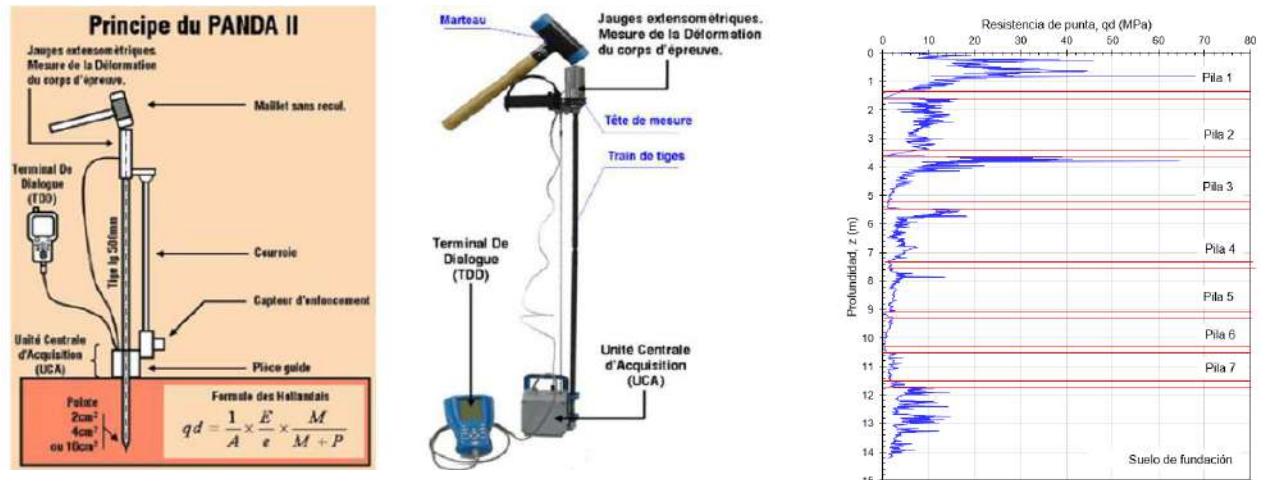


Figura 1. Principio general de medición del P.A.N.D.A.®, componentes y penetrógrama ( $\log(qd)$ ) en función de la profundidad obtenido durante un sondeo de caracterización de una pila de rípios en Chile.

Otros sensores, instalados en la UCA, miden la penetración de la punta en el suelo obtenida justo después del golpe. Ambas informaciones son enviadas al TDD y la resistencia dinámica ( $qd$ ) se calcula automáticamente mediante la utilización de la fórmula de los holandeses. Cada información es registrada automáticamente en la memoria del sistema y trazada en función de la profundidad ( $z$ ), y posteriormente es analizada con el software asociado al sistema (WebSprint®). La curva obtenida,  $\log$  de  $qd(z)$ , es conocida como penetrógrama.

## 2.2 Análisis y tratamiento de las mediciones

Una de las grandes ventajas es que permite un sondeo muy fino de las capas del suelo que tienen una resistencia de cono de muy baja a muy alta. El resultado principal, el penetrógrama, proporciona una señal de muy alta resolución espacial en profundidad (Figura 1). Además, la facilidad de repetición del ensayo de campo facilita la realización de análisis estadísticos que permiten caracterizar la respuesta mecánica del suelo y establecer así su variabilidad espacial. Sin embargo, en la mayoría de los casos, el tratamiento de la señal debe realizarse sobre los penetrógramas brutos, especialmente cuando se analizan ensayos de investigación de suelos profundos, en los cuales la cantidad de mediciones es importante. Para la simplicidad en el uso, estos tratamientos (alisado y regularización) se encuentran automatizados en el software asociado WebSprint®.

El software de explotación de los datos no solamente trata las mediciones efectuadas, sino que también las centraliza, resguarda y explota. Diferentes módulos de cálculo son disponibles para poder analizar los sondeos (Control de compactación, reconocimiento de suelos,

correlaciones, licuefacción y dimensionamiento de fundaciones superficiales) (Websprint®, 2019).

## 2.3 Campos de aplicación

El penetrómetro P.A.N.D.A.® se utiliza actualmente para la caracterización de suelos superficiales; para el control de la compactación en movimientos de tierras y rellenos, control y diagnóstico de vías férreas, para la evaluación de la capacidad portante, el análisis de la estabilidad de taludes y la evaluación del riesgo de licuefacción. (Benz-Navarrete et al., 2020.).

## 3 APLICACION PARA EL CONTROL DE COMPACTACION DE JALES MINEROS

El control de la compactación mediante penetrómetro dinámico a energía variable se describe en la norma francesa (AFNOR, 2012) y en especial la chilena (NCh. 3262-2012). El principio consiste en comparar el penetrógrama obtenido en terreno con dos curvas de referencia,  $q_{dR}$  y  $q_{dL}$  respectivamente. Estas curvas han sido determinadas en laboratorio mediante la calibración del equipo para diferentes materiales, grados de compactación y humedad.

### 3.1 Principio fundamental

El principio del control de compactación se fundamenta en que la resistencia de punta  $qd$  del suelo depende fundamentalmente, de aquellos parámetros que describen el comportamiento mecánico de un material granular, Figura 2.

Diferentes investigaciones muestran la relación existente entre la densidad seca,  $\gamma_d$ , de un material y la resistencia de punta,  $qd$ , de un penetrómetro.

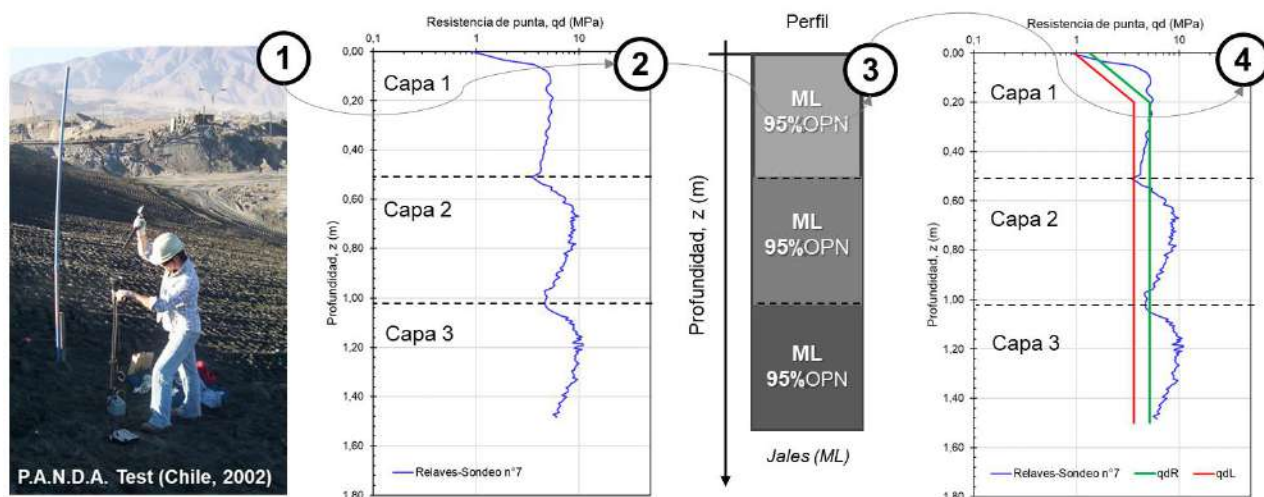


Figura 2. Principio general para el control de compactación con P.A.N.D.A.® (NF P 94-105 y Nch 3261-12) (a) realización del ensayo de control in-situ, (b) obtención del penetrograma de control, (c) construcción del perfil a controlar (espesor, tipo de suelo y calidad de compactación) y (c) verificación de espesores y comparación con las curvas de referencia  $q_dR$  y  $q_dL$ . para el caso de un depósito de relaves (cobre) en Chile

Chaigneau, (2001) estableció la relación entre  $q_d$  y  $\gamma_d$ , a través del ensayo P.A.N.D.A.®. De acuerdo con esta investigación,  $\gamma_d$  es el parámetro que gobierna la resistencia dinámica de punta  $q_d$  en suelos granulares. Su relación es directamente proporcional: mientras más aumente  $\gamma_d$ , más importante será  $q_d$  (Figura 4). Dicha relación se ha modelado mediante una función logarítmica (Ecuación 1) en donde los coeficientes de regresión A, B y C son propios a un suelo y han sido obtenidos mediante la calibración del equipo:

$$\gamma_d = A(w) + B \ln(q_d) + C \quad (1)$$

En donde  $\gamma_d$  es la densidad seca,  $w$  el contenido de humedad y  $q_d$  la resistencia de punta promedio obtenida con P.A.N.D.A.®. La determinación de los coeficientes de regresión A, B y C para un material dado permiten relacionar la densidad y el contenido de humedad a la resistencia de punta medida. Esta curva es conocida como "curva de calibración" y desde ella se determinan los valores de  $q_{dR}$  y  $q_{dL}$  para la densidad  $\gamma_d$  deseada (por ejemplo, para la densidad  $\gamma_d$  que represente el 95% de la densidad Proctor, normal o modificada).

### 3.1.1 Control de compactación a partir de las curvas de referencia $q_{dR}$ y $q_{dL}$

El principio de control de compactación con el penetrómetro Panda® se basa en la comparación del ensayo de control con un par de curvas de referencia ( $q_{dR}$  y  $q_{dL}$ ). Estas curvas están incluidas en el software del equipo y se obtienen directamente ingresando las características de la estructura y el

grado de exigencia de la obra a controlar. El proceso de control es el siguiente :

- Realización del ensayo in-situ. Descargar el penetrograma en el software dedicado;
- Construir el perfil a controlar (definir los espesores de cada capa, el tipo de material y su estado hídrico) así como determinar el valor de control (en relación, al % proctor).
- Obtienen las curvas de referencia  $q_{dR}$  y  $q_{dL}$  (roja y verde) y comparación del penetrograma; y
- evaluación de la calidad de compactación. Identificación de puntos anómalos. Aceptación del relleno. Si el penetrograma se encuentra a la derecha está bien.

## 3.2 Metodología de calibración: laboratorio e in-situ

### 3.2.1 Calibración del equipo en laboratorio

En laboratorio las curvas de calibración (Ec. 1) para un material dado son obtenidas con la ayuda de una cámara o molde de calibración.

El procedimiento de calibración se encuentra detallado en las normas NF P 94-105 y Nch 3261-12 y es simple: se efectúa una serie de 5 muestras compactadas a distintas densidades (i.e.: entre el 85 y el 110% del Proctor normal) e igual contenido de humedad (i.e.: la humedad óptima Proctor). Para cada muestra, se efectúan una serie de 3 ensayos P.A.N.D.A.® desde los cuales los valores característicos ( $q_{d0}$ ,  $z_c$  y  $q_{d1}$ ) son determinados.



Figura 3. Control de compactación de jales mineros con P.A.N.D.A®. calibración in-situ mediante cancha de prueba y determinación de las curvas de referencia.

Esto permite cuantificar experimentalmente, para el suelo utilizado, la variación de ( $q_{d0}$ ,  $z_c$  y  $q_{d1}$ ) en función de la densidad seca  $\gamma_d$  y determinar así las curvas de calibración (i.e.: Figura 7.a). Se debe señalar, no obstante, que durante el proceso de calibración se hace la diferencia entre un material insensible al contenido de humedad de aquellos sensibles. Los materiales sensibles al contenido de humedad son aquellos que bajo la presencia de agua ven sus propiedades mecánicas cambiar (se trata principalmente de suelos con finos plásticos).

Ahora bien, para los materiales insensibles al contenido de agua (o no plásticos según los límites de Atterberg), el proceso de calibración se realiza solamente para una humedad tal y como se detalló en los párrafos precedentes. Para el caso de los materiales sensibles, este proceso se repite al menos para tres estados de humedad distintos (por ejemplo, 80%, 100% y 110% de la humedad óptima Proctor) se deben efectuar al menos 3 series de 5 muestras compactadas a densidades variables para los contenidos de humedad previamente establecidos.

### 3.2.2 Calibración in-situ : tramos de prueba

En terreno la calibración del equipo se efectúa mediante tramos de prueba (Figura 3) y el objetivo puede ser: 1) determinar y establecer el protocolo de construcción del depósito (espesor de capas y número de pasadas); y 2) determinar, para el material compactado, la curva de calibración (Ec.1). De manera habitual, se prefiere este método principalmente para establecer el proceso constructivo que se llevará a cabo durante el depósito y compactación de los jales. En este caso, las mediciones P.A.N.D.A® establecidas en el tramo de prueba son utilizadas para controlar la ejecución acorde a lo establecido (espesor de capas y grado de compactación).

### 3.3 Determinación y control del espesor de capas

Mediante el empleo de penetrómetros dinámicos ligeros para control de calidad y de aseguramiento

post-construcción en depósitos de relaves, se pueden evaluar los aspectos siguientes:

- espesor de una capa o de un conjunto de capas depositadas para la construcción del muro resistente (función A). Esta función sólo es aplicable empleando penetrómetros dinámicos ligeros a energía variable;
- grado de compactación de una capa o de un conjunto de capas depositadas, considerando la variabilidad de las características físicas de las arenas de relaves, la densidad in situ y el estado hídrico asociado que presenta el material al momento de realizar el control (funciones B y C)

En esta modalidad la morfología de la señal penetrométrica obtenida in situ se emplea para identificar el espesor de una capa compactada.

La función A sólo se puede emplear en el caso de ensayos verticales. La interpretación de los resultados se efectúa a partir de los penetrograma obtenidos in situ, y consiste en determinar los espesores de las capas depositadas a partir de la morfología de señal penetrométrica obtenida (ver Figura 4), para posteriormente compararlos con los valores establecidos en las especificaciones técnicas de construcción.

### 3.4 Ejemplo de aplicación

En la Figura 4.a se presentan las curvas de calibración obtenidas para 7 muestras de jales mineros, provenientes de distintas minas y producidas durante los procesos de obtención de cobre en Chile. Estos presentan un contenido de finos comprendido entre 18% y 34% y gravedades específicas de 2,61 a 3,08. Las densidades máximas están comprendidas entre 1700 y 2050 kg/m<sup>3</sup>. Se puede observar una gran variabilidad en las curvas de calibración obtenidas para cada muestra (Figura 4.a), debido principalmente a las propiedades físicas de los materiales. Para considerar este efecto, se propone la normalización del valor de la resistencia de punta y expresar la relación en términos de la densidad relativa (D.R.).



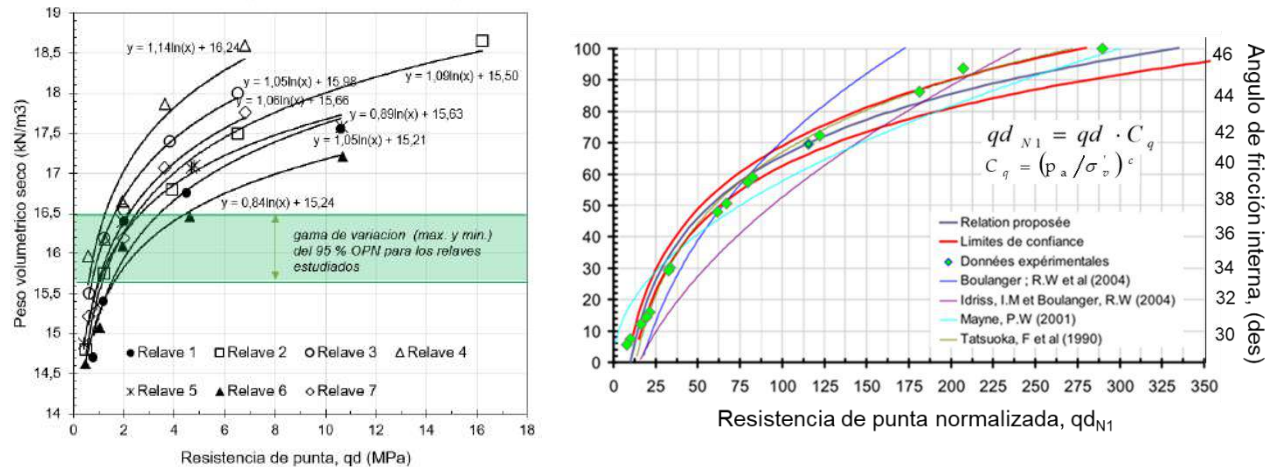


Figura 4. (a) Curvas de calibración Panda establecidas para jales mineros en Chile y (b) relación entre la densidad relativa (D.R.) y la resistencia de punta normalizada ( $qd_{N1}$ ) para el caso de los relaves 1, 2 y 3).

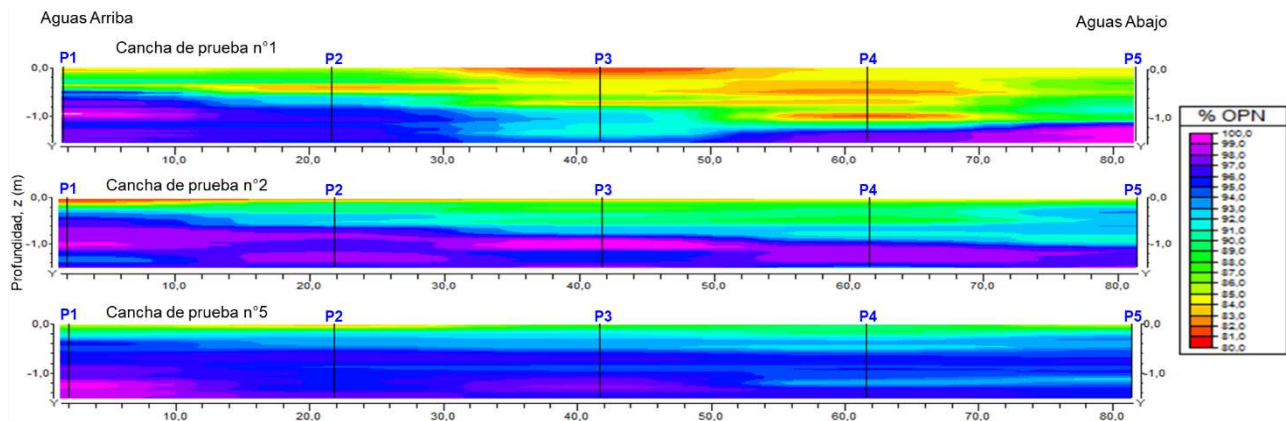


Figura 5. Variabilidad espacial del estado de compactación de jales mediante PANDA®. de 3 tramos de prueba (cancha 1: no compactada; cancha 2: 2 pasadas de compactación y cancha 5: 8 pasadas).

De esta forma, se obtiene una relación única que permite evaluar el estado de densidad (Figura 4.b), la cual se expresa de la siguiente forma:

$$DR = 28,5 \ln(qd_{N1}) - 65,4 ; 20 \leq qd_{N1} \leq 326 \quad (2)$$

A partir de ensayos de corte directo efectuados en laboratorio a distintas muestras, se ha propuesto igualmente una relación única entre la resistencia de punta normalizada,  $qd_{N1}$ , y el ángulo de fricción interna ( $\phi$ ) de los relaves estudiados:

$$\phi = 14,79 + 5,54 \ln(qd_{N1}) ; 20 \leq qd_{N1} \leq 280 \quad (3)$$

En la Figura 5, se presenta un ejemplo de aplicación para la evaluación de la variabilidad espacial del estado de compactación de canchas de prueba realizadas en un depósito de jales mineros. Dadas las características del equipo, así como las cualidades de las mediciones efectuadas, la evaluación de la variabilidad espacial y temporal de las propiedades mecánicas de los jales depositados

es un campo de aplicación muy útil para los responsables del control de calidad de dichos depósitos.

Por otra parte, desde principios de 2000 se han llevado a cabo diversos estudios (Espinace et al., 2013; Villavicencio et al., 2012), dentro de los cuales se puede citar: Evaluación de la estabilidad global de los depósitos de jales filtrados (Villavicencio, 2009); propuesta de una metodología para evaluar el riesgo de licuefacción (Villavicencio et al., 2016; Retamales et al., 2021); establecimiento de correlaciones con parámetros mecánicos y de estado y con otras pruebas (Benz-Navarrete et al., 2020), evaluando también los efectos del confinamiento en las mediciones realizadas (Villavicencio et al., 2018). Recientemente, el equipo es utilizado igualmente para el estudio de depósitos de relaves espesados, así como las pilas de lixiviación (Ojeda et al., 2015.; Villavicencio et al., 2022) (i.e.: Figura 1.c).



Figura 6. Calibración en laboratorio para obtención de las curvas de referencia (a) muestreo, (b y c) confección y compactación de las muestras en el molde de calibración y (d) realización de los ensayos P.A.N.D.A® para cada muestra confeccionada (gentileza de Newmont, Canada).

#### 4 CALIBRACIÓN DEL PANDA, CONTROL DE COMPACTACIÓN Y VALIDACION

En esta sección, se presenta un ejemplo de aplicación llevado a cabo recientemente en Canadá, para la elaboración de las curvas de calibración y referencia de jales filtrados provenientes de las operaciones de extracción de oro. El objetivo principal es determinar los estándares de control mediante P.A.N.D.A®; evaluar y optimizar en terreno, mediante t de prueba, los procedimientos actuales para la compactación; evaluar la compacidad al largo de los taludes y entregar las informaciones necesarias sobre el material depositado que faciliten los análisis de la estabilidad global de los mismos.

##### 4.1 Características del material

El material utilizado es un residuo minero, jale, procedente del proceso de obtención de oro (Newmont, Canada). Las características principales de las muestras analizadas se presentan en la Tabla 1. En laboratorio se han analizado 7 muestras, siendo las muestras 6 y 7 las utilizadas en este estudio. De manera general, se trata de limos arenosos no plásticos (ML), con una densidad máxima Proctor normal (OPN) de 1600 kg/m<sup>3</sup> y una humedad (W<sub>OPN</sub>) de 19%.

##### 4.2 Calibración en laboratorio y determinación de las curvas de calibración y referencia

Durante este estudio, se siguió el procedimiento descrito en la norma NF P 94-105 y Nch 3261-12 para la calibración del P.A.N.D.A® que busca establecer la relación, para el material estudiado, entre la densidad seca ( $\gamma_d$ ), el contenido de agua (W) y la resistencia de punta (qd) (Figura 6). En

laboratorio, se han estudiado 5 estados de humedad y para cada estado de humedad, el material ha sido compactado a 5 densidades distintas. Un total de 25 muestras han sido conformadas en una cámara de calibración de 385 mm de diámetro y 1000 mm de altura. Para cada muestra, se ejecutaron 4 ensayos P.A.N.D.A® (1 en el eje central que sirve de referencia intacta y 3 alrededor de este que sirven para verificar la homogeneidad de la muestra).

Tabla 1 – Características de los jales estudiados

Propiedades	Muestra						
	1	2	3	4	5	6	7
Gs		2.76	2.76	2.78	2.79	2.76	2.75
%Arena	13.4	14.1	14.3	22	26	11	11
%Limo	76.8	79.1	78.9	73	69	84	84
%Arcilla	9.8	6.8	6.8	5	5	6	5
C <sub>U</sub> =D <sub>60</sub> /D <sub>10</sub>	17.6	12.2	12.1	11.5	12.3	8.4	8.4
W <sub>L</sub> (%)	-	-	-	< 50	< 50	-	-
W <sub>P</sub> (%)	-	-	-	-	-	-	-
IP	-	-	-	< 4	< 4	-	-
OPN (kg/m <sup>3</sup> )	-	1650	1650	1630	-	1590	1560
W <sub>OPN</sub> (%)	-	21	19.2	19.6	-	18.7	17.5

G<sub>S</sub>= gravedad específica, W<sub>L</sub> limite líquido, W<sub>P</sub> : limite plástico e IP : índice de plasticidad

Un total de 125 ensayos se analizaron para la obtención de las curvas de calibración. Los resultados obtenidos se presentan en la (Figura 7). En la Figura 7.a se muestra la serie de resultados (penetrogramas) obtenidos para las 5 muestras de jales con humedad de 19,2%. Las curvas de calibración (gd-qd1) para el total de las muestras estudiadas, en función de la densidad seca y la humedad se muestran en la Figura 7.b. A partir de estas, se establecen las curvas de referencia para el control in situ de la calidad de compactación, para tres grados de exigencia distinto : 90%, 95% y 100% OPN (Figura 7.c).



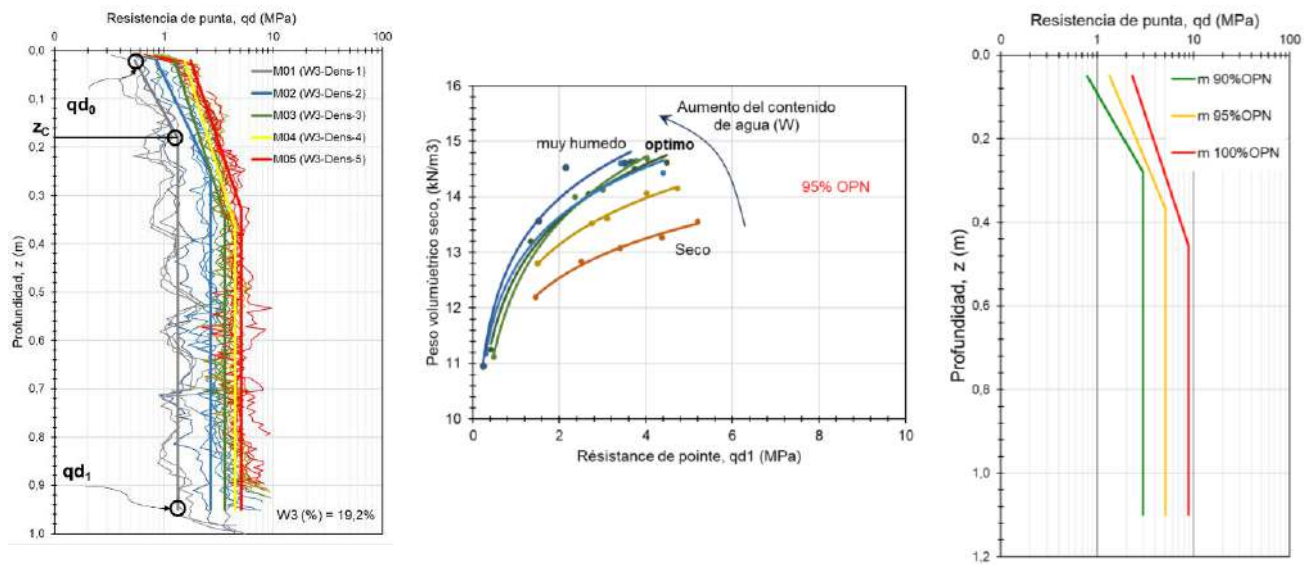


Figura 7. a) Penetrogramas para 5 muestras de jales con humedad de 19.2% y diferentes densidades, b) curvas de calibración (gd-qd1) para el total de las muestras estudiadas, en función de la densidad seca y la humedad y c) resultados de las curvas de referencia.



Figura 8. Construcción de las canchas de prueba in-situ (a) deposito y perfilado del material, (b) compactación mediante rodillo vibrante y (c) ejemplo de ensayos de control Panda realizados en sitio por cada pasada, cada capa y cada cancha de prueba

#### 4.3 Ensayos de control in-situ : comparación

Una vez calibrado el material de jal en laboratorio, los ensayos de control in-situ, se llevaron a cabo en los depósitos de jales respectivos. En terreno, no solamente se controló la compactación de los depósitos existentes, sino que igualmente se han realizado tramos de prueba para optimizar los procedimientos de compactación que permitan obtener el grado de densidad requerido eficientemente. Se han efectuado igualmente una serie de ensayos en los taludes de los depósitos que permitan evaluar la compacidad de los depósitos en estas zonas, a menudo difíciles de compactar con las maquinarias convencionales (Figura 9).

Como se ha mencionado, el objetivo de las pruebas in situ es (a) evaluar/validar los resultados

PANDA® en relación con las técnicas aplicadas tradicionalmente (cono de arena, gamma-nucleodensímetro) y (b) evaluar y sugerir formas de mejorar el método de compactación aplicado, ya sea en el coronamiento, plataforma y taludes de los depósitos.

En la (Figura 8) se presenta un ejemplo de los tramos de prueba realizadas en terreno. Por cada tramo, se efectuó una serie de 10 sondeos. Cada sondeo se realizó hasta una profundidad máxima de 1,80m, y al lado de cada uno de ellos, una medición de densidad con cono de arena y dos con densímetro nuclear.

En la cancha de prueba presentada en la Figura 9, se ha buscado establecer el número de pasadas optimo que permita alcanzar, con las maquinas disponibles en la faena, el grado de compactación

requerido (95% OPN). Un resumen de los resultados obtenidos es presentado en la Figura 10.

En la Figura 9 no solamente se puede identificar el número óptimo de pasadas del compactador que permita alcanzar el 95% OPN, sino que también se puede verificar la buena correspondencia entre las densidades obtenidas con P.A.N.D.A® a partir de las curvas de calibración establecidas en laboratorio (Figura 7.b) para los jales controlados y aquellas obtenidas con cono de arena y densímetro nuclear.

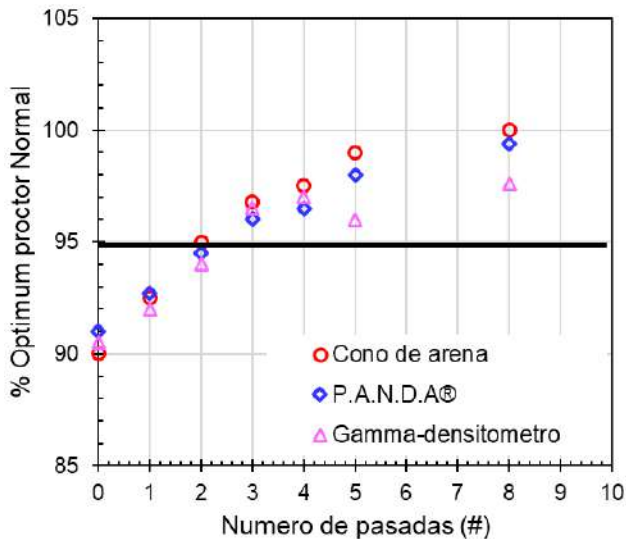


Figura 9. Evolución del grado de compactación en función del número de pasadas del rodillo para un espesor de capas de 50 cm.

En la Figura 10 se presentan los resultados obtenidos durante el control operacional de los depósitos. Los resultados obtenidos, corresponden a los ensayos realizados a lo largo del talud de la estructura. Estos son presentados en grados de densidad (%OPN) así como en términos de resistencia de punta (qd). Las curvas de referencia establecidas en laboratorio (Figura 7.c) permiten evaluar rápidamente la compactación de estas zonas y permiten demostrar las deficiencias de compactación en estas zonas.

## 5 CONCLUSIONES

Dentro de un contexto cada vez más riguroso en lo que respecta al control operacional de depósitos de pasivos mineros, que buscan asegurar la estabilidad general de estos mismos y preservar así el bienestar medio ambiental y humano; el equipo P.A.N.D.A® representa una alternativa costo eficiente muy competitiva para el control operacional de los depósitos de jales mineros en México. Su aplicación no solo permite evaluar la estructura interna, la variabilidad espacial y la estabilidad general de este

tipo de estructuras; sino que también de efectuar un control operacional de las faenas de construcción que buscan optimizar los recursos necesarios, disminuir los impactos medioambientales y limitar el riesgo de falla.

La aplicación para el control operacional sistemático con P.A.N.D.A®, así como también para la caracterización in situ de este tipo de estructuras se realiza de manera sistemática en países como Chile y Francia; y diversos estudios permiten sustentar su uso y la explotación de los resultados obtenidos. Esta alternativa tecnológica presenta muchísimas ventajas respecto a los métodos tradicionales para el control de compactación (cono de arena y densímetro nuclear), así como para la caracterización geotécnica mediante ensayos in-situ.

En efecto, la tecnología presentada representa igualmente un complemento interesante para otro tipo de ensayos (CPT, SPT, geofísica...) ya que, debido a sus características, permite una auscultación de los depósitos de manera rápida, sin límites de accesibilidad, a alto rendimiento, gran resolución vertical y bajo costo. Los resultados obtenidos, permiten alimentar distintos modelos de cálculo ingenieril que buscan evaluar la estabilidad de estas obras, y por ende, identificar rápidamente en profundidad las zonas problemáticas que permitan optimizar las intervenciones geotécnicas más costosas. En fin, debido a su portabilidad, se ha mostrado que la calibración en laboratorio, así como en terreno, es una tarea simple. Esto permite establecer no solamente las relaciones entre la medición y la densidad; sino que también estudiar empíricamente las relaciones de la medición con otros parámetros de los jales depositados en cada sitio (ángulo de fricción, densidad relativa, módulo de elasticidad, CBR, licuación)

## AGRADECIMIENTOS

Los autores desean agradecer sinceramente a la Sociedad mexicana de ingeniería geotécnica; así como a las empresas Newmont, Ingeum y Sol Solution por el soporte técnico y científico durante la elaboración de este trabajo.

## REFERENCIAS

- AFNOR. (2012). NF P 94-105 - Sols : Reconnaissance et Essais - Contrôle de La Qualité Du Compactage - Méthode Au Pénétrómètre Dynamique À Énergie Variable - Principe et Méthode D'étalonnage Du Pénétrómètre - Exploitation Des Résultats - Interprétation.

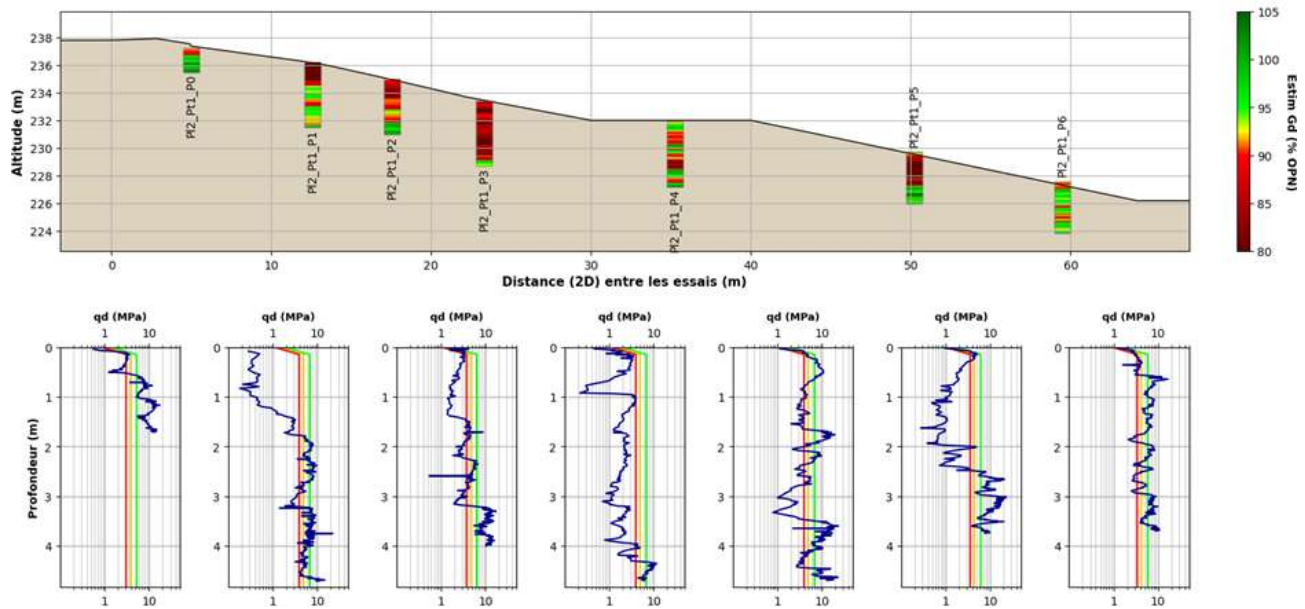


Figura 10. Construcción de tramos de prueba in-situ (a) deposito y perfilado del material, (b) compactación mediante rodillo vibrante y (c) ejemplo de ensayos de control Panda realizados en sitio por cada pasada, cada capa y cada cancha de prueba.

- ASTM-D6951-18. (2015). Standard Test Method for Use of the Dynamic Cone Penetrometer in Shallow Pavement Applications.
- Benz Navarrete, M., Breul, P., y Gourvès, R. (2021). "Application of wave equation theory to improve dynamic cone penetration test for shallow soil characterization". *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*.  
<https://doi.org/10.1016/j.jrmge.2021.07.004>
- Benz-Navarrete, M. A. (2009). Mesures dynamiques lors du battage du penetromètre Panda 2.
- Benz-Navarrete, M. A., Breul, P., y Arancibia, G. V. (2020). "Correlation between static (CPT) and dynamic variable energy (Panda) cone penetration tests". *6th International Conference on Geotechnical and Geophysical Site Characterization*.
- Benz-Navarrete, M. A., Breul, P., Bacconet, C., y Moustan, P. (2020). The PANDA®, Variable Energy Lightweight Dynamic Cone Penetrometer: A quick state of art.
- Chaigneau, L. (2001). Caracterisation des mileux granulaires de surface al'aide d'un penetrometre. 1–198.
- Espinace, R., Villavicencio, G., Palma, J., Breul, P., Bacconet, C., Benz, M. A., & Gourvès, R. (2013). Stability of Chilean's tailings dams with the Panda® penetrometer. *Bolton*, 519–522.
- INN-NCH3261. (2012). Depósitos de relave - Control de compactación con penetrómetro dinámico ligero.
- ISO-22476-2. (2005). Reconnaissance et essais géotechniques — Essais en place — Partie 2 : Essais de pénétration dynamique.
- Ojeda, M., De Los, M., Zamora, Á., Villavicencio, G., Espinace, R., y Lemus, L. (2015). Methodology for the Spatial Representation of the State of Compaction in Tailings Dams.
- Villavicencio, G. (2009). *Methodologie pour evaluer la stabilite des barrages de residus miniers*. Université Blaise Pascal.
- Villavicencio, G., Bacconet, C., Valenzuela, P., Palma, J., Carpanetti, A., Suazo, G., Silva, M., y García, J. (2022). "The Use of Lightweight Penetrometer PANDA for the Compaction Control of Classified Sand Tailings Dams". *Minerals*, 12(11). <https://doi.org/10.3390/min12111467>
- Villavicencio, G., Breul, P., Espinace, R., y Valenzuela, P. (2012). "Control de compactación con penetrómetro ligero en tranques de relaves, considerando su variabilidad material y estructural". *Revista de La Construccion*, 11(1), 119–133. <https://doi.org/10.4067/s0718-915x2012000100011>
- Villavicencio, G., Suazo, G., Rojas, S., Zuñiga, R., Universidad, P., & Valparaíso, C. De. (2018). "The Effects of Confining Pressure, Density and Tailings Water Content on the Cone Resistance of Dynamic Lightweight Penetrometers". *5th International Seminar on Tailings Management*, 1–9.
- Villavicencio G, A., Breul, P., Bacconet, C., Fourie, A., y Raúl Espinace, A. (2016). "Liquefaction potential of sand tailings dams evaluated using a



---

probabilistic interpretation of estimated in-situ relative density". *Revista de La Construcción*, 15(2), 9–18. <https://doi.org/10.4067/s0718-915x2016000200001>



# Estimación del tipo de material a partir de resultados del penetrómetro dinámico PANDA en un depósito de jales

Material type estimation from dynamic penetrometer PANDA results in a tailings dam

Jonatan CANDELARIA<sup>1</sup>✉, Jesús SOLÍS<sup>1</sup>, Sergio HERNÁNDEZ<sup>1</sup>, José Alfredo PROMOTOR<sup>1</sup>, Sergio MEDINA<sup>1</sup> y Osvaldo FLORES<sup>2</sup>

<sup>1</sup> Flopac Geotecnia S.A. de C.V., Ciudad de México, México

<sup>2</sup> Instituto de Ingeniería de la Universidad Autónoma de México, Ciudad de México, México

**RESUMEN:** El equipo de Penetrómetro dinámico ligero a energía variable (PANDA) se ha destinado principalmente al control de calidad de compactación, dejando de lado su uso para la clasificación o identificación del tipo de material, tal como se ha hecho con resultados del ensayo de CPTu. Con un sondeo de PANDA se aprovecha la versatilidad de ser un equipo compacto y con posibilidad de acceder a zonas donde es complicado ingresar con equipos convencionales para la ejecución de SPT y CPTu, con la finalidad de caracterizar los materiales en áreas específicas, de difícil acceso o donde no se requiere llegar a una profundidad mayor a los 5 m. En el presente artículo se propone el desarrollo de una correlación para identificar el tipo de material a partir de la resistencia dinámica de punta ( $q_d$ ) de sondeos de PANDA, llevados a cabo en un depósito con descarga de jales fluidos (*slurry*), partiendo de una calibración con resultados de pruebas de laboratorio en muestras de jales gruesos y jales finos (lamas) extraídas en el mismo punto de ejecución de los sondeos de PANDA, con el propósito de contar con una expresión con mayor aplicabilidad en los jales, que permita una rápida caracterización en zonas superficiales o de difícil acceso dentro del depósito.

**ABSTRACT:** The Light Dynamic Variable Energy Dynamic Penetrometer (PANDA) equipment has been used mainly for compaction quality control, leaving aside its use for soil type classification or identification, as has been done with CPTu test results. The PANDA sounding, has the versatility of being a compact equipment and with the possibility of accessing areas where it is difficult to enter with conventional equipment for the execution of SPT and CPTu, with the purpose of characterizing the materials in specific areas, of difficult access or where it is not necessary to reach a depth greater than 5 m. This paper proposes the development of a correlation to identify the type of material from the dynamic tip resistance ( $q_d$ ) of PANDA drillings carried out in a deposit with fluid tailings discharge (*slurry*), based on a calibration with laboratory test results on samples of coarse and fine tailings (*slimes*) extracted at the same point of execution of PANDA soundings, in order to have an expression with greater applicability in tailings that allows a rapid characterization in shallow areas or difficult to access within the TSF.

✉ Autor de Correspondencia: [jcandelaria.flopac@gmail.com](mailto:jcandelaria.flopac@gmail.com)

## 1 INTRODUCCIÓN

El penetrómetro dinámico ligero a energía variable, también conocido como PANDA (*Pénétromètre Autonome Numérique Dynamique Assisté par Ordinateur*) es una herramienta que ha ganado relevancia en los últimos años dada su practicidad y versatilidad. Debido a su rápida implementación, asequibilidad e idoneidad para la mayoría de los tipos de suelos, los penetrómetros dinámicos ligeros están presentes en la práctica geotécnica actual en muchos países del mundo (SolSolution, 2023).

El uso de esta herramienta se ha destinado principalmente al control de calidad durante la construcción de terraplenes y en el área de los depósitos de jales, se ha implementado como control de compactación del muro o cortina retenedora, tal como se detalla en los trabajos de

Villavicencio *et al.* (2007 y 2011). En años recientes se han buscado nuevas aplicaciones a esta herramienta, como en el trabajo de Dudley y Llano- Serna (2023) en donde se detalla un procedimiento para estimar el parámetro de estado ( $\psi$ ) *in situ* de los jales con el uso del PANDA.

Con el objetivo de ampliar el uso y aplicación de este instrumento, y aprovechando la versatilidad de ser un equipo compacto, con posibilidad de acceder a zonas donde es complicado ingresar con equipos convencionales para la ejecución de SPT y CPTu para caracterizar los materiales en áreas específicas o superficiales, en este trabajo se propone el desarrollo de una correlación para identificar el tipo de material a partir de la resistencia dinámica de punta ( $q_d$ ) de sondeos de PANDA llevados a cabo en un depósito de jales, partiendo de la correspondencia de

la resistencia medida con este instrumento y los resultados de pruebas de laboratorio.

## 2 GENERALIDADES DE LA PRUEBA

El principio básico de funcionamiento de esta prueba consiste en hincar un tren de barras en el suelo mediante el impacto de un martillo de masa estándar (2 kg) sobre una cabeza de golpeo conectada a un tren de barras de 14 mm de diámetro, el cual se encuentra provisto en su extremo de una punta cónica metálica de sección igual a 2 cm<sup>2</sup> en su modalidad de control de compactación (Villavicencio *et al.*, 2007). Cada golpe del martillo genera un esfuerzo a través del tren de barras hasta la punta cónica para lograr la penetración en el terreno. Durante este proceso de hincado y con el uso de sensores conectados a un equipo de cómputo portátil, se registra de manera continua la profundidad de penetración (e) y la resistencia de punta del suelo ( $q_d$ ). La  $q_d$  es calculada automáticamente por el ordenador mediante la fórmula holandesa propuesta por Sanglerat (1972) (Ecuación 1).

$$q_d = \frac{1}{A_c} \times \frac{E}{e} \times \frac{M}{M+P} \quad (1)$$

Donde  $A_c$  = área de la punta,  $E$  = energía aplicada,  $M$  = masa del martillo y  $P$  = masa del tren de barras y el cabezal. Con este procedimiento se obtiene una gráfica de resistencia de punta vs profundidad, denominada penetrograma (Figura 1). Debido a que el hincado y extracción de las barras se realiza de forma manual, la profundidad que se puede alcanzar ronda los 5 m, en suelos con resistencia de punta ( $q_d$ ) menor a 50 MPa (SolSolution, 2023), lo cual es suficiente para trabajos como el control de calidad en depósitos de jales debido a las características de tamaño máximo de partícula de jal, que corresponde a arena, así como para el reconocimiento geotécnico superficial. En México no se cuenta con una norma que establezca el procedimiento de ejecución de la prueba, por lo que se puede hacer uso de normas internacionales como la francesa NF P 94-105 (AFNOR, 2012) o la chilena NCh3261-2012 (INN, 2012).

## 3 METODOLOGÍA

### 3.1 Ejecución de sondeos base

Los trabajos descritos a continuación se llevaron a cabo en dos depósitos de jales o *Tailings Storage Facilities* (TSF, por sus siglas en inglés) pertenecientes a la misma unidad minera, denominados como TSF A y TSF B. En ambos depósitos se descargan jales fluidos, los cuales son producto de la extracción y proceso principalmente de zinc, y en menor medida de algunos otros minerales como plomo y cobre.

Los sondeos base para la determinación de la correlación se realizaron en el TSF A, el cual se encontraba en su última etapa de operación, ya que los sondeos se realizaron aproximadamente 3 meses después de la última descarga de jal.

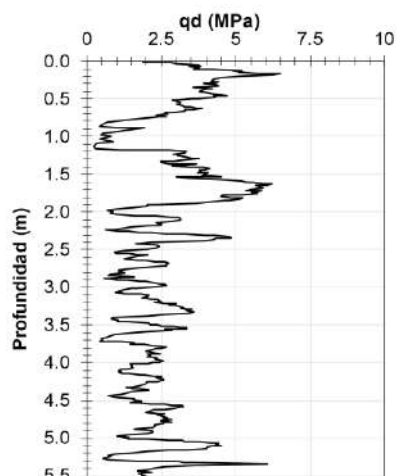


Figura 1. Gráfica resultante de un ensayo de PANDA ejecutado en un depósito de jales para este estudio.

El muestreo de materiales se realizó con calas superficiales y pozos a cielo abierto (PCA). Con las calas se obtuvieron 47 muestras (Figura 2) y para el caso de los PCA, se hicieron 16 sondeos (Figura 3a), alcanzando una profundidad de 5 m con recuperación de muestra a cada metro, extrayendo un total de 80 muestras. La altura de cada una de las muestras extraídas fue de 30 a 40 cm, aproximadamente, tanto para las calas como para los PCA.

Una vez obtenidos los especímenes, fueron llevados al laboratorio para estimar el porcentaje de finos y clasificar las muestras dentro de las cuatro categorías para clasificación de jales propuesta por Medina *et al.* (2022), las cuales se dividen según su contenido de finos (%CF): gruesos 1 (%CF ≤ 25), gruesos 2 (25 < %CF ≤ 50), finos (50 < %CF ≤ 75) y lamas (%CF > 75).

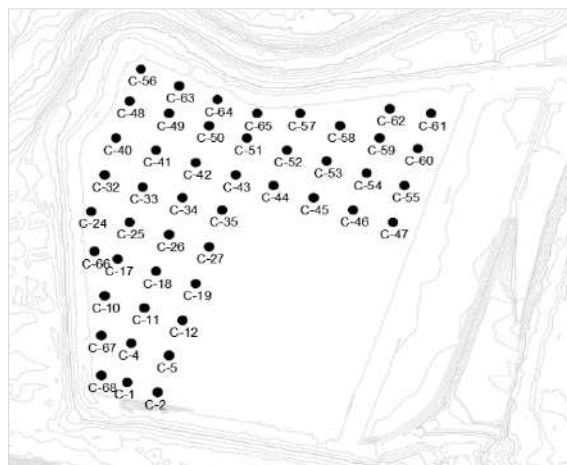


Figura 2. Ubicación de las calas superficiales en el TSF A.

Posteriormente, se llevó a cabo una campaña de exploración mediante 16 sondeos de PANDA que alcanzaron una profundidad de 5 m, realizando los ensayos en las mismas coordenadas donde previamente se realizaron los PCA (Figura 3b).

En la Figura 3 se muestra una comparación entre la resistencia dinámica de punta y el porcentaje de finos para 4 sondeos ejecutados, en donde se resalta con un recuadro de color distinto el tipo de material, de acuerdo con la clasificación en función del %CF.

Tomando como ejemplo la Figura 4a, donde los resultados de las muestras de laboratorio indican que predominan los jales gruesos 1 y 2, en la mayor parte

del sondeo se observan resistencias dinámicas de cono mayores a 2 MPa, incluso se alcanza resistencias superiores a 5 MPa. En contraste, en la Figura 4d, donde predominan las lamas se observa una  $q_d$  menor a 1 MPa a partir de los 2.7 m de profundidad, donde se tiene un %CF cercano al 90%. Para el caso de los sondeos donde se observa la presencia de jales finos, se obtuvieron valores de  $q_d$  de entre 1 y 2 MPa, tal como se distingue en las Figuras 4b y 4c. Esta comparativa se realizó con cada uno de los 16 sondeos de PANDA con su correspondiente muestra de jal obtenida de calas superficiales y PCA.

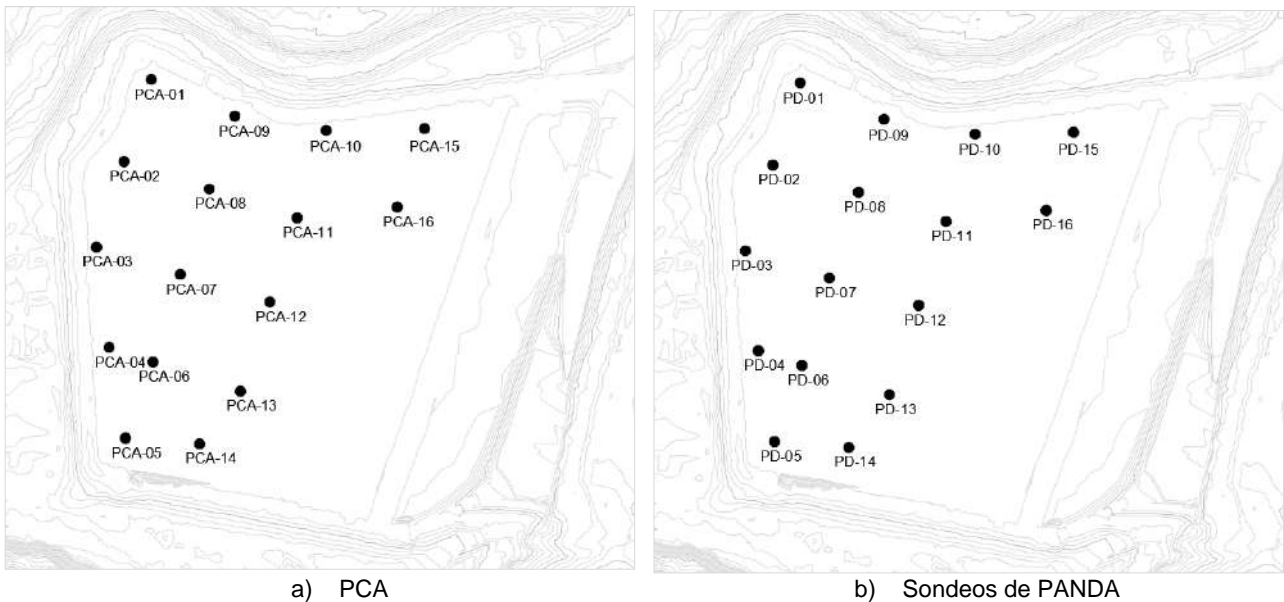


Figura 3. Ubicación de sondeos en el vaso de TSF A.

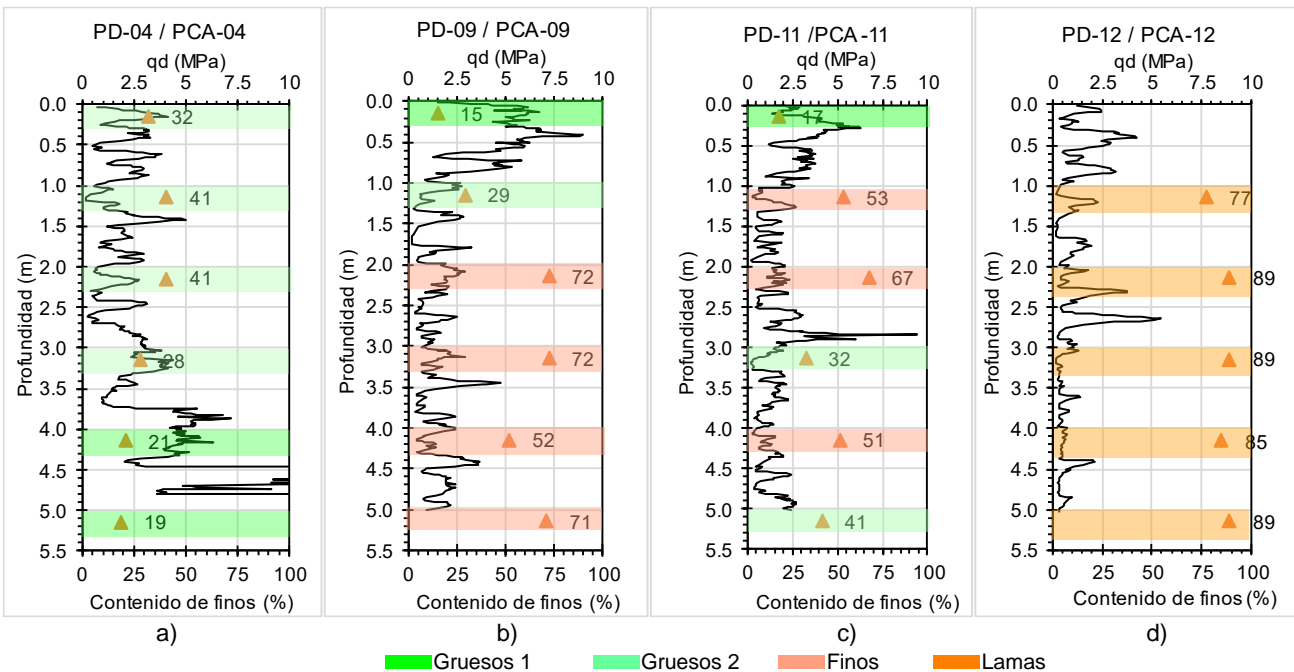


Figura 4. Comparación de  $q_d$  vs %CF a distintas profundidades para 4 sondeos de PANDA ejecutados en TSF A

### 3.2 Desarrollo de la correlación

El desarrollo de la correlación para estimar el tipo de suelo en función de  $q_d$  se llevó a cabo mediante la evaluación de la resistencia de punta y el porcentaje de finos en cada uno de los 16 puntos, con información de calas superficiales, PCA y PANDA. Dicha evaluación consistió en estimar el promedio de la  $q_d$  en un rango de 15 a 20 cm por encima y por debajo de la profundidad media a la que se extrajo la muestra de jal de las calas y los PCA, esto debido a que la altura de la muestra fue aproximadamente de 30 a 40 cm.

Posteriormente, se relacionó la resistencia de punta promedio del penetrómetro y el contenido de finos obtenido de las pruebas de laboratorio. Con la finalidad de lograr un mejor ajuste y reducir la dispersión de datos, se realizó un análisis estadístico mediante diagramas de cajas o *box plot*, buscando eliminar los datos atípicos de  $q_d$  en el rango de la profundidad a la que fue extraída cada muestra. Con el análisis anterior se obtuvo como resultado una base de datos, a partir de la cual fue posible realizar una gráfica que correlaciona el contenido de finos con la resistencia de punta del PANDA, la cual se muestra en la Figura 5. De acuerdo con los resultados obtenidos se concluyó que una línea de tendencia potencial es la que logra el mejor ajuste entre el porcentaje de finos de laboratorio (%CF) y la resistencia punta ( $q_d$ ), para el cual se obtuvo un coeficiente de determinación ( $R^2$ ) de 0.79, y aunque el valor de  $R^2$  no se debe tomar por sí sólo para avalar la dependencia o correlación entre variables (Martínez, 2005), en este ejercicio se consideró aceptable. Adicionalmente, a la línea de tendencia principal se incluyó un límite superior e inferior, para tomar en cuenta la variabilidad de los datos.

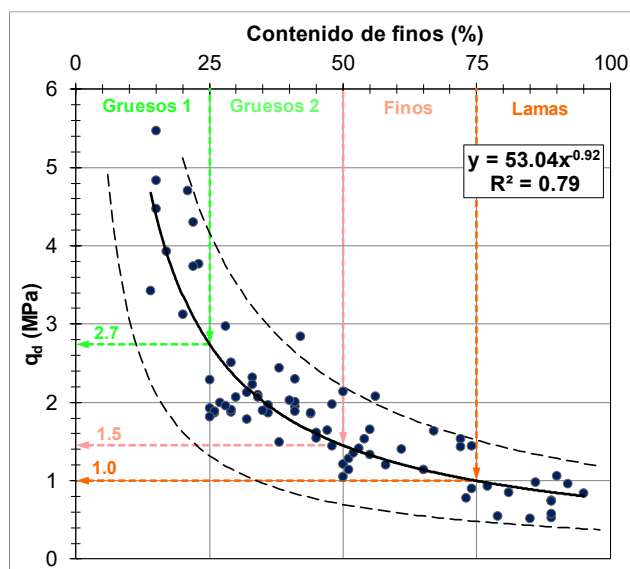


Figura 5. Correlación del %CF vs la  $q_d$  obtenida con sondeos de PANDA para estimar el tipo de material.

Con estos resultados se distingue, de manera general, que un valor de  $q_d=1.5$  MPa separa a los materiales gruesos de los finos. De manera particular, una  $q_d$  menor a 1 MPa caracteriza a las lamas, mientras que con una  $q_d$  entre 1 y 1.5 MPa se identifican materiales finos o de transición. Los gruesos 2 cuentan con una  $q_d$  entre 1.5 y 2.7 MPa; y finalmente, los materiales con mayor resistencia son los gruesos 1 y se identifica por alcanzar una  $q_d > 2.7$  MPa.

### 3.3 Caso de aplicación

Una vez desarrollada la correlación a partir de los datos recabados en el TSF A, se buscó la primera aplicación de la misma. El sitio seleccionado para la aplicación de la correlación fue el TSF B, ubicado dentro de la misma unidad minera.

El TSF B fue construido con el método aguas arriba, con descarga de jal fluido mediante espigas, manejando una longitud de playa amplia, con el objetivo de que los jales gruesos se depositaran cerca de la cortina. Lo anterior se corroboró con una campaña de exploración en el depósito, la cual incluyó sondeos de CPTu y SPT, a partir de los cuales se realizó la caracterización geotécnica, donde se identificaron materiales gruesos 1 cerca de la estructura retenedora (Figura 7). De acuerdo con las necesidades de la unidad minera, el TSF B adoptó un nuevo modo de operación, el cual consiste en un ciclo de excavación y descarga. El jal extraído es utilizado como relleno de mina y a su vez, la excavación, con profundidades máximas de 5 m permite nuevamente la descarga de jal fluido en el depósito.

Debido a las necesidades operativas de la unidad minera, se planteó la sobre elevación del TSF B mediante el método aguas arriba, para lo cual era necesario conocer los materiales sobre los cuales se desplantará el nuevo bordo de sobre elevación. De aquí surgió la necesidad de realizar una campaña de exploración, sin embargo, la última descarga de jal había sido realizada tan sólo un mes y medio atrás, lo cual imposibilitaba el uso de un equipo de CPTu o SPT. Ante esta situación se propuso llevar a cabo una campaña de exploración que constó de 20 sondeos de PANDA, con la finalidad de estimar el tipo de suelo presente en la zona superficial del vaso. En la Figura 6 se muestra una sección del depósito analizado, donde se indica la ubicación de 4 sondeos de PANDA (PD), junto con la localización de los sondeos de SPT y CPTu de la campaña de exploración anterior, los cuales fueron utilizados para la caracterización geotécnica de dicha sección.

En la aplicación de la correlación en este caso de estudio se tomaron en cuenta dos elementos para realizar una validación cualitativa de la misma. El primero fue la caracterización geotécnica general del depósito que se realizó previamente, la cual indica la predominancia de jales gruesos cerca de la cortina retenedora (Figura 7). El segundo elemento de



validación fue el jal fino descargado en la última etapa operativa, producto del proceso de cicloneo realizado en un depósito adyacente.

En la Figura 8 se presenta un ejemplo de la aplicación de la correlación en el sondeo PD-B' ejecutado en el TSF B, donde se proyectan los límites de  $q_d$  para la identificación de cada tipo de material, así como una columna con la simbología (escala de colores) para distinguir el tipo de material asociado. De manera general se puede observar que de los 0 a los 2.6 m de profundidad predominan los materiales identificados como lamas, con una intercalación de jales finos y gruesos 2, mientras que a partir de los 2.6 y hasta los 5.5 m se distingue una intercalación de jales gruesos 1 y gruesos 2.

En la Figura 9 se muestra la aplicación de la correlación en todos los sondeos de PANDA realizados en la sección de análisis. Partiendo de los dos elementos de validación mencionados anteriormente y tomando como referencia el límite de la última excavación (línea magenta), se puede observar que los materiales de jales finos y lamas identificados en cada sondeo de PANDA quedan por encima de dicho límite, lo que coincide con la descarga de material fino resultante del cicloneo en la última etapa operativa. Por debajo del límite de excavación, y de acuerdo con la  $q_d$  registrada en todos los sondeos de PANDA, se identifican materiales de gruesos 1 a gruesos 2, coincidiendo con la caracterización geotécnica general del depósito definida previamente.

Este ejercicio de identificación del tipo de material se realizó en tres secciones adicionales del mismo depósito, en las cuales se obtuvo una buena concordancia entre el tipo de material identificado mediante la correlación propuesta y los materiales presentes en el depósito, de acuerdo con las condiciones de descarga efectuada y la caracterización geotécnica previa en cada sección.

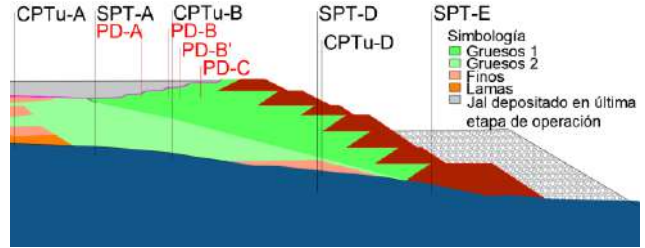


Figura 7. Distribución de materiales y ubicación de sondeos en la sección de análisis en el TSF B.

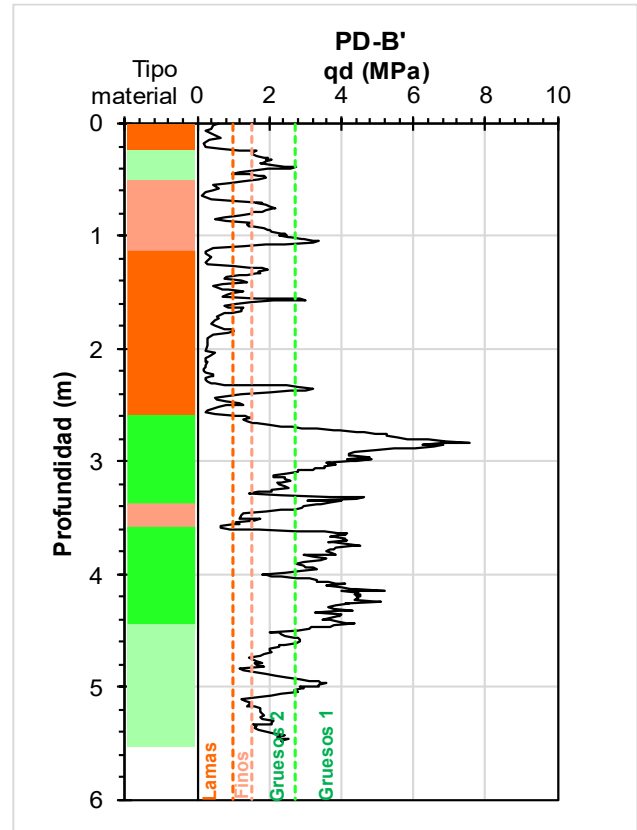


Figura 8. Ejemplo de aplicación de correlación en un sondeo de PANDA llevado a cabo en el TSF B.

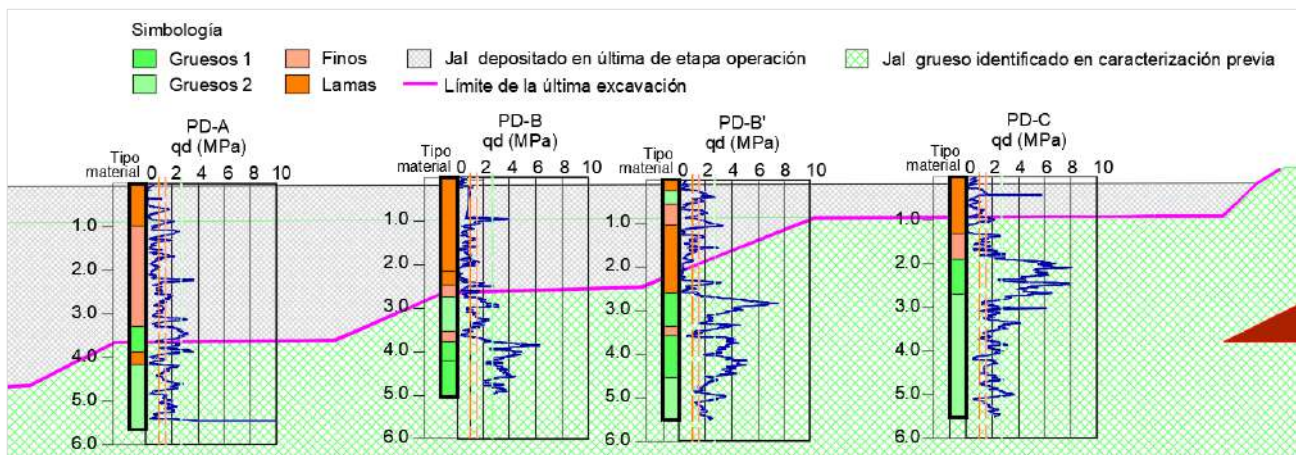


Figura 9. Caso de aplicación de la correlación obtenida para determinar el tipo de material en el depósito de jales TSF B.

#### 4 DISCUSIÓN

El objetivo de este trabajo fue desarrollar una correlación que permitiera identificar, de manera rápida y aproximada, el tipo de materiales presentes en un depósito de jales, aprovechando la practicidad del equipo PANDA, en una zona donde el acceso de un equipo de CPTu o SPT era limitado. Si bien estos trabajos se llevaron a cabo en campo y no en laboratorio bajo condiciones controladas, los resultados obtenidos indican una buena coincidencia entre el tipo de material identificado mediante la correlación propuesta y los materiales presentes en el depósito, de acuerdo con las condiciones de descarga efectuada y la caracterización geotécnica previa.

Bajo el contexto anterior, es recomendable realizar un mayor número de pruebas de PANDA *in situ* con su correspondiente extracción de muestra alterada mediante PCA o SPT, con la finalidad de aumentar el tamaño muestral del análisis estadístico. Una opción adicional sería la ejecución de sondeos de PANDA en cámaras de calibración con muestras de jal, controlando la granulometría de los materiales en laboratorio, con la finalidad de corroborar y, en dado caso, ajustar la correlación aquí presentada.

Un punto adicional a considerar es el proceso de consolidación de los materiales, ya que estos sondeos se realizaron en jales cuya depositación no era mayor a 3 meses, por lo que la respuesta en la resistencia de punta puede resultar diferente en materiales relativamente secos.

#### 5 CONCLUSIONES

El objetivo de este trabajo fue desarrollar una correlación que permitiera identificar, de manera rápida y aproximada, el tipo de materiales presentes en un depósito de jales, aprovechando la versatilidad y practicidad del equipo PANDA. Como resultado se encontró buena concordancia entre el tipo de material identificado mediante la correlación propuesta y los materiales presentes en el depósito, de acuerdo con las condiciones de descarga efectuada y la caracterización geotécnica previa, con lo que se concluye que la correlación es válida. Para desarrollar dicha correlación se llevó a cabo una serie de sondeos de PANDA y PCA. Posteriormente, se relacionó la resistencia de punta del penetrómetro ( $q_d$ ) y el contenido de finos obtenido de las pruebas de laboratorio en las muestras de jal extraídas de los PCA, con la cual se construyó una gráfica a partir de la cual se definió un límite de  $q_d=1.5$  MPa como la frontera entre jales gruesos y jales finos.

Es importante resaltar que el propósito de este trabajo fue desarrollar una correlación que permita identificar, de manera rápida y aproximada el tipo de materiales presentes en un depósito de jales, mas no determinar de manera exacta el contenido de finos o

indicar la clasificación de los materiales, de acuerdo con el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS).

Si bien estos trabajos se llevaron a cabo en campo y no en laboratorio bajo condiciones controladas, los resultados obtenidos en el caso de aplicación indicaron que existe una buena concordancia entre el tipo de material identificado mediante la correlación propuesta y los materiales presentes en el depósito, no obstante, se recomienda complementar el estudio con pruebas de PANDA en cámaras de calibración con muestras de jal, controlando la granulometría de los materiales en laboratorio. De igual manera, es recomendable contar con un mayor número de casos de aplicación, tanto en jales recién depositados como en jales secos, con la finalidad de obtener un mayor tamaño muestral que permita un mejor ajuste o correlación entre variables.

#### REFERENCIAS

- AFNOR (2012). "Method using variable energy dynamic penetrometer —Penetrometer calibration principle and method —Processing results — Interpretation NF P 94-105", *French Standards Association*, Saint Denisse, France.
- Dudley, O. y Llano-Serna, M. (2023). "Estimating in situ state of tailings using Panda Dynamic Penetrometer", *Mine Waste and Tailings Conference 2023*, Brisbane, Australia, 48-59.
- INN (2012). "Depósitos de relave - Control de compactación con penetrómetro dinámico ligero Nch 3261-12", *Instituto Nacional de Normalización*. Santiago de Chile.
- Martínez, E. (2005). "Errores frecuentes en la interpretación del coeficiente de determinación lineal", *Anuario Jurídico y Económico Escurialense*. XXXVIII: 315-322.
- Medina, S., Hernández, S., Candelaria, J., Promotor, J., y Flores, O. (2022). "Caracterización geotécnica de depósitos de jales", *Memorias XXXI Reunión Nacional de Ingeniería Geotécnica*, Publicación SMIG, Guadalajara, Jalisco, 317-330.
- Sanglerat, G. (1972). "The penetrometer and Soil Exploration, Developments in Geotechnical Engineering", *Elsevier Publishing*. Nueva York.
- SolSolution (2023). "El Panda: Síntesis de correlación, manual de ayuda del software Websprint v1.8.0".
- Villavicencio, G., Espinace, R., Bacconnet, C., González, J., y Aliaga, J. (2007). "Control de compactación en tranques de arenas de relaves mediante el penetrómetro PANDA", *VI Congreso Chileno de Geotecnia*. Valparaíso, Chile.
- Villavicencio, G., Breul, P., Espinace, R., y Valenzuela, P. (2011). "Control de compactación con penetrómetro ligero en tranques de relaves, considerando su variabilidad material y



estructural", *Revista de la construcción*. Vol. 11,  
No. 1: 119-133.



# Caracterización experimental del comportamiento de los relaves filtrados bajo grandes deformaciones

Experimental characterization of filtered tailings behavior under large deformation

Brahian ROMÁN<sup>1</sup>✉, Rosa FERNANDEZ<sup>1</sup> y Martín VILLANUEVA<sup>1</sup>

<sup>1</sup>SRK Consulting - Perú

**RESUMEN:** La utilización de relaves filtrados ha aumentado en las últimas dos décadas en todo el mundo. Estos tienen ventajas sobre otros tipos de relaves. Por ejemplo, aumentan la recuperación de agua e incrementan la estabilidad física de los depósitos. Asimismo, es posible generar esquemas de co-disposición mediante la mezcla de relaves filtrados y material de desmonte de mina. Sin embargo, son escasos los estudios específicos sobre el comportamiento mecánico de los relaves filtrados a largas deformaciones tales como la evaluación del comportamiento esfuerzo – deformación, trayectoria de esfuerzos y determinación de la línea de estado crítico. Estas características son importantes ya que controlan la susceptibilidad de los depósitos de relaves filtrados a fallas debido a licuación por flujo y permiten un adecuado modelamiento tenso-deformacional. Por lo tanto, se tiene como objetivo llenar ese vacío mediante la utilización de ensayos triaxiales con y sin drenaje bajo carga monotónica a deformaciones axiales de hasta 20% en muestras remoldeadas a diferentes niveles de densidad y esfuerzo de confinamiento efectivo. Los resultados permitieron la identificación de un posible comportamiento de ablandamiento por deformación (strain-softening) en relaves filtrados. Además, se definieron las condiciones donde el material se comporta de manera contractiva.

**ABSTRACT:** The use of filtered tailings has increased in the last two decades throughout the world. This technology has advantages over other types of tailings disposal. For example, an increase in water recovery and improved physical stability. Moreover, it is possible to develop co-disposal schemes by mixing filtered tailings and mine waste. However, specific studies on the mechanical behavior of filtered tailings at large deformations, such as the evaluation of stress-strain behavior, stress path and determination of the critical state line, are scarce. These characteristics are important since they control the susceptibility of the filtered tailings facilities to failure due to flow liquefaction and allow an adequate stress-strain modeling. Therefore, the objective is to fill this gap by using triaxial tests with and without drainage under monotonic loading until axial strains of up to 20% in remolded samples at different levels of density and effective confining stress. The results allowed the identification of a possible strain-softening behavior in filtered tailings. In addition, the conditions where the material behaves contractively were defined.

✉ *Autor de Correspondencia:* [broman@srk.com.pe](mailto:broman@srk.com.pe)

## 1 INTRODUCCIÓN

La minería es una fuente muy importante para el desarrollo económico, generación de empleo y obtención de fondos para cubrir la brecha de infraestructura nacional en el Perú. En consecuencia, esto genera un aumento en la extracción de minerales y, con ello, la necesidad de construcción de depósitos para la disposición de los relaves y residuos mineros producidos durante las operaciones. Lamentablemente, no se contabiliza la cantidad de depósitos de relaves debido a su rápido crecimiento, lo que provoca un mal manejo de los depósitos activos e inactivos. La ICOLD (Comisión Internacional de Grandes Represas) en 2001 indicó que hubo 3.500 represas de relaves en el mundo entre 1970 y 2001, con fallas de 2 a 5 represas por año. Hay varios ejemplos de fallas en depósitos de relave debido a licuación por flujo, resaltando entre

ellas, la falla de la presa Feijao I en Brumadinho ocurrida en Brasil el año 2019. Este depósito falló debido a licuación estática y causó daños significativos al medio ambiente, infraestructura junto con pérdida de vidas humanas.

Una solución para evitar el modo de falla de licuación por flujo es el uso de relaves filtrados. Esta tecnología permite extraer una cantidad considerable de agua, lo que produce un aumento en el contenido de sólidos reduciendo niveles de saturación y permite además una recuperación eficiente del agua y un presupuesto de mantenimiento de bajo costo (Huaña, 2015). Los relaves filtrados son una alternativa para la disposición de residuos mineros que ofrece múltiples ventajas frente a los convencionales. Esta tecnología se basa en reducir el contenido de agua de los relaves antes de su disposición final, teniendo los relaves almacenados

en condición no saturada, produciendo una mejora en la estabilidad debido a la mayor resistencia de los relaves provenientes de la succión. Además, el estado no saturado reduce el riesgo de derrames de agua contaminada y erosión (Oldecop et al., 2017).

## 2 MARCO TEÓRICO

Actualmente, el desarrollo de la industria minera ha generado una gran cantidad de recursos, lo que a su vez genera el aumento de residuos producto de la extracción del mineral (Rodríguez y Vizcardo, 2019). Las actividades mineras implican la extracción y concentración (beneficio) de uno o más minerales de la corteza terrestre. Para ello, la molienda es una de las actividades más importantes y, al mismo tiempo, más costosas del proceso de beneficio del mineral. El proceso de trituración y beneficio tras la extracción de los metales objetivo produce partículas de desecho que van desde partículas muy finas (arcilla y limo) hasta arena fina. En la búsqueda de disminuir costos y mejorar los estándares ambientales ha facilitado el desarrollo e implementación de nuevas tecnologías de los desechos mineros comúnmente llamados relaves. Una de las más recientes tecnologías son los llamados relaves filtrados, en los cuales se extrae una cantidad considerable de agua lo, que produce un aumento de la capacidad de almacenamiento (Huaña, 2015).

A la fecha, los estudios acerca de relaves filtrados se han enfocado más en aspectos de diseño y operación (Huaña, 2015; Rodríguez y Vizcardo, 2019).

Sin embargo, hay pocos estudios donde las propiedades geotécnicas de los relaves filtrados son estudiadas a profundidad. Una forma de evaluar el comportamiento mecánico de los relaves filtrados es la utilización de ensayos de compresión triaxial y aplicando conceptos de mecánica de suelos del estado crítico.

En estos ensayos, se aplica esfuerzos de confinamiento similares a los que ocurren en campo y se puede remodelar el material hasta alcanzar densidades secas representativas. De manera uniforme, los resultados obtenidos en el laboratorio deben proporcionar resultados fiables que resulten de pruebas correctamente estandarizadas y del uso de equipos adecuados (Salas, 2017). El resultado de los ensayos ayuda a determinar la línea de estado crítico, esta va a depender de la composición del material, para el caso de suelo con arenas y mixtura, se logró notar que esta cambia debido a la concentración de finos, que suele tener una pendiente mayor al aumentar la concentración (Rahman, 2021).

## 3 METODOLOGÍA EXPERIMENTAL

### 3.1 Ensayos Triaxiales

Se realizaron 23 ensayos de compresión triaxial en muestras provenientes de un relave filtrado ubicado en una mina de los andes peruanos. Los ensayos se consolidaron isotrópicamente y con carga de corte en condiciones drenadas y no drenadas. Los ensayos se realizaron a esfuerzos de confinamiento que varían desde 50 kPa hasta 1200 kPa. Algunas características del ensayo fueron:

- Las dimensiones de las muestras son de 14.2 cm de altura y 7.1 cm de diámetro.
- Aplicación de presión de cámara, con una capacidad máxima de 50 kg/cm<sup>2</sup>.
- Sensor de presión de poros, con una capacidad de medición máxima de 80 kg/cm<sup>2</sup>.

Los esfuerzos de confinamiento que se usaron para los ensayos fueron calculados para presas de hasta 60m de altura debido al principio de esfuerzos efectivos. El esfuerzo de confinamiento depende tanto de la altura como del peso específico de la presa, sin embargo, en este estudio se analiza el contenido de la presa que son los relaves, que de igual manera respetan este principio.

### 3.2 Método de preparación de muestra

Para la preparación de una muestra existen diferentes tipos de procedimiento, cada método de reconstitución genera diferentes efectos de fábrica con diferentes respuestas por la aplicación de la carga deviatorica. Cuando se indica diferentes efectos de fábricas, se refiere al ordenamiento de las partículas con respecto a sus características, orientación y disposición. Además, los efectos de fábrica dependen de la disposición del material, por lo que, pueden ser homogéneos o heterogéneos, en el caso de los homogéneos al usar distintos métodos de preparación de muestra la línea de pseudo estado último es producida a un nivel de deformaciones medias, mientras que la línea de estado ultimo resulta ser la misma, pues a largas deformaciones se destruye la fábrica del material (Ishihara, 1993). En esta investigación las muestras fueron realizada por el método de "moist-tamping", las muestras se remodelaron en un molde cilíndrico con dimensiones de 14.2 cm de altura por 7.1 cm de diámetro que poseen una relación de 2 a 1. Debido a que los relaves filtrados están compuestos de arenas y limos de baja plasticidad. Para la preparación se debe realizar el método de armado de probeta, el cual consiste en colocar el material de suelo en varias etapas a una densidad muy aproximada a la encontrada en campo, de este modo se representan las condiciones *in-situ*. El método consiste en compactar el material por capas, 5 en este caso, las primeras capas presentan densidades menores, debido a que, el peso de las capas restantes

incrementará su densidad al terminar de preparar la muestra (Ladd, 1978). Lo que se busca es representar las condiciones de depositación del relave filtrado.

### 3.3 Consolidación y corte

El objetivo en la etapa de consolidación de un ensayo triaxial es aumentar los esfuerzos efectivos de la muestra que sea representativa de los esfuerzos existentes en campo, el cual a su vez depende de la altura y el peso específico del material. El comportamiento del suelo depende durante la etapa de corte de la densidad seca y el esfuerzo de confinamiento efectivo (Lade, 2016).

Normalmente, los ensayos triaxiales pueden realizarse en condiciones de esfuerzo controlado o de deformación controlada. En el caso de la siguiente investigación, se realizaron ensayos de deformación controlada a una tasa de deformación pequeña, debido al contenido de finos de los relaves.

## 4 RESULTADOS

### 4.1 Ensayos de compresión triaxial en condición drenada

Del análisis de 5 ensayos triaxiales CD se obtuvo la gráfica de esfuerzo vs deformación, Figura 1. El rango de deformación de todas las muestras es de hasta el 20% de deformación axial. La muestra de color rojo presenta una resistencia pico al 3% de deformación y luego una caída de resistencia, dicho comportamiento se denomina “ablandamiento por deformación (strain-softening)” lo que ocurre en materiales densos o dilatantes; lo mismo ocurre con las muestras de color fucsia y verde. En cambio, en las muestras de color amarillo y azul, que presentan un material suelto, tienen una curva esfuerzo-deformación de endurecimiento por deformación y un comportamiento contractivo en todo el ensayo.

### 4.2 Ensayos de compresión triaxial en condición no drenada

Se analizaron 5 ensayos triaxiales consolidados no drenados y se obtuvo la gráfica de esfuerzo vs deformación axial, Figura 2. Al contrario de los ensayos drenados, se obtiene un comportamiento contractivo cuando se observa que la muestra tiende a una resistencia pico hasta llegar a una resistencia residual. Sin embargo, existe un comportamiento llamado cuasi estado crítico, en el cual la muestra tiende a un pico luego disminuye su resistencia hasta un mínimo local, para luego aumentar, dicho comportamiento se pudo observar en las muestras de color rojo, verde y fucsia, por otro lado, las muestras de color azul y amarillo aumentan su resistencia.

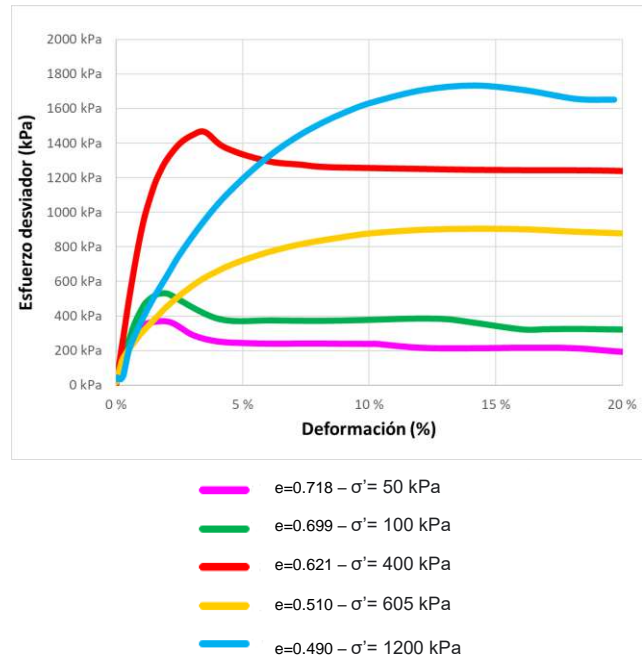


Figura 1. Respuesta esfuerzo-deformación en condiciones drenadas.

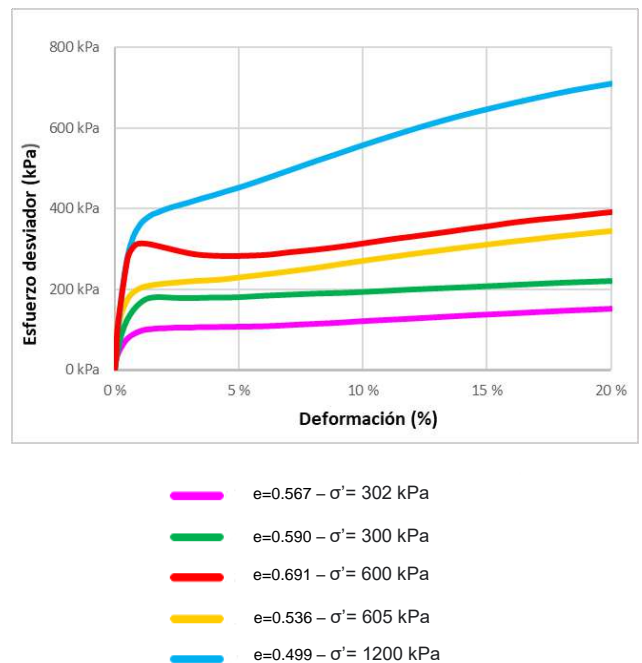


Figura 2. Respuesta esfuerzo-deformación en condiciones no drenadas

A partir de los resultados de los ensayos triaxiales se graficó la trayectoria de esfuerzos para la condición drenada y no drenada, como se observa en las Figuras 3 y 4 respectivamente. De las gráficas se estableció la pendiente “M” de donde se obtuvo un ángulo de fricción drenada de 39.4° para la

condición drenada y un ángulo de fricción de  $40.4^\circ$  Para la condición no drenada.

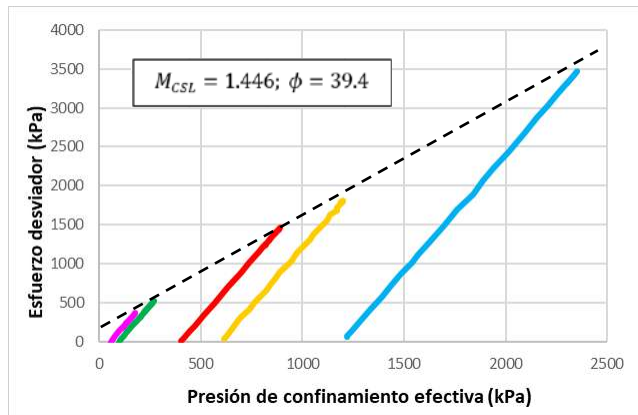


Figura 3. Trayectoria de esfuerzo en condición drenada.

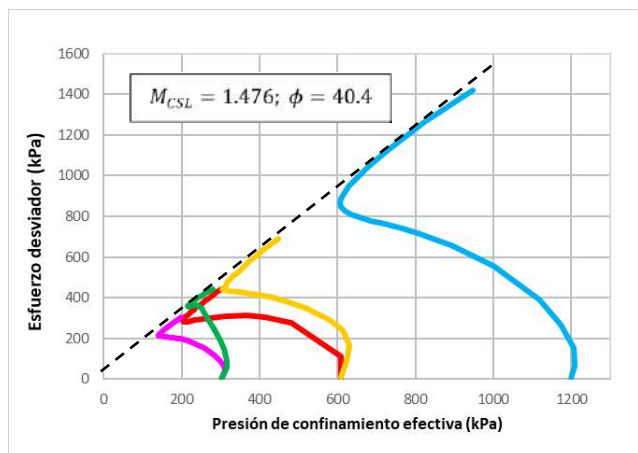


Figura 4. Trayectoria de esfuerzo en condición no drenada

## 5 LÍNEA DE ESTADO CRÍTICO

El estado crítico es la representación del comportamiento del suelo con base al esfuerzo efectivo y la variación del volumen del material. Este estado se obtiene cuando el material permanece a una deformación constante en un esfuerzo efectivo normal y una velocidad constante.

La representación gráfica del estado crítico se muestra en el espacio  $\log p'$  vs  $e$ , esta muestra una línea de estado crítico obtenida en función de la relación de vacíos y el esfuerzo de confinamiento efectivo, que delimita el comportamiento dilatante del contractivo Figura 5. En la parte superior de la línea se encuentran los suelos contractivos que son susceptibles a la licuación por flujo, mientras que en la parte inferior se encuentran los suelos dilatantes que no se consideran suelos no susceptibles a licuación por flujo.

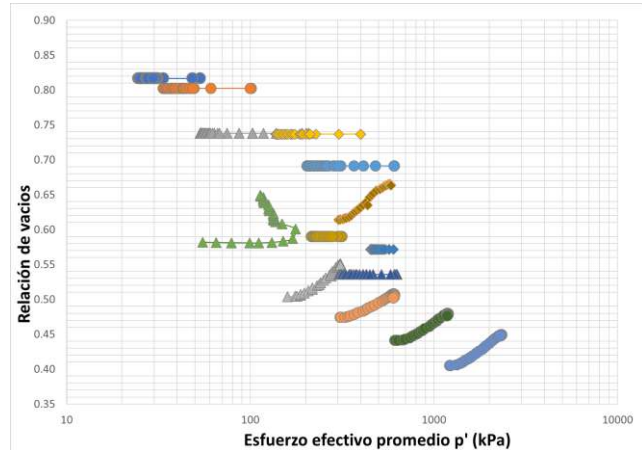


Figura 5. Línea de estado crítico inferida

En este trabajo los ensayos alcanzan el 20% de deformación axial para obtener un esfuerzo constante tanto en el ensayo drenado como no drenado. Al principio, la búsqueda era de una sola línea de estado crítico. Sin embargo, se observó que, al alcanzar un esfuerzo de confinamiento de aproximadamente 900 kPa con una relación de vacíos de 0,65, la dirección de la línea cambia y su pendiente disminuye producto del fenómeno de rotura de partículas.

Además, se observan estados donde los relaves filtrados muestran un comportamiento contractivo, lo que indica que, en caso de saturarse, es un suelo susceptible a licuación por flujo.

## 6 CONCLUSIONES

La investigación permitió concluir lo siguiente: Los relaves filtrados remodelados con el método del moist-tamping muestran un comportamiento similar al de las arenas cuando son sometidos a ensayos triaxiales de compresión drenados y no drenados. Es decir, se observó comportamientos tipo endurecimiento por deformación o "strain-hardening", casi estado crítico y ablandamiento por deformación o "strain-softening" en los resultados dependiendo del nivel de densidad y esfuerzo de confinamiento efectivo.

Se observó que las muestras de relaves contractivos tienen un comportamiento del tipo ablandamiento por deformación o "strain-softening" a largas deformaciones con la consiguiente pérdida de resistencia en condiciones no drenadas, lo cual indica que este material es susceptible a licuación por flujo para el caso en que su nivel de saturación sea muy alto.

La pendiente de la línea de estado crítico inferida cambia al llegar a 900 kPa indicando que a este esfuerzo de confinamiento ocurre rotura de partículas.

Los valores de los ángulos de fricción efectivo calculados para la condición drenada y no drenada

son bastante similares (39.4° y 40.4° respectivamente) confirmándose que los parámetros efectivos pueden obtenerse ya sea con ensayos triaxiales drenados o con no drenados.

## REFERENCIAS

- Huaña, O. (2015). Diseño de depósitos de relaves filtrados. Universidad Nacional de Ingeniería, Lima, Perú. Obtenido de <http://cybertesis.uni.edu.pe/handle/uni/4418>
- Oldecop, L., Rodari, G., y Muñoz, J. (2017). Atmosphere Interaction and Capillary Barrier in Filtered Tailings. *Geotech. Geol. Eng.* (35), 1803-1817. Obtenido de <https://sci-hub.se/10.1007/s10706-017-0210-3>
- Rodríguez, C., y Vizcardo, E. (2019). Propuesta de alternativa de filtrado de relaves con geotubos para el modelamiento geotécnico del Dique 3 caso: Mina Cerro Lindo. [Tesis de pregrado]. Universidad Ricardo Palma, Lima, Perú. Obtenido de <https://repositorio.urp.edu.pe/handle/URP/2640>
- Salas, O. (2017). "Ensayos triaxiales para suelos. Métodos y Materiales", 1(1), 14-24. Obtenido de <https://www.kerwa.ucr.ac.cr/bitstream/handle/10669/13369/8391-11758-1-SM.pdf?sequence=1&isAllowed=y>
- Ishihara, K. (1993). "Liquefaction and Flow Failure during Earthquake". *Géotechnique*, 43, 351-415. <http://dx.doi.org/10.1680/geot.1993.43.3.351>
- Ladd, R (1978) "Preparing Test Specimen using Undercompaction," *Geotechnical Testing Journal*, Vol. 1, No. 1, pp. 16-23. <http://dx.doi.org/10.1520/GTJ10364J>
- Lade, P. (2016) "Triaxial Testing of Soils", Wiley Blackwell, 1, 1-12.
- Plewes, H.D.; Davies, M.P. y Jefferies, M.G. (1992). "CPT based screening procedure for evaluating liquefaction susceptibility", in *Proceedings of the 45th Canadian Geotechnical Conference*, The Canadian Geotechnical Society: Toronto.
- Robertson, P.K. (2016) "Cone Penetration Test (CPT)-Based Soil Behaviour Type (SBT) Classification System—An Update". *Canadian Geotechnical Journal*, 53, 1910-1927.
- Shuttle, D.A. y Cunning, J., (2008). "Liquefaction potential of silts from CPTu" *Canadian Geotechnical Journal*, 44(1): pp.1-19.
- Shuttle, D.A. y Cunning, J., (2008). Reply to the discussion by Robertson on "Liquefaction potential of silts from CPTu" *Canadian Geotechnical Journal*, 45: 140–141.
- Smith, K., y Reid, G. D. (2021) A generalised CPTu state parameter inversion method based on the NorSand Widget.
- Torrez-Cruz, L.A. (2021). The Plewes Method: a Word of Caution. *Mining, Metallurgy y Exploration*, 38: 1329-1338

## BIBLIOGRAFÍA

- Dos Santos Junior, M. P., Gomes, R. C., Ribeiro, S. S., y Delgado, B. G. (2022). Evaluation of flow liquefaction susceptibility of a sandy-silt tailings using the CPTu. In *Cone Penetration Testing 2022* (pp. 913-919). CRC Press.
- Faria A., Carneiro J., Junior M., y Costa L., (2023) "Evaluation of the susceptibility to flow liquefaction of a bauxite tailings," in *Proceedings of 9th International Conference on Tailings Management, 2023*, pp 149-157.
- Mayne, P. W., y Sharp, J. (2019). "CPT approach to evaluating flow liquefaction using yield stress ratio". In *Proceedings of Tailings and Mine Waste* (pp. 655-670).
- Mayne P. y Sharp J., (2021) "Screening for flow liquefaction for tailings and natural soils by CPTU," in *Proceedings of the 20th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, 2021*, pp. 459-465.





## Observed aspects of tailing exploration in Mexico by means of seismic piezocone with dissipation testing

Aspectos observados en la exploración de jales en México mediante piezocono con pruebas de disipación

Enrique IBARRA-RAZO<sup>1</sup>, Ricardo FLORES-ESLAVA <sup>1</sup>✉, Luz SUÁREZ<sup>1</sup> and José-Luis RANGEL-NUÑEZ<sup>2</sup>

<sup>1</sup>inGeum Ingeniería, México

<sup>2</sup>Universidad Autónoma Metropolitana, Plantel Azcapotzalco, México

**RESUMEN:** En este trabajo se describen y analizan aspectos observados durante la realización de piezoconos sísmicos con pruebas de disipación, *sCPTu<sub>Δu</sub>*, en depósitos de jales en México, como son la alta temperatura del depósito, intensa interestratificación, reacción química entre la sonda y el suelo, curvas de disipación con formas atípicas y la determinación del perfil de onda cortante. Con base en los estudios realizados se concluye que al utilizar sensores con compensación de temperatura para la medición de  $q_T$  y  $f_s$  las mediciones son confiables a condición de que los cambios de la temperatura no sean abruptos. Para el caso de la medición de la presión de poro dinámica,  $u_2$ , donde el sensor no cuenta con compensador de temperatura, las mediciones son confiables hasta los 50°C, posteriormente, es necesario llevar a cabo correcciones. La existencia de una interestratificación intensa entre lentes suaves y duros con diferentes grados de saturación, algo común en estos depósitos, genera mediciones erróneas de la resistencia de punta además de producir desviaciones de la verticalidad del sondeo, por lo que es necesario llevar a cabo correcciones. Por otra parte, se observan tipos de curvas de disipación semejantes a las descritas por Sully *et al.* (1999), con la particularidad de que en algunos casos se obtienen valores negativos de la presión de equilibrio. Finalmente se concluye que es posible determinar el perfil de velocidades de onda cortante mediante correlaciones con la resistencia de punta, teniendo resultados similares a los medidos con la técnica down-hole, sin embargo, en el caso historia analizado se observa que no fue posible detectar los valores máximos y mínimos asociados a los lentes de suelos duros y muy blandos, respectivamente, por lo que en este tipo de depósitos es recomendable la medición directa de la velocidad cortante empleando intervalos de medición cortos.

**ABSTRACT:** This paper describes and analyzes aspects observed during the exploration of mine tailings deposits in Mexico using the *sCPTu<sub>Δu</sub>* test: high ground temperatures, interstratification, chemical reaction, dissipation curves with negative pore pressure, and S-wave profile. It was observed that the use of sensors with temperature compensation for the  $q_T$  and  $f_s$  measurements produce satisfactory results if temperature changes are not abrupt. For the case of the dynamic pore pressure sensor  $u_2$ , where no temperature compensation was made, the measurements are within the range mentioned in the standard except in the case when the temperature increases to values of 50°C or higher. The presence of high interstratification between thin layers of hard and soft soils, with different degrees of saturation, leads to errors in the measurement of the tip resistance and can produce deviations from the verticality of the cone, making it necessary to carry out corrections. The different types of dissipation curves observed in the tailings dams studied, where the soils are partially saturated, are generally the same as those described by Sully *et al.* (1999), with the particularity that in some cases, the equilibrium pressure reaches negative values. Finally, the S-wave profile obtained with correlations reproduces the general trend of the measured S-wave profile. Nevertheless, it was not possible to capture abrupt variations in this type of deposit. In the case history described in this paper, the maximum values were not reproduced. Therefore, in this type of deposit, it is advisable the direct measurement of the shear wave and to use the smaller intervals of measurement according to the technique used.

✉ Autor de Correspondencia: [rflores@ingeum.com](mailto:rflores@ingeum.com)

### 1 INTRODUCTION

Seismic piezocone testing with dissipation tests (*sCPTu<sub>Δu</sub>*) in tailings storage facilities (TSF) in Mexico is recent, and there is not much experience in this regard. Its execution, but mainly its interpretation,

is a challenging task for geotechnical engineers. This is because tailings are young soils artificially deposited, where sedimentation, compaction, and/or consolidation processes are under process; Additionally, the tailings present intense interstratification between soft and hard soils, either

saturated or partially saturated, and sometimes present high temperatures and chemical components, unusual in natural soils. The result of these factors is that the correlations that exist between the primary parameters of the cone (the tip resistance,  $q_T$ , the friction resistance,  $f_s$  and the dynamic pore pressure,  $u_2$ ) and the mechanical properties (strength and undrained modulus,  $s_u$  and  $E_u$ , compressibility index,  $C_c$ , initial void ratio,  $e_o$ , to mention the most important) are not accurate. Likewise, it has been observed that the dissipation curve,  $\Delta u(t)$ , measured in this type of deposit shows atypical shapes.

In this work, the performance and results of piezocone testing in TSF are reviewed, considering factors such as high temperatures, interstratification, and the chemical reaction of the probe with the soil, as well as the type of dissipation curves obtained and the limitations when applying the currently existing correlations to determine the variation of shear velocity with depth.

## 2 PIEZOCONE EXECUTION

During the execution of a seismic piezocone there are several factors and/or aspects to take into account to ensure the quality of the measurement of field parameters ( $q_T$ ,  $f_s$ ,  $u_2$ ,  $\Delta u$  and  $V_s$ ). Among the most important ones are, in the case of tailings deposits:

- Verification of zeros at the beginning and end of testing.
- Performing repeatability tests more frequently.
- Changing filters and verifying their saturation, evaluating tip and shaft continuously.
- Measure verticality.
- Measure temperature.
- Driving speed control.
- Carry out continuous maintenance of the equipment.
- Make corrections to observed readings for interstratification, temperature extremes and chemical reactions.

In a conventional exploration campaign, aspects such as verification of zeros, repeatability, changing and verifying saturation of filters, verticality, driving and speed control, are routinely performed, but in the case of tailings deposits, it is important to monitor temperature variations, take into account the effects on the measurements caused by the presence of intense interstratification and possible chemical reactions that may occur when the probe comes into contact with the ground, and often all these aspects force the piezocone interpreter to perform a post-processing of the field data. These aspects are discussed below, based on the results obtained in exploration campaigns carried out in Mexican TSF.

### 2.1 High ground temperature

One aspect that has been observed in gold mine tailings deposits in Northern Mexico is the presence of high temperatures. Having an ambient temperature of 25°C, during the CPT testing the temperature is gradually increased to a maximum value of 50°C, in other words, twice the ambient temperature. High temperatures can affect the measurements of the parameters  $q_T$  and  $f_s$  when the equipment does not have compensating temperature sensors. If the cone has compensating temperature sensors, according to the manufacturer, the sensors can stabilize the measurements if:

- The temperature gradient should be uniform as the piezocone is driven, *i.e.* not present abrupt temperature changes.
- The compensation is performed for temperature variations or changes in the piezocone of up to 50°C (temperature variation in the piezocone with respect to that adopted at ambient temperature). For a temperature variation of up to 50°C, a change in the voltage output of the load sensor of up to 10 microvolts is compensated.
- The output voltage of the load sensor for the full-scale output (FSO=75 MPa) is 8.7 mV, so that 10 microvolts correspond to 0.115% of the output voltage for the full scale; in terms of stress, it represents a compensation of approximately 86.20 kPa for a maximum temperature change or variation of 50°C (1.72 kPa/°C), so that for the case studied where there was an increase of 25°C, there would be a compensation of 43.1 kPa.

However, for the pore pressure sensor, the equipment does not perform any temperature compensation, so that the measurements of  $u_2$  and  $\Delta u$  may be erroneous. In this sense, two experiments were proposed to evaluate these effects using corrections for  $q_T$  and  $f_s$  (Mendoza, 2020).

The first experiment consisted of submerging the piezocone into water under temperature-controlled conditions while gradually increasing the water temperature from 4°C to 45°C. Zero readings of the tip, shaft, and pore pressure sensors were taken during this process: the first parameters ( $q_T$  and  $f_s$ ) were registered to validate the temperature compensation already described and in the case of the pore pressure, the objective was to observe the influence of the temperature in their measurements.

Fig. 1 shows the results obtained in the first experiment for each of the variables studied. For the  $q_c$  and  $f_s$  sensors, the measurements are almost constant with very small variations, falling within the interval error indicated in ASTM D5778-12. Regarding the pore pressure,  $u_2$ , where the measurements were performed without compensating temperature, the results indicate variations of about 8kPa for low temperatures and

13kPa for high temperatures. Although, values are small, for a class 1 cone the value determined for high temperatures is in the limit according to the ASTM standard. On the other hand, this temperature effect can induce errors in the interpretation of dissipation tests, so it is advisable to provide the cone with a compensating temperature sensor for testing in TSF.

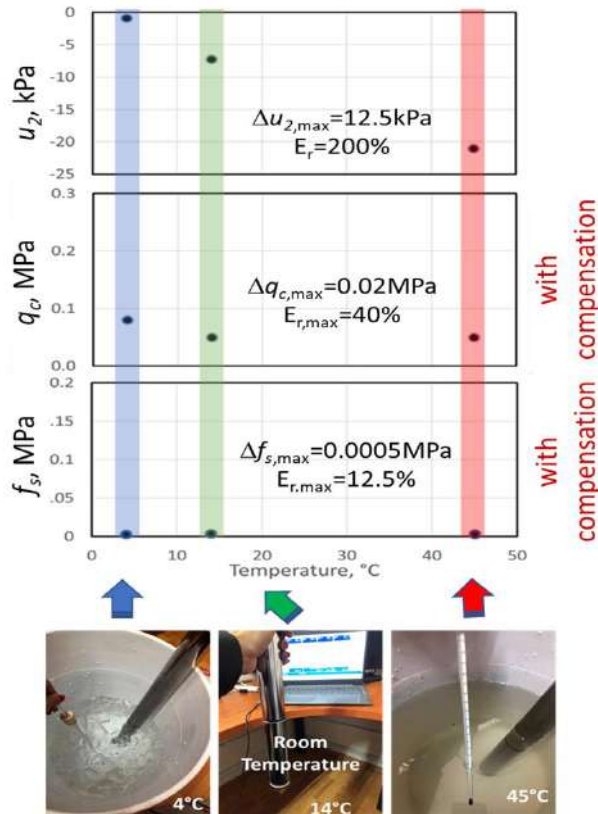


Figure 1. Effect of temperature on pore pressure ( $u_2$ ), tip ( $q_c$ ) and shaft ( $f_s$ ) sensors.

The second experiment consisted of evaluating the repeatability of the piezocone testing under field conditions. To do this, two CPTs were performed two meters apart for each other, in an area where variable temperatures between 41.5 and 44°C were recorded during the extraction stage. The temperature in the piezocone was measured with a digital thermometer. Fig. 2 shows the results obtained in both boreholes and this temperature gradient generated during the driving of the equipment does not affect the measurements, considering an ambient temperature of 25°C at the beginning of the driving.

## 2.2 Interstratification

The presence of high interstratification between thin layers of hard and soft soils, with different degrees of saturation, causes sudden changes in the tip resistance. Moving from a hard to a soft stratum

leads to errors, low values in the measurement of the tip resistance (Fig. 3), making it necessary to carry out corrections (Boulanger and DeJong, 2018) and the instrumentation must guarantee low hysteresis to obtain trustworthy data.

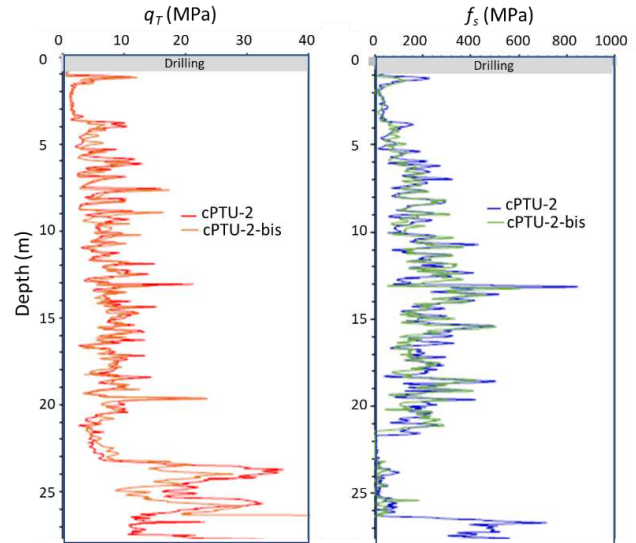


Figure 2. Repeatability survey.

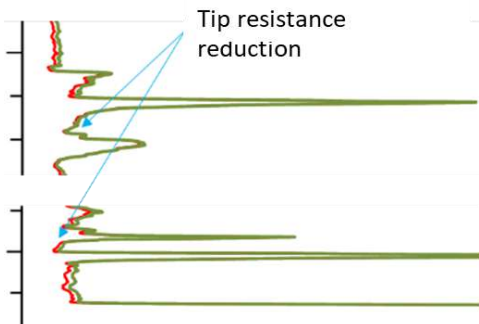


Figure 3. Alternation between hard and soft lenses or layers produces reductions on  $q_T$  values.

Likewise, since the measurement of the parameters  $q_T$  and  $f_s$  is carried out at a given time but not at the same depth, and the alternation in the stiffness of the soil can produce deviations in the verticality of the cone, it is necessary to make depth corrections. Therefore, the interpretation of the records is not immediate since post-processing is required. In addition to this, interstratification makes it difficult to interpret dissipation tests because drainage and soil saturation conditions are often different, so it is common to observe that dissipation curves have different and unusual shapes.

## 2.3 Chemical reaction

It is common that after driving the cone, the probe gets dirty, mainly in fine soils, and should be cleaned to start new drilling, but a relevant aspect that was observed in CPT testing in TSF, was the generation

of an impregnated oxide layer in the piezocone after the execution of a probe (Fig 4), which is difficult to remove with the process that is commonly done even using a brush with steel bristles. One of the important characteristics of the deposits where this aspect was observed was that there was a constant emanation of gaseous ammonia ( $\text{NH}_3$ ) generated because of the leaching process. The most feasible and efficient solution to remove this oxide layer was to immerse the removable parts of the piezocone, such as the shaft jacket and the apex in acetic acid ( $\text{CH}_3\text{COOH}$ ), as well as to clean the fixed parts with the same compound and with the help of a toothbrush.



Figure 4. Piezocone with oxide induced by the minerals that make up the tailings deposit.

### 3 DISSIPATION CURVES

Dissipation tests were carried out using piezocones with  $u$  sensor located at position 2 ( $u_2$ ) at various sites of tailings dams, where there are clays and silty clays and no groundwater level. Fig. 5 shows the main types of dissipation curves observed in the tailings dams studied:

- With monotonic decay up to the equilibrium pressure,  $u_0$ , either positive or negative.
- A maximum is present, and the equilibrium pressure may be positive or negative.
- With monotonic growth up to the equilibrium pressure.

According to the criteria presented by Sully *et al.* (1999), monotonic decreasing curves with a positive value are of type I and II and occur in normally consolidated fine soils; those with a maximum value are of type III if the initial pressure is higher than the equilibrium pressure, but if the initial pressure is lower, they are of types IV and V. According to this classification, all types of curves are present in the tailings dams studied, with the particularity that there are negative equilibrium pore pressures, although with small magnitude, between 0kPa and -50kPa.

In the literature, methods have been proposed to determine the value of the pressure increase  $\Delta u = u_i - u_0$  generated during piezocone driving and determined in dissipation tests following the nomenclature shown in Fig 6 (Burns and Mayne, 1998; Sully *et al.*, 1999; Paniagua *et al.*, 2016; Imre *et al.*, 2018), however, these methods are only applicable for type I to III curves. For the other cases, it is difficult to determine the value of  $\Delta u$  due to the number of factors involved: fastening of the driving rods, position of the sensor, drainage and saturation conditions of the soil, soil type, to mention the most important ones.

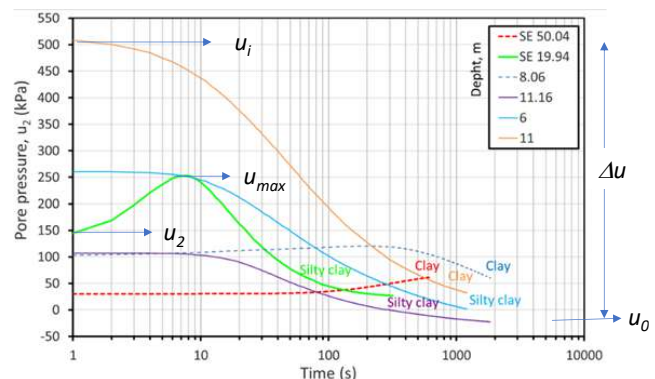


Figure 5. Main types of dissipation curves observed in the studied tailings dams.

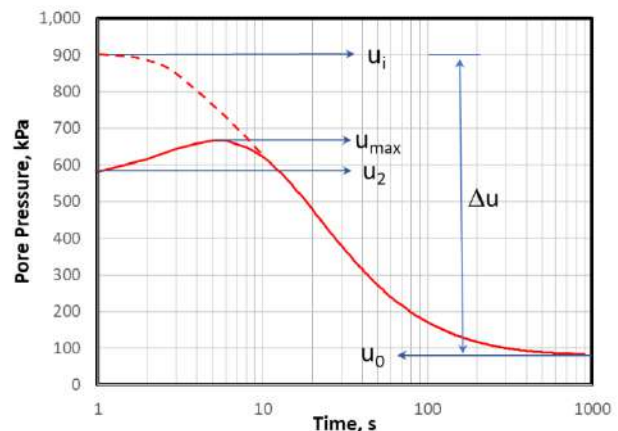


Figure 6. Nomenclature used for conventional dissipation curves.

Considering the hypothesis that the dynamic pore pressure  $u_2$  is given by eqs. 1 and 2 (Burns and Mayne, 1998), and given that the octahedral component produces only positive increases in pore pressure, the shear component, which depends on the dilative/contractive behavior of the soil, would be one of the factors responsible for the suction generated in the driving process for the dissipation curve types III to V. The decrease of the initial pore pressure in the dissipation test can also be caused by the abrupt stop of the driving (Kurup and Tumay, 1995), by the actual drainage conditions, by the



saturation conditions of the soil, by the movement of the bars after stopping the driving, among other factors.

$$u_2 = u_0 + \Delta u \tag{1}$$

$$\Delta u = \Delta u_{oct} + \Delta u_{shear} \tag{2}$$

As previously mentioned, all the tests were performed in tailings deposits where there is no groundwater level, so the soils are partially saturated. For comparison purposes, Fig 7 shows dissipation tests carried out in the clays and silty clays of Mexico City, where the groundwater level is superficial, and although the deposit is saturated, there are significant drops in pore pressures. Curves with behavior similar to that observed in the tailings dams are observed, but there is a case where  $u_2$  starts at negative values.

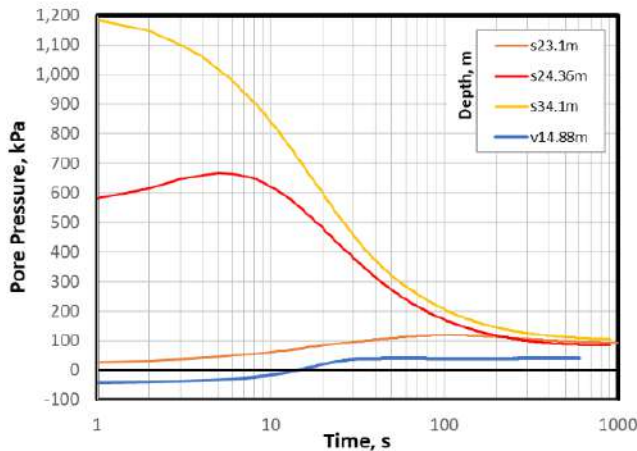


Figure 7. Main types of dissipation curves observed in clayey soils in Mexico City.

#### 4 DETERMINATION OF SHEAR WAVE VELOCITY

The tailings dams are formed by deposits of very young soils, some of them still in the process of compaction or consolidation, where the definition of the stratigraphic profile and the evaluation of the mechanical properties of each stratum is difficult, mainly because there is heterogeneity, both vertical and horizontal, and it is also difficult to obtain unaltered samples. Therefore, in this type of deposits, field techniques are used, especially  $sCPTu_{\Delta u}$  and  $VST$  tests, because it is possible to define the stratigraphic profile and determine, either directly or indirectly, the mechanical properties of each unit, particularly parameters such as modulus of stiffness at small deformations ( $G_0$ ), permeability coefficient ( $k$ ) and undrained shear strength ( $s_u$ ), to carry out stability analyses.

The variation of shear wave velocity with respect to depth can be determined by direct measurement

with a seismic piezocone ( $sCPTu_{\Delta u}$ ) or estimated by corrections with tip resistance,  $q_T$ .

#### 4.1 Determination of the shear wave velocity by means of correlations.

Different Correlations exist to determine the shear wave velocity for natural soils from the value of the cone tip resistance. Some of them were developed for fine soils (*i.e.* Ovando (1991) and Mayne (1995)), and others for granular soils or regardless of soil type (*i.e.* Andrus *et al.* (2007), Mayne (1995), and Robertson (2010a)). For the case of tailings deposits, there are currently no correlations, and in general, the existing ones produce inadequate results. Fig 8 shows the shear wave velocity profile measured with seismic piezocone in a conventional and filtered tailings deposit, as well as the velocity values estimated with existing correlations.

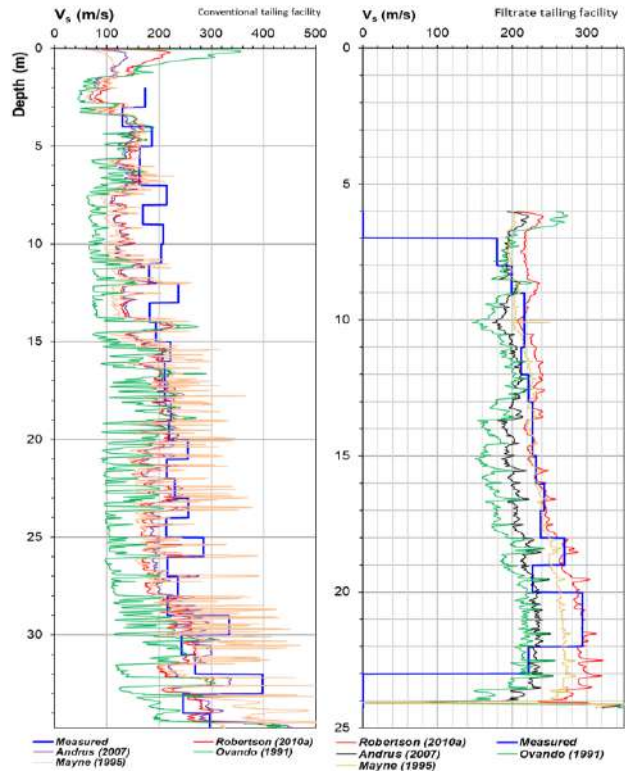


Figure 8. Comparison between shear wave velocity values measured in the field with a seismic piezocone and those obtained with existing correlations.

It is shown that the approximation of the correlations is poor mainly when the velocity values are low (*i.e.* less than 200m/s), it is also observed that the different correlations show similar values except the one generated for fine soils, which produces the highest error, but this result is expected as the tailings deposits are mainly formed by granular soils.

In order to obtain a more adequate correlation for the case of the tailings deposits, seismic piezocone

exploration campaigns were carried out on both filtered and conventional tailings storage facilities. In principle, the distinction is made because the process of formation of the TSF is an important factor in the structuring of the soil in the deposit. Indeed, Fig 9 compares typical results of seismic piezocones performed on conventional and filtered tailings deposits. It is observed that conventional tailings deposits show lower values of  $q_T$ ,  $f_s$  and  $V_s$  about those of filtered tailings, as well as much higher peaks in  $q_T$ .

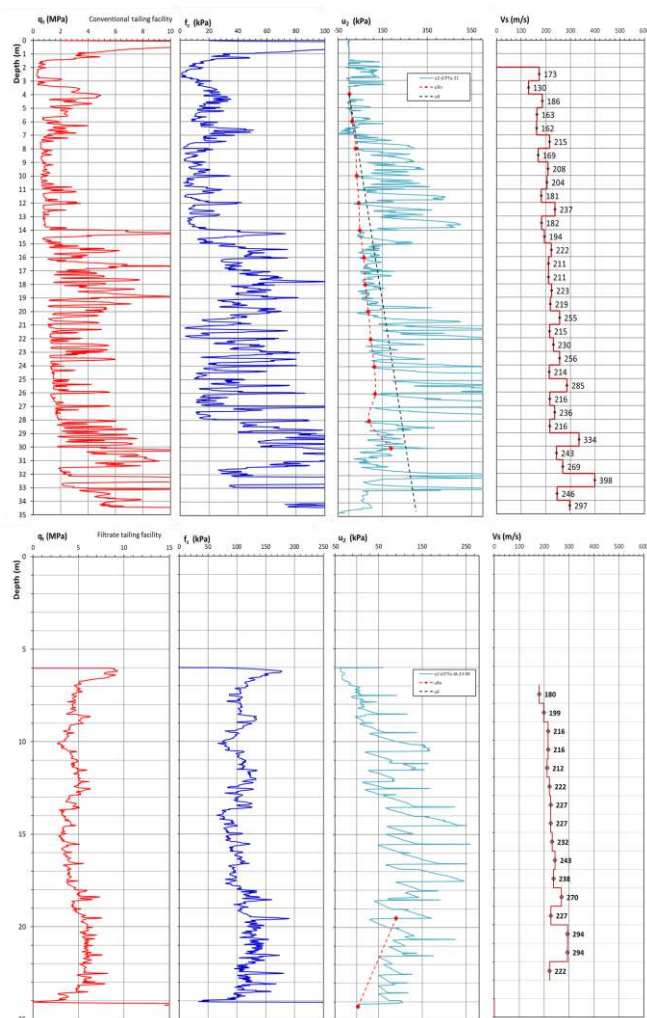


Figure 9. Typical results obtained with seismic piezocones in conventional (upper) and filtrated (lower) tailing storage facilities.

Based on the results obtained from the exploration campaigns in various tailings deposits, both filtered and conventional TFS, the following correlations were determined (eqs 3 and 4). Fig 10 presents again the examples of the filtered and conventional TSF with the proposed correlations (eqs 3 and 4) and the general correlations that produce the best approximation.

$$V_s = 182 q_T^{0.16} \sigma_v^{-0.01}, \quad \text{for conventional TSF} \quad (3)$$

$$V_s = 216.8 q_T^{0.08} \sigma_v^{-0.03}, \quad \text{for filtrate TSF} \quad (4)$$

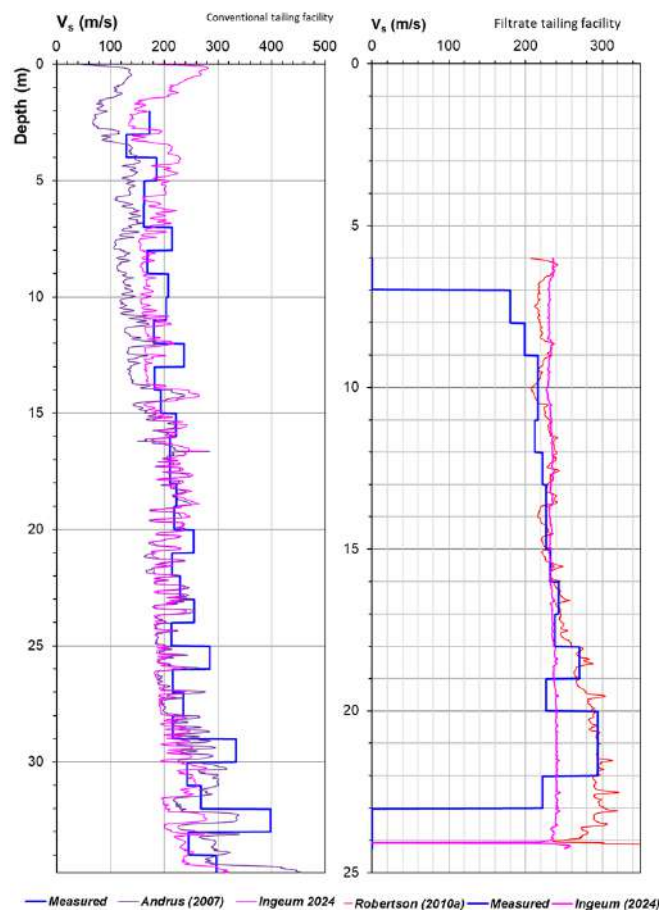


Figure 10. Comparison between field measured shear velocity values ( $sCPTu$ ) and those obtained with the proposed correlations (eqs 3 and 4) and the existing correlation with best approximation.

As can be seen, the proposed correlations show a better approximation, however, as will be seen later, both the proposed and existing correlations tend to only capture the average values of the wave velocities of each layer of the deposit.

#### 4.2 S-wave velocity profile measurement

The velocity profile obtained at several sites from the  $sCPTu_{\Delta u}$  is presented in Figs 8, 10 and 11. In this case, the determination of the S-wave velocity profile is performed with two procedures: direct measurement by means of the seismic modulus and by means of empirical correlations (eqs 3 and 4). It is observed that, although the correlation generates satisfactory results, it was not able to reproduce the alternation of values, especially the maximum or minimum ones. This is because the correlation equations have a very low correlation coefficient. ( $\rho < 0.7$ ), in other words, they still have a high

dispersion, so it is advisable to resort to more sophisticated systems, *i.e.* artificial intelligence techniques, where it is possible to use multivariate and highly nonlinear relationships.

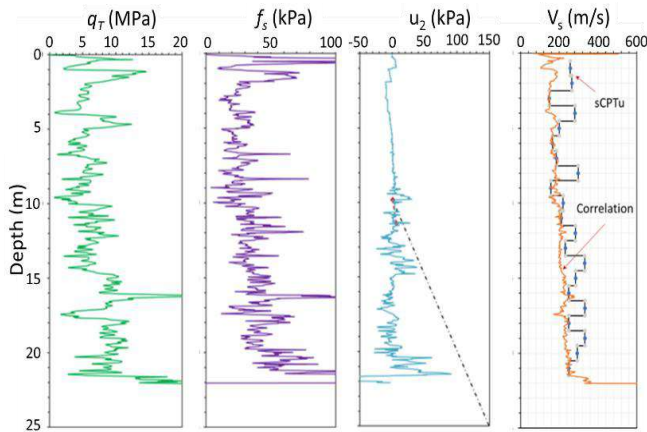


Figure 11. Determination of the S-wave profile by correlations and with the seismic modulus (sCPTu).

## 5 CONCLUSIONS

This paper describes and analyzes aspects observed during the exploration of TSF in Mexico using the sCPTu- $\Delta u$  test: high ground temperatures, interstratification, chemical reaction, dissipation curves, and S-wave profile.

High temperatures can affect measurements of the parameters  $q_T$ ,  $f_s$ ,  $u_2$ , and  $\Delta u$  when the equipment does not have compensators, but if they do exist, it is required that temperature changes are not abrupt so that the sensor can stabilize during the measurement. For this reason, experiments were carried out in this type of deposits using equipment with compensators, finding that the variations of  $q_T$  and  $f_s$  measurements were found to be within the error range indicated in the standards (ASTM D5778-12). Regarding the dynamic pore pressure,  $u_2$ , where the measurement was performed without a temperature compensator, results indicate variations of about 13kPa, which, although small, can induce errors for the interpretation of dissipation tests.

The second factor analyzed was the presence of high interstratification between thin layers of hard and soft soils, with different degrees of saturation. Moving from a hard to a soft stratum leads to errors in the measurement of the tip resistance, making it necessary to carry out corrections (Boulanger and DeJong, 2018). Also, since the measurement of  $q_T$  and  $f_s$  parameters is performed at a given time, but not at the same depth, and the alternation in soil hardness can produce deviations from the verticality of the cone, it is necessary to carry out depth corrections. Therefore, the interpretation of the logs in this type of terrain is not immediate since post-processing is required.

The different types of dissipation curves observed in the tailings dams studied, where the soils are partially saturated, are generally the same as those described in Sully *et al* (1999), with the particularity that in some cases the equilibrium pressure has negative values.

A case is described in which a chemical reaction occurs in the piezocone during its driving, which may affect the readings. Ammonia generated because of the leaching process induces oxidation, so it is necessary to perform continuous maintenance, and for the type of deposits studied vinegar proved to be the best substance for cleaning the cones.

Finally, velocity profiles are determined for some sites of tailings dams, conventional and filtered TSF, through correlations (existing and proposed, eqs 3 and 4) with the value of  $q_T$  and determined with the seismic modulus (sCPTu). It is observed that the profile obtained with proposed correlations reproduces better the general trend compared to existing correlations, but both are not possible to capture the variations of the shear wave velocity in this type of deposits, therefore, in this type of deposits it is advisable the direct measurement of the shear wave and to use the smaller intervals of measurement according to the technique used.

## REFERENCES

- Andrus, R.D, Mohanan, N.P., Piratheepan, P., Ellis, B.S. and Holzer, T.L. (2007). "Predicting shear wave velocity from cone penetration resistance". *Proceedings of the 4th International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering*, Thessaloniki, Greece. ASTM D5778-12, Standard Test Method for Electronic Friction Cone and Piezocone Penetration Testing of Soils.
- Boulanger R.W. and DeJong J.T., (2018). "Inverse filtering procedure to correct cone penetration data for thin-layer and transition effects", *Penetration Testing 2018*, Hicks, Pisano and Peuchen (Eds), Delft University of Technology, The Netherlands, 25-44
- Burns S.E. and Mayne P.W. (1998). "Monotonic and dilatatory pore pressure decay during piezocone test in clay", *Canadian Geotechnical Journal* 35, 1063-1073.
- Kurup P.U. and Tumay M.T. (1995). "Piezocone dissipation curves with initial excess pore pressure variation", *Proc. Int. Symposium on Cone Penetration Testing, CPT'95*, Linköping, Sweden, 195-200.
- Imre E., Schanz T., Bates L. and Fityus S. (2018). "Evaluation of complex and/or short CPTu dissipation test", *Cone Penetration Testing 2018*, Hicks, Pisano and Peuchen (Eds), Delft University of Technology, The Netherlands, 351-357
- Mayne, P.W. and Rix, G.J. (1995). "Correlations between shear wave velocity and cone tip

resistance in natural clays”, *Soils and Foundations* 35 (2): 107–110.

Mendoza N. (2020), Personal communication.

Ovando, E. y Romo M. (1991), “Estimación de la velocidad de ondas S en la arcilla de la ciudad de México con ensayos de cono”, *Sismodinámica 2*: 107-123.

Paniagua P., Carrol R., L’Heureux J.S., and Nordal S. (2016). “Monotonic and dilatancy excess pore water dissipation in silt following CPTu at variable penetration rate”, *Proc. IS Osaka-Engineering Practice and Performance of Soft Deposits*, Osaka, Japan, 147-152

Robertson, P.K. (2010a). “Estimating in-situ state parameter and friction angle in sandy soils from CPT”. *Proc. 2nd Intl. Symposium on Cone Penetration Testing (CPT’10, Huntington Beach, CA)*, Vol. 2, Omnipress, Wisconsin: 471-478.

Sully P.J., Robertson P.K., Campanella R.G., and Woeller D.J. (1999). “An approach to evaluation of field CPTu dissipation data in over consolidated fine-grained soils”, *Canadian Geotechnical Journal* 36, 369-381.



# Strain rate influence on field vane test for estimating undrained shear strength $s_u$ and $\mu$ factor: Case histories from tailing deposits in Mexico and clayed deposits in Mexico City

Influencia de la velocidad de rotación en el ensaye de veleta para determinar la resistencia cortante  $s_u$  y el factor  $\mu$ . Casos historia en depósitos de jales en México y en los depósitos arcillosos de la CDMX

José-Luis RANGEL-NUÑEZ<sup>1</sup>, Enrique IBARRA-RAZO<sup>2</sup> y Ricardo FLORES-ESLAVA<sup>2</sup>✉

<sup>1</sup>Universidad Autónoma Metropolitana, Azcapotzalco, México

<sup>2</sup>InGeum Ingeniería, México

**RESUMEN:** La determinación de la resistencia no drenada del suelo,  $s_u$ , mediante pruebas de veleta en el lugar tiene varias ventajas respecto a los métodos convencionales: su realización es muy rápida, se obtienen además las resistencias residual y remoldeada y es la única opción sin no es posible obtener muestras inalteradas. En este artículo se presentan resultados experimentales sobre la influencia de la velocidad de rotación de la veleta (desde 0.1°/s a 4°/s) en la determinación de  $s_u$  en sus tres condiciones (pico, residual y remoldeada) y en diferentes depósitos de suelo: en presas de jales del Norte de México y en los depósitos de la CDMX. Asimismo, también se estudian la influencia de la profundidad, la del proceso de hincado de la veleta, la sensibilidad del suelo y el tiempo de falla. Los resultados más importantes obtenidos indican la presencia de un mínimo de la curva  $s_{u,peak}$  versus velocidad de deformación, que define la resistencia no drenada pico, y que para el caso de la CDMX se presenta en el intervalo 0.2°/s < velocidad de deformación < 0.5°/s, que es mayor a la recomendación dada en la normatividad internacional (0.05 and 0.2°/s), por tanto, se recomienda que para estos depósitos las prueba se ejecuten en el intervalo 0.2°/s ≤ velocidad de deformación ≤ 2°/s. Para el caso de los depósitos de jales el valor mínimo se presenta a velocidades de rotación de 1°/s. Con respecto al proceso de hincado de la veleta, es conveniente hacerlo con un hincador y no mediante una máquina perforadora, debido a que el primero induce mucho menos alteración del suelo.

**ABSTRACT:** To determinate undrained strength of the soil,  $s_u$ , by means of vane tests on site has several advantages over conventional methods: it is very quick to perform, the residual and remolded strengths are also obtained, and it is the only option if it is not possible to obtain undisturbed samples. It is very fast to perform, the residual and remolded resistances are also obtained, and it is the only option if it is not possible to obtain unaltered samples. This paper presents experimental results on the influence of the vane rotation speed (from 0.1°/s to 4°/s) in the determination of its resistance in its three conditions (peak, residual and remolded) and in different soil deposits: in tailings dams in the North of Mexico and in the deposits of the CDMX. Likewise, the influence of depth, vane driving process, soil sensitivity and failure time are also studied. The most important results obtained indicate the presence of a minimum of the  $s_{u,peak}$  versus strain rate curve, which defines the peak undrained resistance, and which for the case of the CDMX is presented in the interval 0.2°/s < strain rate < 0.5°/s, which is higher than the recommendation given in the international standards (0.05 and 0.2°/s), therefore, it is recommended that for these deposits the tests be carried out in the interval 0.2°/s ≤ strain rate ≤ 2°/s. For the case of tailings deposits the minimum value is presented at rotational speeds of 1°/s. Regarding the vane driving process, it is convenient to do it with a driver and not by means of a drilling machine, because the first one induces much less soil disturbance.

✉ Autor de Correspondencia: rflores@ingyum.com

## 1 INTRODUCTION

### 1.1 Antecedents

Currently, it is possible to determine the value of various physical and mechanical properties of soils by means of field tests, the most important of which are the following: seismic piezocone with dynamic pore pressure dissipation measurement ( $sCPTu_{\Delta u}$ ),

piezometer ( $PHI$ ), seismic pressuremeter ( $sPMT$ ), seismic flat dilatometer ( $sDMT$ ), vane shear test ( $VST$ ) and geophysical prospecting (*i.e.* seismic and geoelectric exploration), where it is possible to reduce the alteration of the soil structure and consider the existing stress states, in addition to eliminating the problems of extraction, transfer and preparation of unaltered samples for laboratory tests.

In the case of not being able to obtain undisturbed samples, field tests are the only option.

Table 1 shows the mechanical variables obtained directly or indirectly from the main field tests. For example, in the  $sCPTu_{\Delta u}$  test, it is possible to measure the compressional and shear wave velocities,  $V_p$  and  $V_s$ , respectively, to determinate the deformation moduli  $G_o$  and  $E_o$  at small deformations, as well as to construct the dissipation curve  $\Delta u$ .vs. $t$  to estimate the soil permeability,  $K$ , and hydrostatic pore pressure,  $u_o$ , and determinate the undrained strength,  $s_u$ , undrained elastic modulus,  $E_u$ , and compression index,  $C_c$ , through correlations.

Table 1. Main field test and obtained parameters.

Field test	Measured parameters	Secondary or correlated parameters	Standards
$sCPTu_{\Delta u}$	$q_t, f_s, u_2, V_s, V_p, t_{50}, u_o$	$S_u, \phi', E_u, C_c, \gamma, K, OCR, K_0$	ASTM D5778, D7400 and ISO22476
$PMT$	$\rho_L, \rho_f$	$E_m, K_0, S_u, \phi'$	ASTM 4719
$PHI$	$C_{phi}, \phi_{phi}$	-	-
$DMT$	$\rho_A, \rho_B, \rho_C, V_s, V_p$	$K_D, E_D, U_D, M, S_u, \phi', OCR, K_0$	ASTM D6635
$VST$	$S_{u,peak}, S_{u,res}, S_{u,rem}$	$S_t$	ASTM 2573
Geophysics	$V_s, V_p, \rho, T_s$	$G_o$ y $E_o$	ASTM D5777, D6429-99, D7400-08, D4428M

Where:  $q_t$  and  $f_s$  tip and cone friction resistances,  $u_2$  dynamic pore pressure,  $V_p$  and  $V_s$  P and S wave velocities,  $\Delta u$  pore pressure dissipation with respect to time,  $u_o$  hydrostatic pore pressure,  $\rho$  electrical resistivity,  $T_s$  fundamental period of vibration of the soil deposit, OCR preconsolidation ratio,  $E_o$  modulus of deformation at low strains,  $C_c$  compression index,  $\gamma$  volumetric weight,  $K_0$  Earth pressure at rest,  $\rho_A, \rho_B$  and  $\rho_C$  pressures obtained with the pressuremeter,  $\phi'$  effective angle of internal friction,  $S_{u,peak}, S_{u,res}$  and  $S_{u,rem}$  undrained peak, residual and remolded resistance measured in the vane test,  $S_t$  sensitivity

One of the field tests that has re-emerged from the past has been the vane shear test mainly because it is now possible to apply the torque force to the depth of the test and it is feasible to determine more efficiently the following strengths: maximum ( $S_{u,peak}$ ), residual ( $S_{u,res}$ ) and remolded ( $S_{u,rem}$ ) shear strength.

The main factors affecting vane test results are as follows:

- Vane rotation rate
- Execution process
- Soil sensitivity
- Failure time

The  $VST$  is a controlled deformation test, so that as the rotational speed increases in the test, the resistance obtained will vary. In principle, as the rotation speed increases, the resistance increases slightly, but in a certain deformation speed interval the soil changes from drained to undrained behavior, i.e. the increase in pore pressure generated when applying the shear stress can no longer be

dissipated, and in these conditions the resistance decreases to a minimum value, which represents the undrained resistance of the soil. Subsequently, as the rotational speed increases again, the soil resistance increases too. A priori, it is not possible to know at which rotation speed the minimum resistance is obtained, since it is mainly a function of the type of soil, its anisotropy, the existing stress and drainage conditions and the alteration induced during the execution of the test.

In general, the rotation speed indicated in international standards (ASTM D2573 / D2573 M) is 0.05 and 0.2 %/s, which is adequate for some types of soil deposits, but this is not necessarily true for other soils or conditions, as in the case of tailings deposits or the clays of the Valley of Mexico, so it is always advisable to verify this aspect for a particular project.

In 1973, Bjerrum proposed to apply a correction factor ( $\mu$ ) to the undrained resistance determined by the field vane test, to consider the speed of load application, which is dependent on the plasticity index of the soil, according to eq (1):

$$s_u = \mu s_{VST} \quad (1)$$

It is important to note that the criterion for determining the value of  $\mu$  is not uniform due to the diversity of soft soils. Kayabali and Tufenkci (2010) observed that when the natural water content of the soil is close to its plastic limit, the estimation of  $s_u$  is adequate, but it is not if it is close to the liquid limit, which is the case of the very soft clays of CDMX.

Several authors have studied the factors that influence the determination of shear strength using the field vane test ( $s_{u,VST}$ ), and have found that the main ones are (Jamiolkowski *et al.* 1985, Larsson, 1980, Hirabayashi *et al.* 2017 and Watson *et al.* 2000): OCR, the overconsolidation pressure ( $p'_L$ ), the plasticity index ( $IP$ ), rate vane rotation ( $\dot{\theta}$ ), anisotropy of soil, progressive failure, reduction of shear strength due to the disturbance and change of pore water caused by insertion of vane and gain of shear strength during waiting time following the insertion.

In 1974, Bjerrum demonstrated that strength in soft clays depends on the rate at which the clay is brought to failure. After this, a lot of research has been done to prove this finding (i.e. Peuchen and Mayne, 2007; Wilson *et al.* 2016). Current codes, ASTM D2573 / D2573 M, recognize this aspect and establish that the rates of vane rotation must be in the range between 0.05 and 0.2 %/s. However, it has been observed that in some soil deposits a higher rotation rate than 0.2%/s is required for the undrained behavior to occur and thus be able to determine the short-term resistance to shear, but this rate cannot be as high as viscous phenomena could occur that could increase undrained resistance (Quinn and Brown, 2011, and Wilson et al., 2016)

## 1.2 Objective

This article presents experimental results on the VST strain rate influence for estimating the undrained shear resistance ( $s_u$ ) for clayed deposits in four sites of Mexico City and at one tailing dam in northern Mexico considering several factors. The objective of this research is to evaluate, for the conditions where the experiments were conducted, the optimal rotation rate of the vane to determine the undrained resistance.

## 2 EQUIPMENTS USED AND TEST PROCEDURE

The VST tests were carried out with an AP Van den Berg instrumented vane, using hydraulic equipment mounted on a truck for driving. Depending on the shear strength of the soil, different vane geometries were used. The test procedure was in accordance with ASTM D2573, driving the vane with protection up to 50cm before the test point, and then opening the protection to drive the vane into the soil until reaching the test depth (conventional driving). In one of the CDMX sites studied, the vane was also driven using a drill rig, *i.e.*, the drill rig makes a hole up to 50 cm before the test depth and then drives the vane into the soil to the test depth (drill driving). The purpose of this was to evaluate the effect of the vane driving process on results, for instance, the stress relaxation, vane insertion, and increase in confining pressure.

## 3 RESULTS

Results are presented in terms of the variation of the peak, residual, and remolded shear strengths with respect to rotation rate, depth, and driving process. The sensitivity ( $S_i$ ), the correction factor of the resistance obtained with vane tests ( $\mu$ ), and the time in which the failure occurs in the soil are also studied.

### 3.1 Mexico City soft clays

Undrained Triaxial tests, VST and CPTu tests were conducted in four sites of CDMX, where clayed deposits are normally consolidated soils with varying water contents between 150% and 500%. Peak, residual, and remolded strengths were evaluated for rotation rates varying from 0.1 to 0.2°/s. At one site the rotation rate was extended up to 4°/s.

#### 3.1.1 Peak, residual, and remolded resistances

Fig 1 presents the variation of the induced shear stress in the soil with respect to rotation angle ( $0 \leq \theta \leq 180^\circ$ ), rotation rate ( $\dot{\theta} = 0.1$  and  $0.2^\circ/\text{s}$ ) and depth ( $1.5\text{m} \leq z \leq 26\text{m}$ ), where the driving process was conventional (with a protected vane), for the so-

called Texcoco site in CDMX. The following is observed:

- Both shear stress and strength increase with depth.
- As the angle of rotation increases, the shear stress increases until it reaches its maximum value (peak strength,  $s_{peak}$ ), which in this case was at approximately  $\theta = 10^\circ$ , and then decreases to its residual value (residual strength,  $s_{res}$ ).

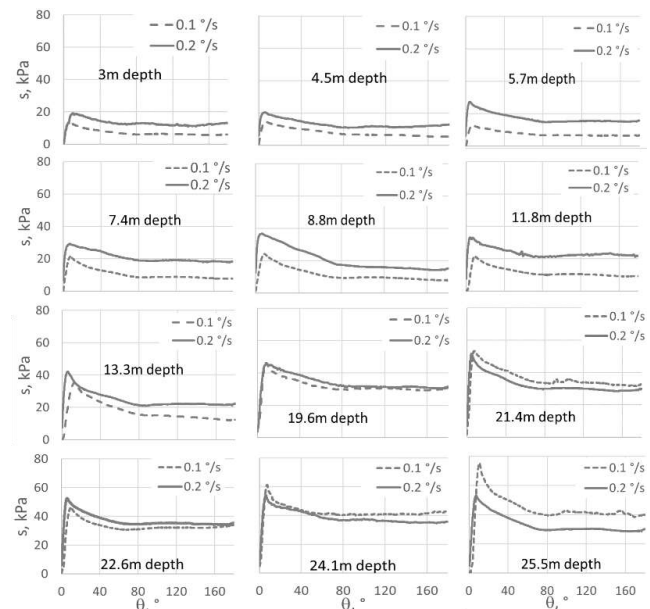


Figure 1. Variation of resistance  $s_{VST}$  with rotation angle ( $\theta$ ), rotation rate ( $\dot{\theta}$ ) and depth ( $z$ ), for Texcoco site.

The shapes of the  $s_{VST}$  vs  $\theta$  curves obtained for the two rotational rates,  $\dot{\theta} = 0.1$  and  $0.2^\circ/\text{s}$ , are similar; however, for depths  $z \leq 20\text{m}$  ( $\sigma'_v \sim 50\text{kPa}$ ), the induced shear stress is higher for the highest rotation rate used,  $\dot{\theta} = 0.2^\circ/\text{s}$ , but for greater depths  $z > 20\text{m}$  this trend is reversed.

Comparable results are shown in Figs 2a and 2b for the Soho site, with additional vane rotation rates values ( $\dot{\theta} = 0.1, 0.2, 0.5, 1$  and  $4^\circ/\text{s}$ ) and following the conventional driving process. In fact, shear stress and strength increase with depth, the peak strength are observed at  $\theta = 10^\circ$ , and at 20m depth, a change in the trend of the curves  $s_{VST}$  vs  $\theta$  for different rotation rates are also observed. Likewise, when comparing the peak and residual strengths with the one determined with the  $UU$  laboratory triaxial test, it is observed that the latter is remarkably similar to the residual strength,  $s_{U-TX-UU} \sim s_{res}$ , indicating soil disturbance during soil sampling.

Figs 2c and 2d present results for the Soho site but using the drill rig driving process. Results show that the shape of the  $s_{VST}$  vs  $\theta$  curves indicates that soil disturbance is induced during the driving process and the quality of the result is poor, so the drill driving process is inadequate for the case of clayey deposits in Mexico City.

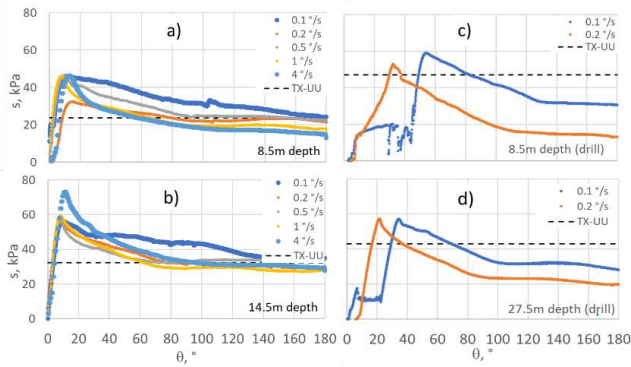


Figure 2. Variation of shear stress  $s_{VST}$  with the angle of rotation ( $\theta$ ), rotational rate ( $\dot{\theta}$ ), and depth ( $z$ ) with a conventional driving process (Figs 2a y 2b) and a drill rig driving process (Figs 2c and 2d), for the Soho site.

Fig 3 shows, summary results of  $s_{peak}$ ,  $s_{res}$ , and  $s_{rem}$  strengths in relation to rotation rate, depth, and type of driving, and their comparison with the undrained strength obtained from the triaxial test ( $s_{u, TX-UU}$ ). It is observed that the peak resistance increases as the depth increase, and also when the rotational rate is higher; however, for the 8.5m depth curve a minimum value is presented at the rotational speed of  $\dot{\theta}=0.2^\circ/s$ , and subsequently peak resistance increases and for  $\dot{\theta} > 0.5^\circ/s$  remains constant. On the other hand, it is observed that the peak resistance is higher than the undrained shear resistance determined in the TX-UU test. Regarding the residual strength, although it increases with depth, rotational speed does not affect it and its value is like the strength determined in the triaxial test. About the remolded resistance, variations are observed at rotation speeds lower than  $\dot{\theta} < 0.5$ , and then its value remains almost constant.

Fig 4 shows the variation of peak, residual and remolded resistances with respect to rotational speed and depth for the Antiguo Frontón, Barrio Letrán and Texcoco sites. In general, it is shown that by increasing the rotation speed from 0.1°/s to 0.2°/s the resistances decrease, although there are cases when the depth is greater than 20m, where the resistances increase slightly.

According to Figs 3 and 4, the reduction of the resistance value is part of the minimum of the curve  $\dot{\theta}$  vs  $s_{peak}$  and this is presented in the interval  $0.2^\circ/s < \dot{\theta} < 0.5^\circ/s$ , so it is in this interval that the undrained condition of the soil is found, which is greater than the rate established in the standards (0.05 and 0.2°/s). Therefore, the recommended value of vane rotation rate for the case of the Mexico City soft clays is  $0.2^\circ/s \leq \dot{\theta} \leq 2^\circ/s$ , and as mentioned before, this rate cannot be as high as viscous phenomena could occur that could increase undrained resistance (Quinn and Brown, 2011). Another important aspect is that these rotation rates lead to a shorter test time.

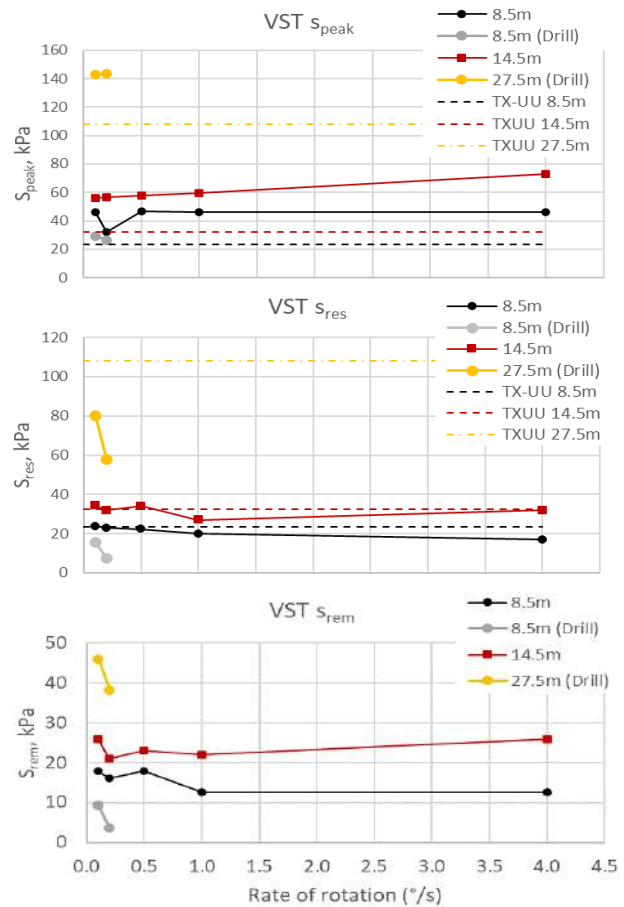


Figure 3. Variation of peak, residual and remolded resistances with respect to vane rotational speed and depth for the Soho site.

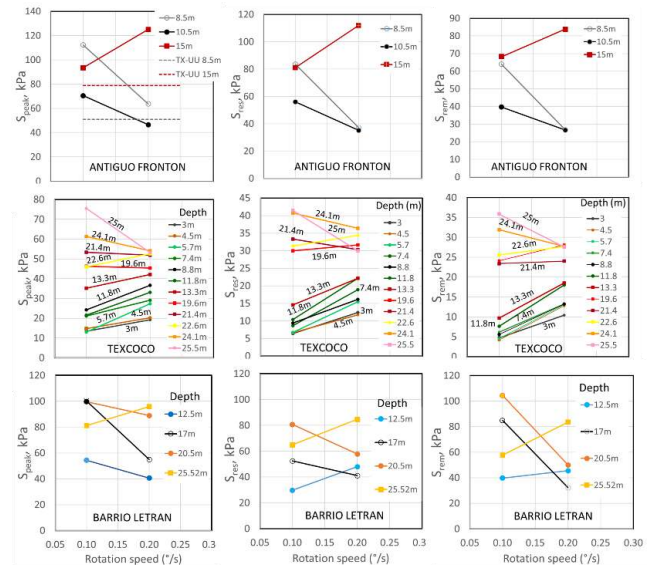


Figure 4. Variation of peak, residual and remolded resistances with respect to vane rotation speed and depth for sites: Antiguo Frontón, Texcoco and Barrio Letrán.



### 3.1.2 Sensitivity

Fig 5 shows the variation of sensitivity ( $S_t$ ) in relation to rotation, depth, and rotation rate for the Texcoco site, from which the following comments are obtained:

- As the angle of rotation increases, the sensitivity increases until it reaches its maximum value at approximately  $\theta=10^\circ$ , after which it decreases asymptotically.
- The range of variation of the maximum sensitivity value is between 2 and 8, for a rotational speed of  $0.1^\circ/s$ , and between 2 and 4 for speeds of  $0.2^\circ/s$ .
- Between depths  $0 \leq z \leq 20m$ , the sensitivity values obtained for rotational velocities of  $0.1^\circ/s$  are greater than those determined for the  $0.2^\circ/s$  velocity, and at greater depths the sensitivity value tends to be the same regardless of rotational velocity.

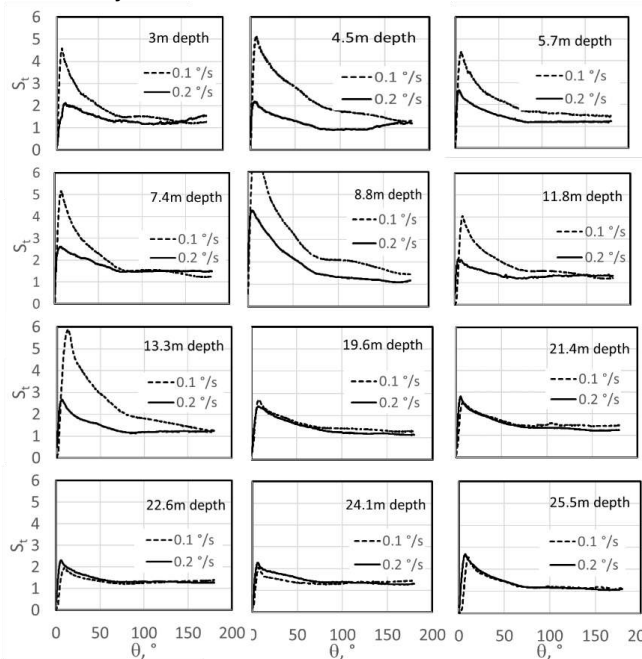


Figure 5 Variation of sensitivity ( $S_t$ ) with respect to rotation angle ( $\theta$ ), depth and driving speed, for Texcoco site.

Fig 6 shows the variation of sensitivity with respect to rotation speed and depth for the other cases studied. It is observed that as the rotation speed increases the sensitivity decreases, and this decrease is smaller at greater depths.

### 3.1.3 Failure time

Fig 7 shows the variation of the soil shear strength with respect to the time of load application until the soil fails, for each of the cases studied. The values for times greater than 250s correspond to the triaxial  $UU$  test. It is observed that, in general, the resistance is higher for the fast tests such as the vane test, where the time to failure is shorter. The general trend of the curve suggests that the correction factor

proposed by Bjerrum is appropriate to consider the speed of load application.

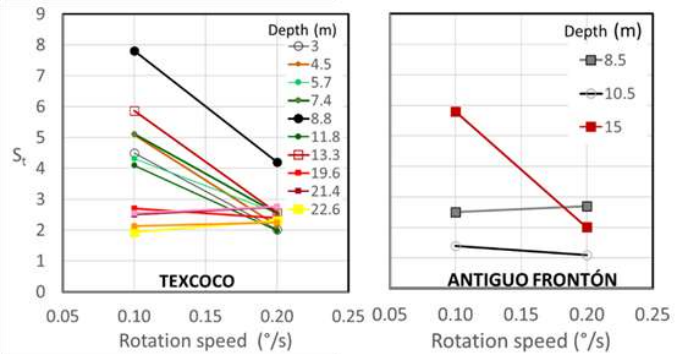


Figure 6. Variation of sensitivity ( $S_t$ ) in relation to rotation speed and depth for the Texcoco and Antiguo Frontón sites.

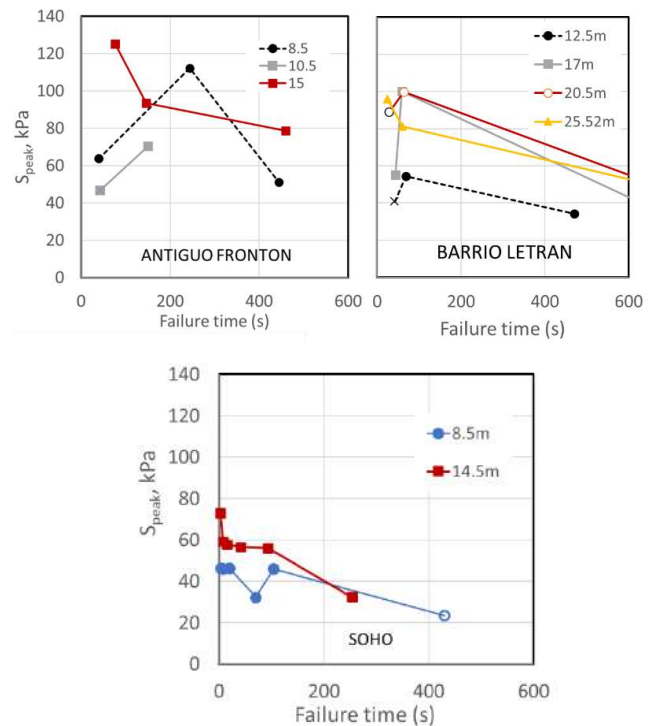


Figure 7. Variation of shear strength peak ( $S_{peak}$ ) with respect to the time required to reach failure and depth, for Antiguo Frontón, Barrio Letrán and Soho sites.

### 3.1.4 Correction factor $\mu$

This factor is obtained by comparing the peak resistance with respect to the undrained shear resistance value obtained with triaxial tests of the  $UU$  type,  $\mu = S_{u, TX-UU} / S_{peak}$ . Fig 8 shows the values determined for the cases studied, and no trend is observed with respect to the rotational speed since sometimes its value decreases as the speed increases, and in others, the opposite happens, however, an average value of  $\mu=0.55$  is obtained.

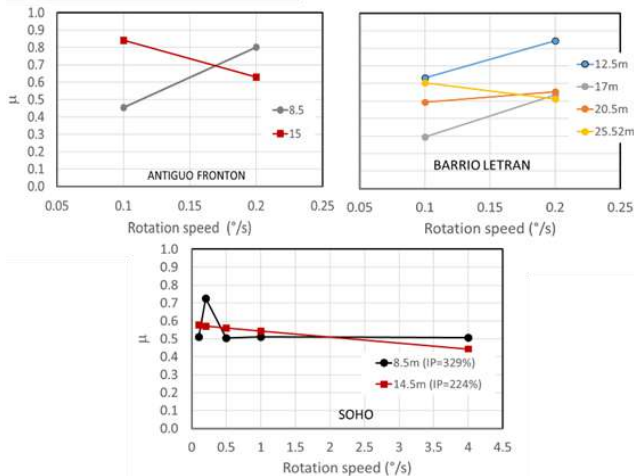


Figure 8. Variation of the correction factor  $\mu$  with respect to rotation speed and depth for the Antiguo Frontón, Barrio Letrán and Soho sites.

### 3.2 Dam tailing deposits

In a tailings dam, where deposits are partially saturated and intercalations are present between fine and granular strata (Fig 9), vane shear tests were performed at different rotational speeds (0.2 to 2°/s), in layers of fine soils.

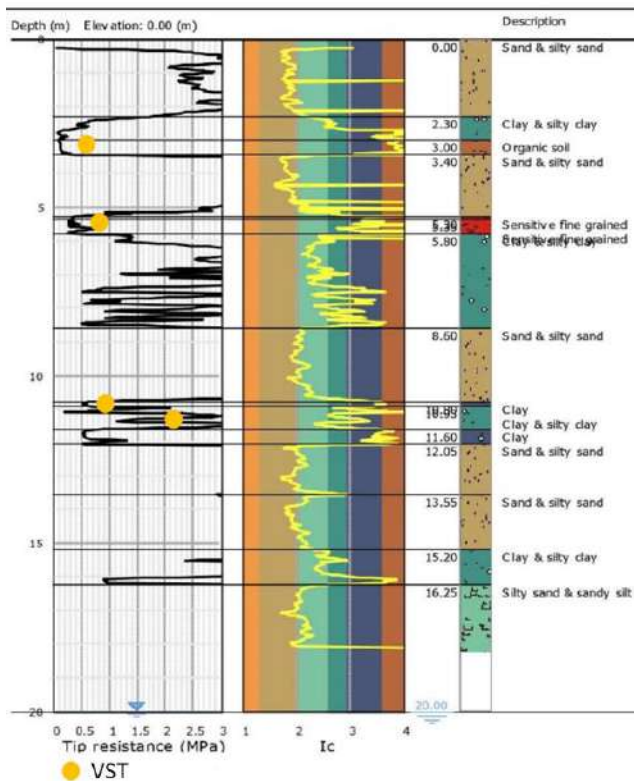


Figure 9. Stratigraphy of the tailings dam where vane tests were performed at different depths and rotational speeds in layers of fine soils (yellow circles).

Fig 10 shows the variation of the peak, residual and remolded resistances as the rotational speed increases. As in the previous cases, the resistances increase as the depth increases and it is observed that the  $s_{SVT}$  vs  $\dot{\theta}$  curves present a minimum value at  $\dot{\theta}=1^\circ/s$ , so it is recommended rotational speed for these tailing deposits. In relation to the sensitivity, there are variable magnitudes between 1 and 6, and in general, as the speed of the vane increases, the sensitivity decreases, as previously observed in the clayey deposits of Mexico City.

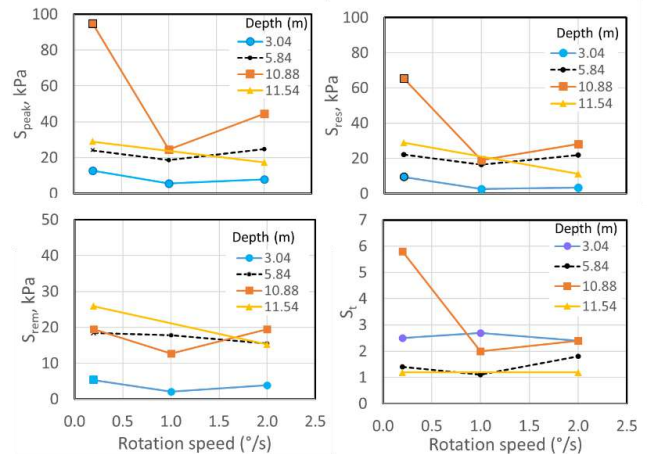


Figure 10. Variation of peak, residual and remolded resistances ( $S_{peak}$ ,  $S_{res}$  and  $S_{rem}$ ), as well as sensitivity ( $S_t$ ) with respect to depth and rotation speed, for the tailing deposit.

## 4 CONCLUSIONS

This article presents experimental results on the variation of the shear resistance with respect to the rotation rate of the VST for clayed deposits in four sites of Mexico City and a tailing deposit in northern Mexico, where it is difficult to obtain undisturbed soil samples.

For the case of clayed deposits, four sites were studied in Mexico City, where shear strength (peak, residual and remolded) were determinate using VST by varying the rotation speed from 0.1 to 2°/s. The results obtained show, in general, that by increasing the rotation speed from 0.1°/s to 0.5°/s the resistances decrease, although there are cases, when the depth is greater than 20m, where the resistances increase slightly.

In general, the  $\dot{\theta}$  vs  $S_{peak}$  curve grows asymptotically to a maximum value, but the observed reduction in the resistance value is part of the minimum of the  $\dot{\theta}$  vs  $S_{peak}$  curve as this occurs in the  $0.2^\circ/s < \dot{\theta} < 0.5^\circ/s$  interval, where undrained behavior of the soil is achieved without viscous phenomena. Therefore, for the case of the clayey deposits of Mexico City, this range of values is recommended to ensure that the correlations used in the cone are reliable. With respect to the residual strength value,

the presence of the minimum value is also observed but the changes are minor.

Two driving processes were also studied: conventional and drill driving processes. It was observed that for the case of clayey deposits in Mexico City the second one produces important alterations in the area where the test will be carried out, so this process is not recommended.

In the case of sensitivity, it is observed that as the rotation speed increases, the sensitivity decreases, and this decrease is smaller at greater depth.

Relative to the test speed, in general, the resistance is higher for the fast tests such as the vane test, where the time to failure is shorter. The general trend of the curve suggests that the correction factor proposed by Bjerrum is appropriate to consider the speed of load application.

On the other hand, no trend is observed in the value of the correction parameter  $\mu$  as the rotation speed changes, but its average value of  $\mu = 0.55$  is obtained for the clayey deposits of Mexico City.

In the case of the tailings deposits studied, results like those of Mexico City have been found. Experiments were done using rotation speed from 0.2 to 2°/s, and it was founded with increasing rotation speed the peak resistance presents a minimum value at 1°/s rotation. In relation to the sensitivity, there are variable magnitudes between 1 and 6, and in general, as the speed of the vane increases, the sensitivity decreases.

## 5 DISCUSSION

According to the ASTM and ISO standards, the rotation speed of the vane is defined in the interval of 0.05 and 0.2 °/s to determine the undrained strength of the soils. For some soils, such as those studied in this work, it was observed that the undrained shear strength occurs at higher rates, so the usual correction factor  $\mu$  to determine the value of the undrained strength by means of the VST test would be inadequate. Therefore, to have real values of the correction factor from the VST test, it is necessary to carry out a research campaign with this particular purpose.

## REFERENCES

- Bjerrum L. (1973), "Problems of soil mechanics and construction on soft clays and structurally unstable soils (collapsible, expansive and others)", *Proceedings of the 8th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Moscow; 1973. p. 111e59.
- Bjerrum L. (1974) Bjerrum, L. (1974), "Problems of soil mechanics and construction on soft clay", *Nowegian Geotechnical Institute*, Publication 110, Oslo.
- Hirabayashi H., Tanaka M. and Tomita R. (2017) "Effect of Rotation Rate on Field Vane Shear Strength", *The 27th International Ocean and Polar Engineering Conference*, San Francisco, California, USA, June.
- Jamiolkowski M, Ladd CC, Germaine JT, Lancellotta R. (1985), "New developments in field and laboratory testing of soils". *Proceedings of the 11th International Conference on Soil Mechanics and Foundations Engineering*. Rotterdam, Netherlands: A.A. Balkema. p. 57e153.
- Kayabali K, Tufenkci OO. (2010), "Shear strength of remolded soils at consistency limits". *Canadian Geotechnical Journal* 2010;47(3):259-266.
- Kulhawy, F.H. and Mayne, P.W. 1990. Manual on estimating soil properties for foundation design. *Report EL-6800. Electric Power Research Institute*, Palo Alto, 306 p.
- Peuchen J. and Mayne P (2007), "Rate effects in vane shear testing", *Proceedings of the 6th International Off shore Site Investigation and Geotechnics Conference: Confronting New Challenges and Sharing Knowledge*, 11–13 September, London, UK
- Quinn, T.A.C. and Brown, M. J (2011), "Effect of strain rate on isotropically consolidated kaolin over a wide range of strain rates in the triaxial apparatus" *International Symposium on Deformation Characteristics of Geomaterials*, September 1–3, 2011, Seoul, Korea.
- Larsson R. (1980), "Undrained shear strength in stability calculation of embankments and foundations on soft clay". *Canadian Geotechnical Journal*;17(4):591e602.
- Robertson and Cabal (2015), *Guide to Cone Penetration Testing for Geotechnical Engineering*, 6th edition, Gregg Drilling & Testing, Inc.
- Santoyo E., Lin Xue R. and Ovando E. (1989), *El cono en la exploración geotécnica*, TGC Geotecnia, México.
- Watson PG, Suemasa N. and Randolph MF. (2000), "Evaluating undrained shear strength using the vane shear apparatus". *Proceedings of the 10th International Offshore and Polar Engineering Conference*. The International Society of Offshore and Polar Engineers; 2000. p. 485e93.
- Wilson, Kouretzis, Pineda and Kelly, (2016), "On the determination of the undrained shear strength from vane shear testing in soft clays", *Geotechnical and Geophysical Site Characterizations 5 – Lehane, Acosta-Martinez & Kelly (Eds) © 2016 Australian Geomechanics Society*, Sydney, Australia, ISBN 978-0-9946261-1-0.







Sociedad Mexicana de  
Ingeniería Geotécnica, A.C.

## **SECCIÓN 2. ESTRATEGIA DE GESTIÓN Y OPERACIÓN DEL DEPÓSITO DE JALES.**

SESSION 2. MANAGEMENT AND OPERATION STRATEGIES OF  
TAILINGS STORAGE FACILITIES



# Aplicación de metodología TARP

## TARP methodology application

Manuel CERVANTES<sup>1</sup>, Omar DE SANTIAGO<sup>1</sup>✉, César GALLEGOS<sup>2</sup> y Alejandro ORTIZ<sup>1</sup>

<sup>1</sup>SRK Consulting México.

<sup>3</sup>Industrias Peñoles

**RESUMEN:** Actualmente, en la industria minera, la disposición y almacenamiento de residuos mineros o jales ha cobrado relevancia significativa debido al cambio de la normatividad internacional de los depósitos de residuos mineros (TSF, Tailings Storage Facilities) o presas. Para mantener la seguridad de estos depósitos, existen estándares internacionales que rigen los criterios de diseño. Algunas de estos estándares incluyen el monitoreo de la variación del nivel freático, presión de poros, desplazamientos, asentamientos y/o emersiones, en las estructuras de material compactado. Una falla en un TSF implica un potencial escenario con pérdidas materiales, daños medioambientales y, en el peor de los casos, fatalidades. Con este contexto, la metodología de los Planes de Respuesta a las Acciones Desencadenantes (TARP, Trigger Action Response Plan) representan una herramienta para detectar variaciones en los parámetros monitoreados. Esta metodología consiste en fijar valores permisibles en los parámetros y establecer acciones a realizar si estos alcanzan los umbrales fijados. Este documento describe tres casos de aplicación de TARPs en distintos proyectos y la adecuación a las condiciones de cada sitio.

**ABSTRACT:** Currently, in the mining industry, the disposal and storage of mining waste or tailings has gained significant relevance due to the change of international regulations on mining waste deposits (TSF, Tailings Storage Facilities) or dams. To maintain the safety of these deposits, there are international standards that govern the design criteria. Some of these standards include monitoring the variation of the water table, pore pressure, displacements, settlements and/or emersion, in compacted material structures. A failure in a TSF implies a potential scenario with material losses, environmental damage and, in the worst case, fatalities. With this context, the Trigger Action Response Plan (TARP) methodology represents a tool to detect variations in the monitored parameters. This methodology consists of setting permissible values in the parameters and establishing actions to be taken if they reach the set thresholds. This document describes three cases of application of TARPs in different projects and the adaptation to the conditions of each site.

✉ *Autor de Correspondencia:* [osantiago@srk.com](mailto:osantiago@srk.com)

## 1 INTRODUCCIÓN

La metodología de los Planes de Respuesta a las Acciones Desencadenantes (TARP, Trigger Action Response Plan) es una herramienta para la prevención del riesgo y control de incidencias a través de detección temprana en las presas de jales. Entre sus objetivos está identificar parámetros de monitoreo relacionados a su seguridad, así como al comportamiento con el medioambiente. Cada parámetro de monitoreo se rige por niveles de activación definidos a partir de análisis de riesgo geotécnico, geológico y/o hidrológico; relevantes al sitio en específico y a las situaciones de riesgo a las cuales están aplicados.

Cada parámetro TARP y sus actividades deben estar claramente vinculados a un sistema de vigilancia de peligros y el reconocimiento de un punto de activación debe ser muy específico (Government, 2017). Usualmente, se prefieren puntos de monitoreo físicos con fácil acceso.

Los TARPs se distinguen por utilizar una clave de fácil interpretación por medio de escala de colores para que el personal—con o sin capacitación previa—interprete los niveles de escala de riesgo en cada parámetro monitoreado, por ejemplo:

- **Verde:** Condiciones normales, no requiere acción.
- **Amarillo:** Advertencia temprana, notificar a diseñador.
- **Naranja:** Acción correctiva, notificar al Ingeniero de Registro (EoR).
- **Rojo:** Acción inmediata, notificar al Ingeniero de Registro (EoR).

## 2 METODOLOGÍA

De acuerdo con Rudy (2022) existen niveles de activación basados en monitoreo de piezómetros, inclinómetros o monumentos topográficos y niveles visuales. No obstante, independiente del parámetro explorado, se recurre a modelos de estabilidad que

representen lo más fielmente posible el estado actual de la presa, para establecer las condiciones operativas normales y análisis de sensibilidad, para definir los niveles de activación en función del riesgo que representan los cambios de cada parámetro.

### 2.1 Niveles piezométricos

Para encontrar la condición operativa de este parámetro, se optó por determinar la línea de corriente superior, bajo condición de flujo establecido, a partir de la altura máxima de agua históricamente registrada en los piezómetros disponibles.

Para establecer los niveles de activación se determina la elevación de la línea de corriente superior, que provocaría excesos de presión de poro, que resultan en factores de seguridad (FoS) que a su vez comprometen la seguridad de las presas. Ledesma (2022) muestra un caso de estudio con diferentes desencadenantes, entre ellos el incremento del nivel de agua, donde los excesos de presión de poro se desarrollan tanto en el jal, como en las estructuras de tierra y generan el colapso de la TSF.

### 2.2 Desplazamientos (topografía, inclinómetros e inspecciones visuales)

Para este caso, la condición operativa está representada por los registros iniciales de los elementos de control (instrumentación), y para determinar los niveles de activación, se definen mediante análisis de sensibilidad: utilizando usualmente modelos construidos con herramientas numéricas, para determinar los desplazamientos que provocan inestabilidad en cualquier punto de la presa, es decir, que generen FoS que, según el criterio de diseño de cada sitio, comprometan la seguridad de las presas.

En la práctica, es preferible el uso de análisis de cargas desencadenantes para indagar el comportamiento de las presas después de la construcción y posibles escenarios de falla (Ledesma, 2022).

### 2.3 Operación del embalse

Dado que el nivel de jales o agua dentro del embalse de la presa es un parámetro observable y que impacta de forma directa en los niveles piezométricos dentro de las presas, la elevación de los jales, el agua dentro de la pileta de sobrenadante y/o el bordo libre son parámetros que mediante un análisis de flujo pueden utilizarse como un parámetro de la metodología TARP. El procedimiento para determinar los umbrales de este nivel consiste en realizar un análisis de sensibilidad y obtener los valores que generan inestabilidad dentro de la presa.

Por otro lado, la erosión y la filtración en cualquier elemento de las presas son parámetros empíricos, es decir, observables, que pueden ser utilizados como elementos para la aplicación de la metodología. En cualquier caso, cuando se presente un cambio en el estado de estos parámetros, debe ser registrado y reportado al EoR, quien definirá el procedimiento a seguir.

## 3 APLICACIONES

### 3.1 La Ciénega (TSF3)

Uno de los casos estudiados es el de mina La Ciénega ubicada en el estado de Durango, en el municipio de Santiago Papasquiaro. La presa analizada en este apartado—como aplicación de la metodología TARP—es la Presa de Jales 3 (TSF-3). Este depósito ha estado operando desde el año 2020. La longitud del embalse es de aproximadamente 500 m (Figura 1a), el bordo principal tiene una altura máxima de 75 m y un ancho de cresta de 20 m, la pendiente aguas arriba es 1.37:1 de relación de inclinación y pendiente aguas debajo de 1.5:1 (Figura 1b).

Como instrumentación para el monitoreo geotécnico de la presa existen nueve piezómetros abiertos y siete de cuerda vibrante.

Los parámetros monitoreados para accionar los diferentes niveles de la metodología TARP se describen en la Tabla 1.

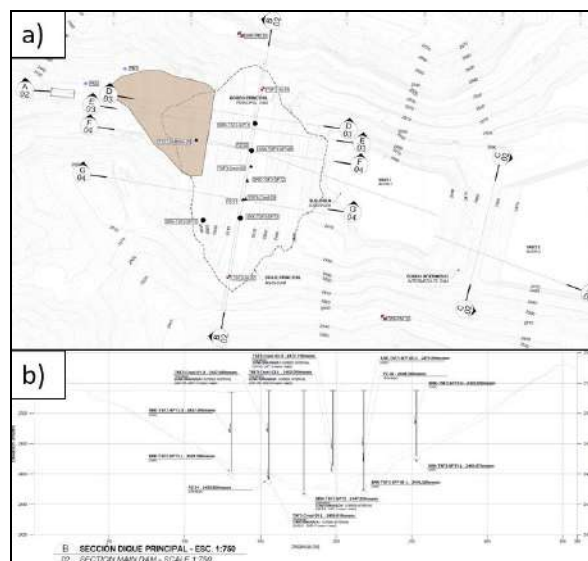


Figura 1. La Ciénega: (a) vista en planta y (b) elevación en bordo principal.

### 3.2 Sabinas (TSF4)

La unidad minera Sabinas se encuentra en la parte norte del estado de Zacatecas, en el municipio de San Martín. La presa seleccionada es la Presa de Jales 4 (TSF-4). EL bordo iniciador tiene una altura

Tabla 1. TARPS La Ciénega (TSF3).

Descripción	Frecuencia	Indicador	Acción
Nivel de pileta de sobrenadante Medir la longitud de la playa	Semanal	El área de la pileta de sobrenadante es entre 40% y 25% del área de deposición a una elevación específica	No se requiere acción
		El área de la pileta de sobrenadante es más de 40% del área de deposición a una elevación específica	Reducir el área de la pileta de sobrenadante a menos del 40% del área de deposición para evitar una disminución en la vida de almacenamiento de la TSF. Consultar con el equipo del EoR designado
		La playa de jales es de menos de ~90 m (es decir, la altura máxima de la presa conforme a la NOM-141-SEMARNAT-2003).	Consultar con el equipo del EoR designado
Elevaciones de jales y pileta de sobrenadante Las elevaciones de los jales y la pileta de sobrenadante se deben registrar todos los días y compararse con la elevación mínima de la contención con revestimiento	Semanal	3 m o más de la elevación de los jales o el sobrenadante a la contención con revestimiento más baja	No se requiere acción
		Menos de 3 metros de la elevación de los jales o el sobrenadante a la contención con revestimiento más baja	<ul style="list-style-type: none"> <li>Incrementar el ritmo de bombeo de la pileta de sobrenadante a la planta para reducir la elevación de la pileta.</li> <li>Evaluar el RoR en relación con la planeación de la construcción</li> <li>Considerar la extensión vertical de la contención con revestimiento</li> </ul>
		Los jales o el sobrenadante alcanzan o exceden la parte superior de la contención con revestimiento	Detener la deposición de jales para asegurar la contención El propietario debe reportar a las autoridades según sea necesario
Piezómetros. Aumento en la elevación de la superficie freática por arriba de la elevación piezométrica TARP	Diario	Elevación breve por arriba de la elevación piezométrica TARP (menos de 2 días)	No se requiere acción
		Elevación que se sostiene y continúa por 2 días o más por arriba de la elevación piezométrica TARP	Consultar con el equipo del EoR designado para que recomiende el curso de acción
		Excede la recomendación del nivel anterior	Informar a la gerencia del sitio y curso de acción determinado por el EoR y coordinación con el propietario
Filtraciones: Observación de filtraciones en el pie del terraplén o desde la pendiente o estribos del terraplén	Semanal	No se observan filtraciones	No se requiere acción
		Flujos de drenado por arriba de las mediciones históricas	<ul style="list-style-type: none"> <li>Investigar la causa del aumento de los flujos de drenado (por ejemplo, relacionado con lluvia)</li> <li>Determinar si el flujo está aumentando y/o es turbio</li> <li>Consultar con el equipo del EoR designado para determinar cualquier acción necesaria</li> </ul>
		Determinado por evaluación del EoR	Determinada por el EoR y coordinación con el propietario
Flujos de drenado Las mediciones regulares de flujos de drenado indican una desviación de las normas históricas	Semanal	Flujos de drenado iguales o inferiores a las mediciones históricas	No se requiere acción
		Flujos de drenado por arriba de las mediciones históricas	<ul style="list-style-type: none"> <li>Investigar la causa del aumento de los flujos de drenado (por ejemplo, relacionado con lluvia)</li> </ul>

Descripción	Frecuencia	Indicador	Acción
			<ul style="list-style-type: none"> <li>Determinar si el flujo está aumentando y/o es turbio</li> <li>Consultar con el equipo del EoR designado</li> </ul>
		Determinado por evaluación del EoR	Determinada por el EoR y coordinación con el propietario
		No se observa ninguna de estas condiciones durante las inspecciones	No se requiere acción
Deformación o erosión Se observa agrietamiento, hundimiento, abultamiento, asentamiento, socavones o formación de surcos/hondonadas	Semanal	Se observan condiciones durante las inspecciones	<ul style="list-style-type: none"> <li>Preparar un reporte detallado incluyendo descripciones, dimensiones, ubicaciones y fotografías.</li> <li>Consultar con el equipo del EoR designado para determinar cualquier acción necesaria</li> </ul>
		Determinado por evaluación del EoR	Determinada por el EoR y coordinación con el propietario

aproximada de 45 m, y se realizaron seis recrecimientos aguas arriba con una altura total aproximada de 31 m (Figura 2). Actualmente, se concluye la construcción de un contrafuerte que no implica incremento en la altura de la presa.

La presa tiene 22 piezómetros de cuerda vibrante y cuatro inclinómetros automatizados (SAA). Los parámetros monitoreados para accionar los diferentes niveles de la metodología TARP se describen en la Tabla 3.

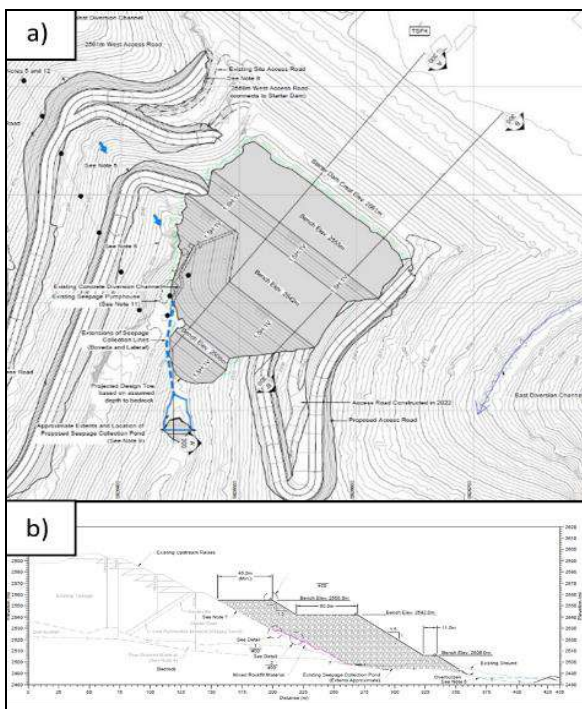


Figura 2. Sabinas: (a) vista en planta y (b) elevación en bordo principal.

### 3.3 Mina en San Luis Potosí (TSF4)

En este depósito localizado en San Luis Potosí, el bordo iniciador tiene aproximadamente 25 m de altura, se construyeron recrecimientos aguas arriba de aproximadamente 25 m de altura. Además, la presa se reforzó con un contrafuerte (Figura 3).

Para el monitoreo geotécnico se instalaron 40 piezómetros de cuerda vibrante en 19 ubicaciones, 12 monumentos topográficos, dos puntos de control (medidos con una estación total robotizada), seis inclinómetros automatizados (SAA) y un sistema de alerta ante rompimiento de la estructura de tierra.

Los parámetros monitoreados para accionar los diferentes niveles de la metodología TARP se describen en la Tabla 2.

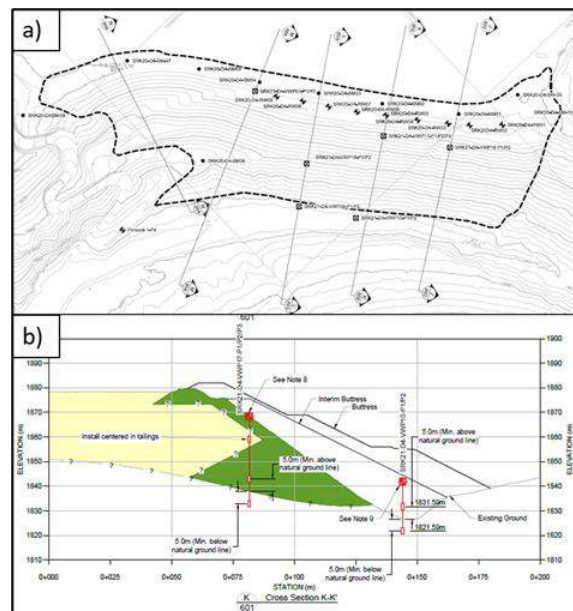


Figura 3. Mina en San Luis Potosí: (a) vista en planta y (b) elevación en bordo principal. Vista en planta del TSF4



Tabla 2. TARPS Sabinas (TSF4).

Descripción	Frecuencia	Indicador	Acción
Piezómetros (pozos de control y piezómetros de cuerda vibrante)	Telemetría Piezómetros (VWs) (dos veces al día) Pozos de monitoreo (MWs). Una vez a la semana	<0.5 m de aumento de la presión de poros.	Ninguna acción
		<ul style="list-style-type: none"> <li>• <math>\geq 0.5</math> m de aumento de la presión de poros.</li> <li>• <math>\geq 1.0</math> m de disminución de la presión de poros.</li> <li>• 3 lecturas consecutivas que muestren un aumento acumulado de la presión de poros <math>\geq 1</math> m.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Comunicar inmediatamente a diseñador para su evaluación.</li> <li>• Comunicar inmediatamente a diseñador para su evaluación.</li> <li>• Comunicar a diseñador para su evaluación.</li> </ul>
		Una Acción Correctiva o condición de Emergencia será determinada a través de la evaluación y comunicada por diseñador.	
Prismas topográficos	Cada 2 semanas	No se detecta movimiento o tendencia consistente en el movimiento ( $0 \leq 10$ mm/mes).	Ninguna acción.
		No hay una tendencia consistente (es decir, hay una aceleración en el movimiento " $> 10$ mm/mes", se detecta un nuevo movimiento o un cambio en la dirección del movimiento).	Comunicar inmediatamente a diseñador para su evaluación. diseñador informará entonces al equipo del proyecto sobre el camino a seguir.
		Una Acción Correctiva o condición de Emergencia será determinada a través de la evaluación y comunicada por diseñador (esto es porque puede haber error en las lecturas del prisma).	
Información de "Shape Array"	Telemetría SAA (una vez al día)	No se detecta movimiento o tendencia consistente en el movimiento ( $\leq 0,02$ mm/día)	Ninguna acción
		Aceleración ( $> 0,05$ mm/día) o cambio en las tendencias de movimiento	Comunicar inmediatamente a diseñador para su evaluación.
		Una única lectura que muestra un movimiento excesivo ( $>1$ cm)	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Comunicar inmediatamente a diseñador para su evaluación.</li> <li>• Todo el personal debe ser evacuado inmediatamente de la presa y de la zona aguas abajo de la presa</li> </ul>
Inspección visual	Diario (vehículo)	No se detecta nada durante la inspección.	Ninguna acción
	Caminatas semanales	Pequeños agrietamientos, desprendimientos, abultamientos, hundimientos, aparición de filtraciones en lugares que antes no estaban, filtraciones sucias, aumento de la tasa de filtración.	El informe de la inspección debe ponerse a disposición de diseñador para su revisión (dentro de las 24 horas posteriores a la inspección). El informe debe incluir detalles adecuados (dimensiones de las características y fotografías).
	Diario en áreas de construcción	Signos significativos de inestabilidad, grandes grietas, desprendimientos y abultamientos, etc.	Comunicar inmediatamente a diseñador para su evaluación (si es seguro hacerlo, documentar las dimensiones de las características y tomar fotografías)



Tabla 3. TARPS Mina en San Luis Potosí (TSF4).

Descripción	Frecuencia	Indicador	Acción
Piezómetros	Telemetría Piezómetros (VWs) (dos veces al día) Pozos monitoreo (una vez a la semana)	Valores menores a los históricos	Ninguna acción
		Valores mayores a los históricos	Advertencia menor
		Valores mayores a los históricos y que provocan condiciones de bajo de la unidad del FoS en los análisis	Acción correctiva
		Una Acción Correctiva o condición de Emergencia será determinada a través de la evaluación y comunicada por diseñador (esto es porque puede haber error en las lecturas de los piezómetros).	
Bordo libre	Semanal	Bordo libre mayor que 3m	Ninguna acción
		Bordo libre menor a 3m	Advertencia temprana
		Bordo libre menor a 3m y una tormenta pronosticada con predicciones de sobrepasar bordo	Acción correctiva
		Desbordamiento de la presa	Una Acción Correctiva será determinada a través de la evaluación y comunicada por diseñador.
Erosión en talud de la presa	Semanal	Canales de erosión con 30cm de profundidad	Ninguna acción
		Canales de erosión más profundos que 30cm	Advertencia temprana
		Canales de erosión más profundos que la mitad del ancho de corona o con filtraciones visible	Acción correctiva
		Filtraciones y sedimentos (material de la presa o jales) transportados por los canales o en el talud de la presa	Una Acción Correctiva o condición de Emergencia será determinada a través de la evaluación y comunicada por diseñador.
Deformación de estructura de la presa Prismas de monitoreo topográfico e inclinómetros (SAA)	Telemetría de la estación total (prismas) e inclinómetros (SAA)	Movimientos menores que 20mm	Ninguna acción
		Movimientos mayores que 20mm entre lecturas o comparando la lectura inicial	Advertencia temprana
		Movimientos mayores a 50mm Se aprecian grietas	Acción correctiva
		Movimientos provocan una inestabilidad mayor	Una Acción Correctiva o condición de Emergencia será determinada a través de la evaluación y comunicada por diseñador.
Filtraciones	Semanal	Movimientos menores que 20mm	Ninguna acción
		Se observan filtraciones	Advertencia temprana
		Las filtraciones incrementan y contienen sólidos	Acción correctiva
		Se forma tubificación a través de la presa	Una Acción Correctiva o condición de Emergencia será determinada a través de la evaluación y comunicada por diseñador.

#### 4 SIMILITUDES Y DIFERENCIAS

Se analizaron los TARP's de tres presas de jales con similitudes y diferencias en las condiciones de los sitios, características de los jales y de las estructuras que conforman las presas. A continuación, se exponen las principales similitudes y diferencias de la aplicación de la metodología para los tres proyectos.

##### 4.1 Similitudes

- Nivel de agua: los tres proyectos cuentan con instrumentación para medir los niveles de agua (piezómetros abiertos y/o de cuerda vibrante). La frecuencia de monitoreo depende de la región y temporada de lluvia.
- Desplazamientos: en los tres proyectos el desplazamiento funge como elemento de monitoreo. Sin embargo, solo dos de los proyectos (Sabinas y La Presa en San Luis Potosí) cuentan con inclinómetros automatizados (SAA). Por otra

parte, La Ciénega tiene monumentos monitoreadas periódicamente, mientras que Sabinas cuenta con prismas.

- Erosiones y filtraciones: las inspecciones visuales se realizan en los tres proyectos, pueden ser subjetivas, dependientes de la experiencia del ingeniero en campo y de las zonas exploradas. No obstante, existen comportamientos clave como coloración, arrastre de sólidos, variación de flujo que pueden registrarse indistintamente.

#### 4.2 Diferencias

- La Ciénega no cuenta con estructuras para almacenar y tratar agua (déficits que alteran el balance de aguas de la mina); se recurre al mismo embalse para solventar este propósito. La mayor parte del año, el embalse presenta agua sobrenadante, los TARPs incorporan una alerta para garantizar la extensión de la playa de jales, limitando el crecimiento del espejo de agua en términos de superficie (preferible dado a la creciente geometría del embalse). El incremento de agua puede deberse tanto a la precipitación de la región, como la relación agua-sólidos de la pulpa de jal. Por lo anterior, el control de este último parámetro es clave en la prevención del riesgo y control de incidencias.
- La mina ubicada en San Luis Potosí, tampoco cuenta con espacio para almacenamiento de agua, pero a diferencia de la presa en La Ciénega, esta TSF ya no opera, únicamente se monitorea el agua dentro de la presa (principalmente agua de lluvia). Por lo anterior, se utilizan el bordo libre y la erosión de los taludes, como herramientas de control en la metodología TARP.
- La TSF3 en La Ciénega fue completamente impermeabilizada mediante el uso de geosintético (liner), mientras que las presas de Sabinas y la mina ubicada en San Luis Potosí no cuentan con impermeabilización, por lo que en el primer proyecto no se considera la erosión en el talud aguas arriba como un parámetro de monitoreo TARP, mientras que en los otros dos proyectos sí lo es.
- La mina ubicada en San Luis Potosí tienen datos históricos (estación climatológica, niveles piezométricos y mediciones de desplazamiento); la proyección del comportamiento de los piezómetros permite descartar falsas alertas por niveles de agua extraordinarios.
- Inspección visual, la TSF en Sabinas implica inspecciones periódicas en el bordo principal (frecuencia de inspección diaria) y el resto del cuerpo (frecuencia de inspección semanal), como medida de detección temprana de anomalías. En el resto de los casos la frecuencia de las inspecciones ya sea sobre el bordo principal o el cuerpo de la TSF no varía.

## 5 CONCLUSIONES

En esencia, se puede observar que hay ciertos parámetros comunes entre los TARPs de los tres proyectos, con variaciones en los niveles de tolerancia adoptados según sea la configuración de cada presa en particular. Sin embargo, para cada caso, se elaboran TARPs acorde a la disponibilidad de instrumentos, en función de la forma de operación de cada presa y las condiciones específicas de cada sitio.

Por otro lado, la implementación de la metodología TARP es más efectiva a medida que se tiene una mayor cantidad de datos histórico de los parámetros que se monitorean, esto debido a que los niveles de alerta pueden definirse con referencia a eventos extraordinarios conocidos. Así mismo, quien implementa esta metodología debe estar familiarizado con las condiciones del sitio y las características de la presa; el objetivo principal recae en integrar la mayoría de los parámetros que influyen sobre la estabilidad de la presa.

## REFERENCIAS

- Rudy, A. L. M. (2022). "Metodologías propuestas para el dictado de niveles de activación y planes de respuesta para depósitos de jales en México". *XXXI Reunión Nacional de Ingeniería Geotécnica*, 275-279.
- Government, V. S. (2017). Technical Guideline Design and Management of Tailings Storage Facilities. *Earth Resources Regulation*.
- Ledesma, O. A. S. (2022). "Procedure for assessing the liquefaction vulnerability of tailings dams". *Computers and Geotechnics*, 1 - 16.



# Estrategia de gestión de un depósito de jales filtrados en el sur de México

## Management strategy for a filtered tailings deposit in southern Mexico

**Aldo PALACIOS ARVIZU<sup>1</sup>, Alfonso RICO ALVAREZ<sup>2</sup>✉ y Emmanuel GARCIA CARRASCO<sup>2</sup>**

<sup>1</sup> Minera Media Luna, Torex Gold

<sup>2</sup> NewFields Servicios de México

**RESUMEN:** La mayoría de las instalaciones de almacenamiento de jales en el mundo, involucran presas de jales convencionales, aquellas con contenidos de sólidos entre 25% y 60%. Dado que el futuro de la minería incluye un mayor escrutinio en seguridad, gestión del medio ambiente y uso del agua, a menudo se busca un compromiso de la industria con alternativas limpias, más allá de las presas de jales convencionales. Es probable que la presión para buscar enfoques alternativos de gestión de jales sólo se intensifique en el futuro. La industria minera ha optado por utilizar con mayor frecuencia, principalmente en zonas sísmicas, los Depósitos de Jales Filtrados (FTSF), o el depósito de jales en tajos abiertos ya no productivos, ya que ambos se consideran dentro de las mejores prácticas disponibles. A pesar de los avances de ingeniería que han resultado en FTFS de más de 100 m de altura, aún persisten algunos desafíos operativos, incluido el control de la compactación, específicamente en áreas de alta precipitación. Los autores presentan sus experiencias en el manejo de jales filtrados en un FTFS en el sur de México, y sus desafíos asociados.

**ABSTRACT:** Most tailings storage facilities in the world involve conventional tailings dams, those with solids contents between 25% and 60%. As the future of mining includes greater scrutiny on safety, environmental management and water use, an industry commitment to cleaner alternatives beyond conventional tailings dams is often sought. The pressure to seek alternative tailings management approaches is likely to only intensify in the future. In response, the mining industry has chosen to use more frequently, mainly in seismic zones, Filtered Tailings Storage Facility (FTSF), or to deposit tailings in open pits that are no longer productive, since both are considered within the best available practices. Despite engineering advances that have resulted in FTFSs greater than 100 m in height, some operational challenges remain, including compaction control, specifically in high rainfall areas. The authors present their experiences in managing a FTFS in southern Mexico, and their associated challenges.

✉ *Autor de Correspondencia: alfonso.rico100@gmail.com*

## 1 INTRODUCCIÓN

En los inicios de la minería, los jales se tiraban en zonas cercanas a las minas como en los taludes de los cerros, cuencas, arroyos, ríos y al mar. Por cuestiones de seguridad y ambientales, los jales posteriormente se fueron almacenando en presas hechas con diferentes métodos que incluían la construcción aguas abajo, aguas arriba, de crecimiento central, o una combinación de las anteriores, donde en algunas ocasiones los jales se aprovechaban para su construcción. En los últimos 40 años, se han construido depósitos para jales que son filtrados para reducir su humedad y mejorar sus propiedades de resistencia (Strachan and Caldwell 2011). Sin embargo, el reto del manejo de jales filtrados consiste en los desafíos operacionales para alcanzar las condiciones de transporte, distribución y compactación óptima para su colocación en los depósitos mineros. Las principales incidencias en la

operación que pueden afectar este proceso comprenden:

- Clima adverso para el transporte y compactación de los jales;
- Incremento en los contenidos de arcilla de los jales;
- Percances en el proceso de producción de jales filtrados con respecto a la humedad especificada.
- Fallas mecánicas del equipo de construcción por problemas de mantenimiento.

Las altas precipitaciones estacionales al sur de México, o el cambio en el contenido de arcillas, dentro de los jales, implican el uso de diversas estrategias de colocación de jales, entre las que destacan comúnmente:

- Utilizar discos de arado agrícola para airar los jales filtrados,
- Disposición de áreas alternativas para la colocación de jales.
- Almacenamiento temporal y remanejo cuando las condiciones sean propicias.

## MINA EL LIMÓN GUAJES

La Mina El Limón-Guajes (ELG) es propiedad de Torex Gold y se encuentra en el Estado de Guerrero, México, aproximadamente a 60 km al suroeste de la ciudad de Iguala. El proyecto consta del complejo minero ELG, proyecto Media Luna (MML), planta de procesamiento y demás infraestructura relacionada para la extracción de oro, plata y cobre, por medio de dos tajos a cielo abierto y operaciones subterráneas simultáneas (Torex 2023). Al igual que muchas regiones al sur del país, la precipitación mensual supera los 1,000 mm en la época de lluvias (mayo-octubre), con un promedio de 165 días sin lluvia al año en los que deben desarrollarse las actividades de colocación de jales.

### 1.1 Generación de jales filtrados

En la mina ELG los jales son conducidos en forma de pulpa mediante tuberías al área de filtros, en donde se separa la mayor parte del líquido, generando una torta, o jal filtrado con contenidos de humedad entre 18% y 23% con ahorros importantes de consumo de agua. La producción de jales filtrados es de 400,000 toneladas por mes en promedio. MML Torex, cuenta con dos sistemas de filtros de jales:

#### 1.1.1 Filtro prensa horizontal

Este equipo consta de un paquete de 150 placas, que utilizan telas filtrantes híbridas (nylon-polipropileno). La pulpa es alimentada a las cámaras que se forman entre la unión del paquete de placas, a través de una bomba horizontal centrífuga, en dos etapas. *Etapas de llenado:* la bomba trabaja en velocidad lenta y baja presión para realizar un llenado uniforme de pulpa dentro de la cámara. *Etapas de compactación:* la bomba incrementa su velocidad hasta alcanzar una presión máxima de 580 kPa y un caudal mínimo de pulpa de 220 m<sup>3</sup>/h hasta realizar la separación sólido-líquido en forma de "torta de jal". El agua filtrada es enviada nuevamente a la planta de procesos. La torta, o jales filtrados, es llevada mediante una banda transportadora (>1.0 km de largo) a la pila de acopio dentro del FTSF, con contenidos de humedad entre 18% y 23%.

#### 1.1.2 Filtros banda

Este equipo consta de una bomba centrífuga horizontal, hidrociclón y un tanque de alimentación. La pulpa es alimentada a través de la bomba al hidrociclón para alcanzar un porcentaje  $\geq 50\%$  de contenido de sólidos y posteriormente ser enviada al tanque de alimentación donde es vertida por gravedad de forma uniforme hasta formar una piscina de pulpa. A través de las bombas de vacío se logra la separación sólido-líquido por medio de la tela filtrante y se forma la torta de jal filtrado. La torta es descargada una banda transportadora, para ser llevados a la pila de acopio dentro del depósito de jales, con contenidos de humedad entre 18% y 23%.

## 2 TRANSPORTE Y ALMACENAMIENTO DE JALES FILTRADOS

### 2.1 Almacén de jales filtrados (FTSF)

Después de que los jales filtrados llegan a alguna de las pilas de acopio, dentro del FTSF, estos son cargados mediante excavadoras en camiones de acarreo articulados, para ser trasladados a la zona donde serán depositados y compactados.

El diseño actual del FTSF comprende dos zonas de jales compactados. Una zona de jales estructurales, de 100 metros de ancho (Figura 1), aguas arriba de la cresta del depósito, y de menos de 50 metros en los perímetros sur y este del FTSF, donde se requiere que alcance el 95% de compactación Proctor Estándar. La segunda zona comprende el resto del depósito, en el que se requiere una compactación mínima del 90% por requerimientos de transitabilidad de los vehículos de construcción dentro del FTSF.

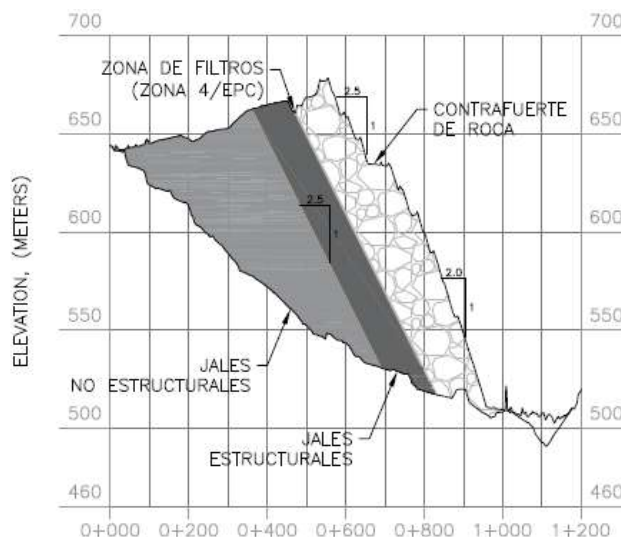


Figura 1 Sección típica del FTSF (no a escala).

### 2.2 Requerimientos de calidad

Dentro de las instalaciones de la mina, se cuenta con un laboratorio de Control de Calidad (CC), dedicado al FTSF. El personal de CC está en constante comunicación con el área de operaciones, para coordinar qué áreas del FTSF están liberadas por compactación para poder colocar otra capa de jales filtrados o zonas que requieren más tiempo de secado o arado para volver a ser compactadas y liberadas.

Entre 2020 y 2023 la humedad de compactación óptima (OMC) promedio para los jales era de 13.9% ( $\sigma = 1.1\%$ ), para alcanzar un peso seco volumétrico máximo (PSVM) de 1,954 kg/m<sup>3</sup> ( $\sigma = 57.8$  kg/m<sup>3</sup>). Por otro lado, el material depositado por los camiones de acarreo articulados tiene una humedad entre 18% y 25% por lo que se requiere un proceso de secado antes de iniciar la compactación de la capa de jales



filtrados; esta humedad es cercana a la óptima descrita por Orozco et al. (2016) para el manejo de jales. Este material debe ser esparcido en capas no mayores a 30 cm de espesor, para poder ser airado por discos de arado agrícola y alcanzar el rango de humedad que permita su compactación.

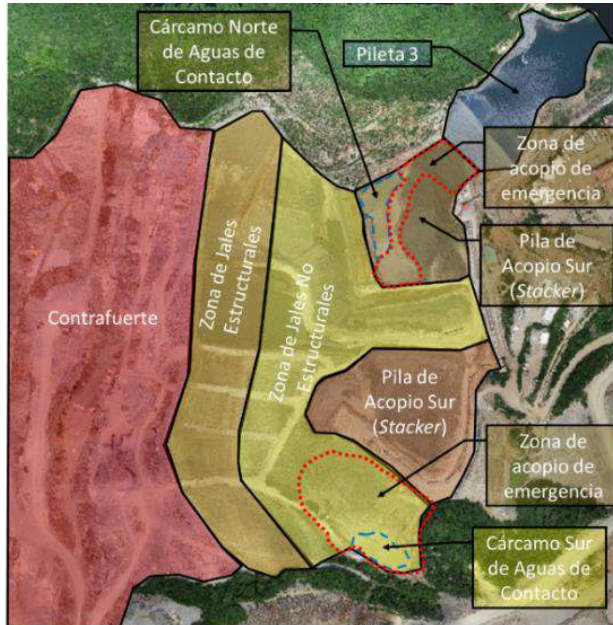


Figura 2. Vista en planta de los patios del FTSF.

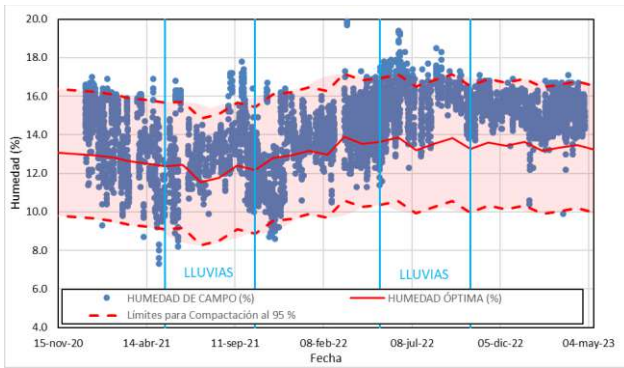


Figura 3. Humedades de compactación en jales estructurales.

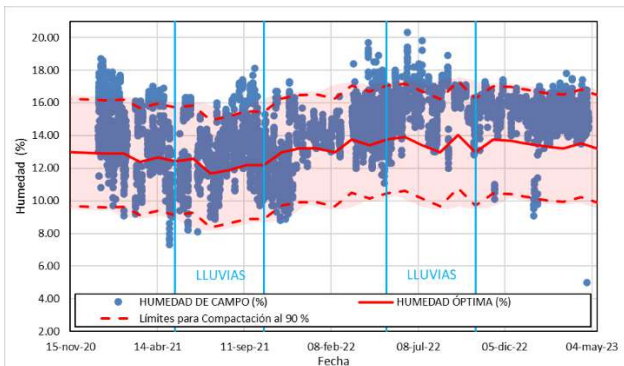


Figura 4. Humedades de compactación en jales no estructurales.

La variación del índice de plasticidad de los jales (CL-ML) y contenido de finos influye en la humedad de compactación óptima de material. Entre septiembre y julio de 2021 un incremento del contenido de finos del 5% aumentó la OMC en 2% aproximadamente incrementando el tiempo de secado durante las operaciones.

El promedio de producción de jales secos filtrados por mes es de 400,000 toneladas aproximadamente.

### 2.3 Colocación de jales en época de estiaje

El control de construcción requerido para alcanzar la compactación necesaria de los jales consiste en la vigilancia de que la humedad del material en el sitio este dentro del rango de compactación por arriba del OMC, es decir, entre (13.5% y 18%), para evitar agregar agua, con camiones de riego.

- La colocación de jales se incrementa en un 20% sobre la producción mensual.
  - Zona Estructural - 60% del total.
  - Zona No Estructural – 40% del total.

### 2.4 Colocación de jales en época de lluvias

El gran reto en la época de lluvias es lograr que la humedad de los jales filtrados, expuestos a la lluvia, esté dentro del rango de compactación arriba de la OMC. Por lo que se debe de aprovechar cada momento de buen clima para el secado del material. Para reducir la humedad de los jales filtrados, estos son airados, utilizando discos agrícolas. Ante una eventual lluvia, los surcos de arado son cerrados, con la ayuda de una compactadora de rodillo, sin vibrar, para evitar que el material absorba una mayor cantidad de humedad, y se generan nuevos surcos de arado cuando el clima lo permite, para propiciar que el material se seque para alcanzar la OMC.

- La colocación de jales en esta época se reduce en un 50%.
  - Zona Estructural - 30% del total (ver Figura 3).
  - Zona No Estructural - 20% del total (ver Figura 4).
  - Pilas de Acopio (Stocks) - El 50% del total es almacenado en apilamientos temporales (Figura 2.) que se colocan en temporada de estiaje.

## 3 MANEJO A DE AGUAS

Las aguas infiltradas se captan mediante un sistema de subdrenes colocados en el fondo de las cañadas originales del FTSF (norte y sur) que descargan en dos presas de captación al pie del contrafuerte. Este fluido es bombeado a la planta de procesos para su reúso. El flujo lateral del agua proveniente de los jales es conducido a esas piletas por medio de una zona de filtro en el FTSF de materiales graduados en la transición con la roca del contrafuerte.

La mayor parte de las aguas superficiales son desviadas del FTSF mediante tres canales principales (este, norte y sur), cuya posición cambia

con el crecimiento del depósito. La escorrentía en temporada de lluvias es canalizada a dos cárcamos temporales ubicados en los puntos más bajos del FTFS (Figura 2), para su bombeo hacia la planta de procesos.

#### 4 ESTRATEGIAS DE GESTIÓN DE JALES FILTRADOS EN ELG

Las condiciones ambientales en donde se desarrolla el proyecto obligan a un uso flexible de las áreas del FTFS para lograr las metas de colocación diaria. Las estrategias seguidas durante los periodos climáticos dominantes son:

- Época de estiaje: Se privilegia la colocación de jales estructurales (compactación del 95% Proctor Estándar) y la conformación de caminos con jales para mejorar el rodado del equipo. El control de humedad se logra con secado al aire (ver Figura 5) y mezcla con material almacenado.



Figura 5. Proceso de secado de jales filtrados



Figura 6. Caminos de acceso al interior del FTFS



Figura 7. Cárcamo de bombeo temporal en época de lluvias (sección Sur del FTFS)

- Época de lluvias: Si hay amenaza de lluvia, se cierran los surcos de las áreas de jales no estructurales, con aplanadoras de compactación de rodillo liso (ver Figura 6) y posteriormente se vuelven a abrir con discos de arado, cuando el clima lo permite, hasta lograr que el material se seque para alcanzar la OMC, exponiendo selectivamente al secado al aire zonas que son “cerradas” con compactadora en los eventos de lluvia. Además de lo anterior, se bombea el agua de los cárcamos que están dentro del FTFS, periódicamente, para evitar la saturación de los jales filtrados que rodean estos cárcamos (ver Figura 7).



Figura 8. Compactación de plataforma de jales filtrados

- Para mejorar las condiciones de transitabilidad de los equipos de construcción, se coloca roca y material grueso, mezclado con jales filtrados en los principales caminos de acceso al FTFS (ver Figura 6) tanto en la época de estiaje como en la de lluvias.
- Durante periodos prolongados de lluvias, se disponen de zonas para el almacenaje temporal de



jales filtrados en pilas de acopio, para su manejo posterior. Estas zonas de almacenaje temporal (Figura 2), comunes en estos tipos de depósitos (Davies et al. 2022), se acumula hasta el 50% de la producción durante la estación de lluvias.

- Se cuenta con una planeación clara de la configuración final del depósito (Figura 9), lo que permite generar estrategias para la distribución de los jales filtrados dentro del depósito para minimizar los remanejos de material, que se requieren después de cada época de lluvias, para trasladar el material de las zonas de almacenaje temporal a las zonas donde serán depositados y compactados, y que se requerirán al cierre de la operación, después de desmovilizar la apiladora principal, para lograr la configuración final del depósito y su encapsulado.



Figura 9. Orden preferente de colocación de jales en plataformas del FTSF.

## 5 CONCLUSIONES

La planeación de un depósito de jales filtrados, desde su conceptualización hasta su etapa de cierre, en las que se deben considerar los requerimientos de almacenaje, cambios en los volúmenes de acopio, estabilidad estructural, permeabilidad, superficie de terreno disponible, uso de suelo y requerimientos ambientales es fundamental para poder generar las estrategias de gestión para cumplir con los requerimientos de diseño y minimizar el remanejo de material y los costos de operación.

En el FTSF de MML, el plan de deposición de jales, descrito en el Manual de Operaciones del sitio, incluye las actividades de apilamiento, transporte, conformación, secado y compactación del material durante las temporadas de estiaje y lluvias. Es muy importante considerar en el diseño, las zonas de almacenaje temporal ya que son fundamentales para lograr un sistema flexible para el desarrollo de estrategias de manejo de los jales. En el FTSF presentado en este artículo, estas zonas de almacenaje temporal comprenden pilas de almacenaje temporal, acopios de emergencias o de materiales fuera de especificación y cárcamos temporales de aguas de contacto.

## REFERENCIAS

- Davies, M., K. Mayhew, and C. Anderson. 2022. "Dewatering Tailings." *Tailings Manag. Handb. Life-Cycle Approach*, K. F. Morrison, ed. Englewood, Colorado: Society for Mining, Metallurgy & Exploration.
- Orozco Santoyo, R. V., O. Flores Castrellón, V. Bernal López, and V. L. Hernández Bartolo. 2016. "Influencia de la compacidad, la humedad y la saturación en las propiedades de jales mineros." *Sociedad Mexicana de Ingeniería Geotécnica (SMIG)*.
- Strachan, C., and J. Caldwell. 2011. "New directions in tailings management." *14th Int. Conf. Tailings Mine Waste*. Vail, Colorado, USA: CRC Press.
- Torex. 2023. "Torex Assets Overview." *Torex Gold*. <https://torexgold.com/assets/technical-reports/>.



# Estrategias de monitoreo para presas de jales: Una revisión de las prácticas actuales y futuros desarrollos.

Monitoring strategies for tailing dams: A review of current practices and future developments.

Ángel CASTRO <sup>1</sup>✉ y Damien TAMAGNAN <sup>2</sup>

<sup>1</sup>Sixense México/AMITOS, Ciudad de México.

<sup>2</sup>Sixense México, Ciudad de México.

**RESUMEN:** Las presas de jales son componentes críticos de las operaciones mineras, utilizadas para el almacenamiento de materiales de desecho producidos durante la extracción y procesamiento de recursos minerales. Sin embargo, estas estructuras representan riesgos significativos para el medio ambiente y la seguridad si no se gestionan adecuadamente. Por lo tanto, son necesarias estrategias de monitoreo efectivas para garantizar la integridad y la estabilidad de las presas de relaves con el tiempo. Este artículo presenta una revisión de las prácticas de monitoreo actuales para presas de relaves, incluyendo el uso de técnicas de monitoreo satelital (InSAR), instrumentación geotécnica y enfoques basados en el riesgo. Se discuten los beneficios y limitaciones de cada método. En general, esta revisión destaca la importancia de las estrategias de monitoreo efectivas para las presas de jales y proporciona conocimientos valiosos para el desarrollo de futuros programas de monitoreo. Al implementar estas estrategias, las empresas mineras apoyadas de las empresas especializadas en instrumentación y monitoreo, los diseñadores e ingenieros de registros pueden minimizar los riesgos ambientales y de seguridad, proteger a las comunidades y ecosistemas circundantes y garantizar la sostenibilidad a largo plazo de sus operaciones.

**ABSTRACT:** Tailing dams are critical components of mining operations, used for the storage of waste materials produced during the extraction and processing of mineral resources. However, these structures represent a significant environmental and safety risks if not managed properly. Therefore, effective monitoring strategies are necessary to ensure the integrity and stability of tailing dams over time. This paper presents a comprehensive review of current monitoring practices for tailing dams, including the use of remote sensing techniques by satellites (INSAR), geotechnical instrumentation, and risk-based approaches. The benefits and limitations of each method are discussed. Overall, this review highlights the importance of effective monitoring strategies for tailing dams and provides valuable insights for the development of future monitoring programs. By implementing these strategies, mining companies with instrumentation and monitoring companies, engineering firms and Engineer Of Records can minimize environmental and safety risks, protect surrounding communities and ecosystems, and ensure the long-term sustainability of their operations.

✉ *Autor de Correspondencia:* [j.angelcastronieto@gmail.com](mailto:j.angelcastronieto@gmail.com)

## 1 INTRODUCCIÓN

### 1.1 Monitoreo de presas de jales

Desde 1915, la Comisión Internacional de Grandes Presas (ICOLD) ha documentado alrededor de 280 fallos en presas de jales, lamentablemente acompañados de la pérdida de más de 2300 vidas y graves impactos ambientales. Estos datos, recopilados por Adamo et al. (2020), revelan una tasa de fallos del 1.2%. Esta cifra se vuelve aún más impactante cuando la comparamos con la ínfima tasa de fallos en las presas de almacenamiento de agua tradicionales, que apenas alcanza el 0.01%. Esto pone de manifiesto que la probabilidad de fallos y accidentes en presas de jales es más de diez veces mayor que en las presas destinadas al almacenamiento de agua convencionales.

Un aspecto crítico que no se puede pasar por alto es el incremento de la probabilidad de fallos relacionado con las condiciones de precipitaciones inusuales. Según las estadísticas, antes del año 2000, la probabilidad de fallo se situaba en un 25%, pero posteriormente a ese año, esta probabilidad se ha elevado significativamente hasta un 40%, en gran medida debido al cambio climático. Además, la probabilidad de fallos aumenta de un 10% a un 30% debido a un manejo deficiente Adamo et. Al (2020).

Adamo et al. (2020), de igual manera, clasifica los registros de fallos en función de la altura de las presas, dividiéndolas en dos categorías: aquellas con alturas de hasta 15 metros y las que tienen alturas entre 15 y 30 metros. Estas categorías exhiben incrementos específicos en los rangos de probabilidad de fallo, con un aumento del 28% al 30%

en el primer grupo y un aumento del 21% al 60% en el segundo.

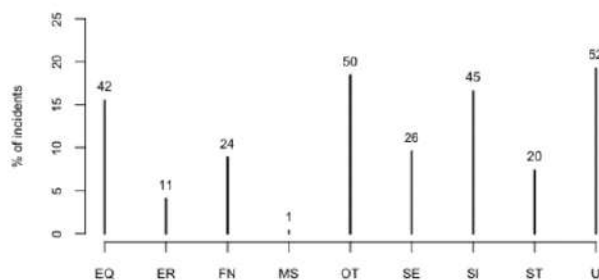


Figura 1. Tipos de fallo en presas de jales. EQ= sismo, ER= erosión, FN= cimentación, MS= subsidencia, OT= desbordamiento, SE= filtración, SI= inestabilidad de talud, ST= deficiencia estructural, U= indeterminado. Imagen extraída de (Concha Larrauri et al., 2017)

La inclusión de un enfoque cuantitativo en la evaluación de las probabilidades de fallo de las presas de relaves y su vulnerabilidad ante modificaciones en las variables es un aspecto crucial para comprender la vigilancia de estas instalaciones. Sin embargo, este análisis inicial solo constituye la primera etapa de un proceso más amplio. Para adentrarnos en la comprensión de los sistemas de monitoreo ya establecidos, es esencial explorar las causas primordiales de los fallos documentados, con el objetivo de identificar los fenómenos que catalizan los mecanismos de fallo. En el estudio realizado por (Concha Larrauri et al., 2017), se clasifican estos mecanismos en el gráfico de la Figura 1. De este gráfico se desprende que las principales causas predominantes son los fallos por desbordamiento, la inestabilidad de taludes y los sismos.

A partir de la identificación de los fenómenos que podrían desencadenar fallos en las presas, se diseñan sistemas de monitoreo con el propósito de prever la evolución de estos fenómenos en las presas de relaves.

## 1.2 Tipos de fallos en presas

La International Commission on Large Dams (ICOLD), como se ha descrito en los párrafos anteriores, ha identificado ocho tipos de mecanismos de falla que pueden conducir a la pérdida de integridad de una presa de jales. Haeri et al. (2021) proporciona una valiosa contribución al estudio de estos mecanismos y su comprensión, lo cual es esencial para el desarrollo de sistemas de monitoreo y estrategias de mitigación efectivas y adaptadas a situaciones específicas.

### 1.2.1 Inestabilidad de Taludes

Uno de los mecanismos de falla más comunes en presas de jales es la inestabilidad de taludes. Este tipo de fallo se produce cuando una carga constante en un punto particular de la estructura deforma la

misma, provocando un colapso parcial o total de la estructura de contención. Haeri et al. (2021) identifica cuatro causas principales para la inestabilidad de taludes: el ángulo de reposo natural y zonas particularmente saturadas, la variación de los niveles freáticos como consecuencia de las precipitaciones, el mal diseño de sistemas de drenaje, la presencia de capas inestables en la estructura de contención y deficiencias en la geometría de la estructura.

### 1.2.2 Filtración y Erosión Interior

La erosión de los materiales que componen una presa de jales es el resultado de la filtración de agua a través de zonas que originalmente se diseñaron para trabajar en condiciones secas. Una vez que se produce la tubificación, las propiedades de los jales experimentan cambios significativos, incluyendo una disminución en los módulos de deformación y resistencia al corte, así como una mejora en la permeabilidad. Estos cambios conducen inevitablemente a la ruptura y al colapso posterior de la presa de jales (Haeri et al., 2021).

### 1.2.3 Falla de Cimentación

La falla de cimentación se relaciona directamente con la construcción de la presa en la superficie. Cuando la cimentación no proporciona un soporte adecuado para soportar el peso de la presa de jales, se produce una falla que puede tener consecuencias catastróficas (Haeri et al., 2021).

### 1.2.4 Desbordamiento

El desbordamiento es el resultado del paso de agua sobre la parte superior de la presa de jales y se produce, en su mayoría, debido a una gestión inadecuada. Esta gestión deficiente a menudo se deriva de la ignorancia de los principios de mecánica de suelos, la negligencia y la capacitación insuficiente del personal encargado (Haeri et al., 2021). Por otra parte, la deficiencia en el diseño del bordo libre y una mala estimación de precipitaciones extraordinarias es también causa de este tipo de fallo.

### 1.2.5 Deficiencias Estructurales

Las deficiencias estructurales pueden atribuirse a fallos en el diseño o la construcción de la presa. Estas fallas representan una proporción significativa de todas las fallas reportadas, alcanzando un 7% del total (Haeri et al., 2021).

### 1.2.6 Sismos

Las presas de jales también están sujetas a mecanismos de falla inducidos por sismos. La licuefacción de los jales provocada por sismos debilita la resistencia del material de los relaves, desestabiliza la presa de jales y causa deformaciones considerables. La licuefacción se ve afectada por múltiples factores, incluyendo el tamaño, forma, compresión, disposición, gradación, profundidad de la

línea de humedecimiento, compacidad e intensidad sísmica (Haeri et al., 2021).

### 1.2.7 Subsidiencias en Mina

En situaciones donde la presa de jales se encuentra construida sobre minas subterráneas, los colapsos en el interior de la mina pueden desencadenar fallas en la presa de jales, lo que resalta la complejidad de este tipo de estructuras (Haeri et al., 2021).

### 1.2.8 Erosión Externa

La erosión en la superficie expuesta de una presa de jales, causada principalmente por el flujo de precipitación no gestionado, representa otro mecanismo de falla. Es importante destacar que, hasta la fecha, no se ha desarrollado un modelo teórico adecuado para simular esta erosión externa. Desde 1915 hasta 2019, se han registrado un total de ocho fallas de este tipo (Haeri et al., 2021)

## 2 MARCO NORMATIVO Y GUÍAS PARA LA GESTIÓN DE PRESAS DE RELAVES

El Consejo Internacional de Minería y Metales (ICMM, por sus siglas en inglés) ha desempeñado un papel fundamental en la promoción de la seguridad y la gestión responsable de las instalaciones de almacenamiento de relaves (TSF, por sus siglas en inglés) a nivel mundial. En su declaración de posición de 2016, el ICMM delineó un marco de gestión integral para las TSF, con el objetivo primordial de mitigar el riesgo de fallas catastróficas (ICMM, 2016). Este marco se centra en seis elementos clave que abarcan desde la rendición de cuentas y la competencia hasta la planificación, gestión de riesgos, preparación para emergencias y revisiones sistemáticas (ICMM, 2016). La importancia de definir claramente las responsabilidades, mantener recursos adecuados y gestionar proactivamente los riesgos se subraya como piedra angular de la estrategia de gestión de TSF.

En un esfuerzo por fortalecer aún más las prácticas de gestión de relaves a nivel global, el ICMM, en colaboración con el Programa de las Naciones Unidas para el Medio Ambiente y los Principios para la Inversión Responsable, lideró la iniciativa de la Revisión Global de Relaves (GTR). Esta colaboración culminó en la publicación en 2020 de la Norma Global de la Industria sobre Gestión de Relaves, GISTM por sus siglas en inglés, un hito significativo que aspira a lograr el objetivo de cero daños a personas y al medio ambiente derivado de las instalaciones de relaves (GTR, 2020). La GISTM establece requisitos exhaustivos en áreas cruciales como comunidades afectadas, conocimiento integral, diseño y monitoreo, gestión, respuesta a emergencias, y divulgación de información (GTR, 2020). Este estándar no solo promueve la evaluación de impactos sociales y ambientales, sino que también aboga por el respeto

de los derechos humanos y la transparencia en la divulgación de información relevante.

En consonancia con estos estándares internacionales, las empresas mexicanas han dado un paso significativo hacia la mejora de sus prácticas de gestión de relaves mediante la publicación de la "Guía para el Sistema de Gestión de Relaves" en 2022. Esta guía se alinea con los principios establecidos por el Consejo Internacional de Minería y Metales y la Asociación Minera de Canadá, ICMM y MAC por sus siglas en inglés respectivamente, proporcionando orientación detallada sobre la implementación de un sistema integral de gestión de relaves (TMS) centrado en la seguridad y la gestión de riesgos (Peñoles, 2022). El TMS se basa en un enfoque Planificar-Hacer-Verificar-Actuar e involucra todas las fases del ciclo de vida de las instalaciones de relaves. Los elementos clave, que van desde la gestión y la planificación hasta la preparación para emergencias, reflejan un compromiso firme con la adopción de prácticas de gestión de relaves de vanguardia.

Estos documentos colectivos reflejan la evolución de la industria minera hacia enfoques más estandarizados y sólidos en términos de gobernanza y sistemas de gestión de relaves a nivel mundial. La atención se centra no solo en la gestión reactiva de riesgos, sino también en la implementación proactiva de controles técnicos y de gestión sólidos, la mejora de la transparencia y la participación de las comunidades afectadas. El objetivo último es avanzar hacia un escenario en el que las fallas en las instalaciones de relaves no causen ningún daño, guiados por sistemas integrales y coordinados que se adhieran a los más altos estándares de seguridad y responsabilidad ambiental.

## 3 MÉTODOS DE MONITOREO

### 3.1 Monitoreo InSAR

La interferometría de radar de apertura sintética, conocida como InSAR, se presenta como una técnica de teledetección que aprovecha dos o más imágenes de radar adquiridas desde un satélite con el fin de identificar deformaciones en el terreno. Svendsen et al. (2022) destacan que el InSAR constituye un método no intrusivo, prescindiendo de instalaciones terrestres, y se basa en la diferencia de fase entre las adquisiciones de radar en distintos momentos para precisamente estimar los desplazamientos del suelo, alcanzando una precisión milimétrica, ver Figura 2.

En el estudio de (Bayaraa et al., 2022), se explica que el InSAR lleva a cabo el procesamiento de múltiples imágenes de radar de apertura sintética para la generación de mapas de deformación superficial y series temporales de desplazamiento. En resumen, el InSAR, según (Lumbroso et al., 2020), se erige como una técnica fundamentada en el

procesamiento y análisis de datos de radar provenientes de satélites, permitiendo la detección de mínimos cambios en la superficie terrestre, tales como hundimientos, movimientos de masa o deformaciones estructurales.

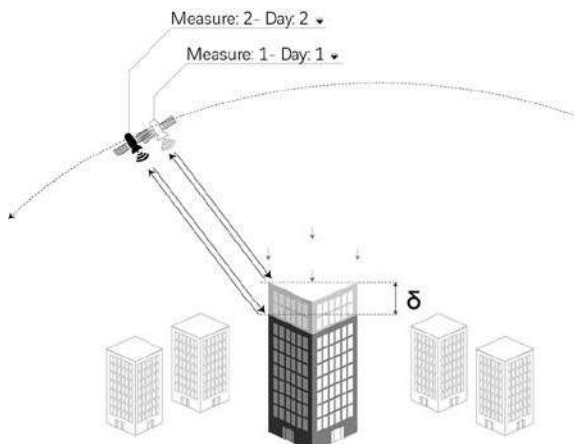


Figura 2. Esquema que muestra la medición de la deformación entre dos imágenes consecutivas durante el paso del satélite, extraída de Camafort, Devanthery, & Payas, 2020.

La base de esta metodología radica en el aprovechamiento de una serie de imágenes de radar satelital obtenidas en el espacio (imágenes SAR). La amplitud de las imágenes SAR y la presencia de sensores de alta resolución, como el TerraSAR-X (con una resolución de píxeles de hasta 3x3 metros), posibilitan la obtención de información minuciosa sobre las estructuras objetivo.

El sistema de radar de apertura sintética (SAR) está instalado en satélites y se utiliza para obtener imágenes radar, mientras que la interferometría consiste en la sobreposición de ondas para identificar cambios en fracciones de longitud de onda a lo largo de un período. Estos satélites adquieren imágenes de radar al medir con precisión la fase de viaje entre la superficie terrestre y el sensor. Cuando se contrastan diversas mediciones a lo largo del tiempo, las disparidades señalan alteraciones en la superficie terrestre durante ese período, ver Figura 3.



Figura 3. Representación InSAR de movimientos acumulados en plataforma de gestión digital Beyond Monitoring.

Los satélites que capturan estas imágenes SAR siguen una órbita continua alrededor de la Tierra en una trayectoria polar fija, tomando 100 minutos para completar una vuelta completa. Debido a la rotación terrestre, el satélite regresa periódicamente a la misma área en el globo. Con los datos de series temporales de satélites, se puede realizar un seguimiento de los fenómenos de movimiento en cualquier punto de medición cada pocos días durante el período de monitoreo (Camafort, Devanthery, & Payas, 2020).

### 3.1.1 Ventajas del InSAR

**No intrusivo y sin instalaciones en tierra:** La naturaleza no intrusiva del InSAR elimina la necesidad de instalaciones terrestres, facilitando su aplicación en diversas ubicaciones (Svendsen et al., 2022).

**Monitoreo remoto en presas de relaves:** La capacidad del InSAR para monitorear miles de puntos en presas de relaves a distancia ofrece una herramienta invaluable para la gestión de riesgos (Lumbroso et al., 2020).

**Buena cobertura espacial:** La técnica presenta una cobertura espacial efectiva, permitiendo la vigilancia de extensas áreas geográficas (Svendsen et al., 2022).

**Detección de tendencias temporales:** El InSAR no solo identifica deformaciones, sino que también detecta tendencias temporales que podrían indicar inestabilidades a lo largo del tiempo (Bayaraa et al., 2022).

**Monitoreo en lugares remotos:** La capacidad del InSAR para vigilar presas abandonadas o no instrumentadas en áreas remotas amplía su utilidad en la detección de riesgos potenciales (Lumbroso et al., 2020).

**Reducción de ruido mediante integración de imágenes:** La integración de múltiples imágenes de radar no solo permite reducir el ruido, sino que también posibilita la identificación de movimientos anómalos con mayor precisión (Bayaraa et al., 2022).

**Acceso global y gratuito a datos de satélites:** Datos de satélites como Sentinel-1, disponibles globalmente de forma gratuita, facilitan la implementación del InSAR a escala mundial (Svendsen et al., 2022).

### 3.1.2 Desventajas del InSAR

**Precisión limitada en datos gratuitos:** Aunque los datos gratuitos son accesibles globalmente, su precisión limitada puede dificultar la detección de anomalías pequeñas (Svendsen et al., 2022).

**Costo de datos comerciales:** Para obtener datos con mayor precisión, es necesario recurrir a opciones comerciales, lo que implica costos adicionales (Lumbroso et al., 2020).

**Cobertura temporal dependiente del satélite:** La frecuencia de visita de los satélites, como Sentinel-1, puede limitar la cobertura temporal a intervalos de 6 a 12 días (Svendsen et al., 2022).



Resultados afectados por procesamiento y requieren interpretación cuidadosa: La calidad de los resultados del InSAR puede verse afectada por el procesamiento de datos y requiere una interpretación cuidadosa para evitar malentendidos (Bayaraa et al., 2022).

### 3.2 Piezómetros

En la búsqueda continua de fortalecer la gestión de la estabilidad en presas de jales, se destaca la relevancia de los sensores piezométricos como instrumentos cruciales. Estos sensores desempeñan un papel fundamental al permitir la definición precisa de las presiones de poro en puntos específicos dentro de las estructuras, abordando directamente uno de los principales factores que influyen en la estabilidad de los taludes: los esfuerzos efectivos (Morton, 2020).

Se entiende que la estabilidad de los taludes que conforman las presas de jales se ve gobernada por la distribución de los esfuerzos principales y la forma en que actúa la presión del agua en la masa del talud. El estado de esfuerzos en cualquiera de los puntos del talud y en cualquier instante se ve gobernado por los esfuerzos principales y la presión de poros; es por ello que a partir de la ecuación de la resistencia al esfuerzo cortante de Coulomb-Terzaghi se puede deducir como conclusión que la estabilidad global del talud que conforma la presa de jales está gobernado por la cohesión y el peso de los materiales que conforman el mismo, el debilitamiento viene gobernado por la presión de poro y el ángulo de fricción interna. De esta manera se puede decir que cualquier reducción de los esfuerzos efectivos reducirán al mismo tiempo la resistencia al cortante del material que conforma el talud. Finalmente, La reducción en la tensión efectiva mejora el drenaje, por lo que es fundamental conocer la distribución de las presiones en los poros de las pendientes para realizar un análisis de estabilidad, ver Figura 4.

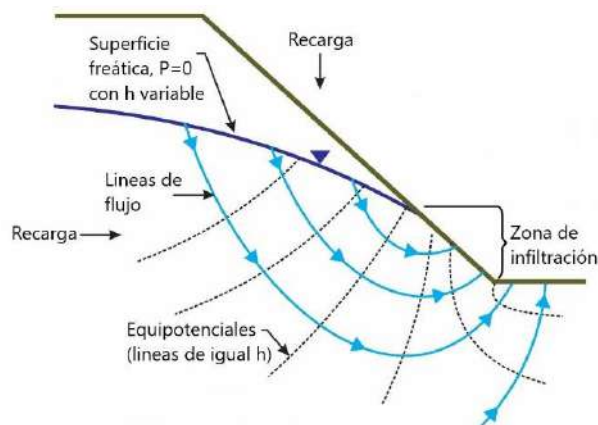


Figura 4. Distribución de gradientes de presiones dentro de un talud de presa de jales, imagen adaptada de (Morton, 2020)

El monitoreo de presión de poros a través de transductores de piezómetro constituye una técnica efectiva para evaluar la estabilidad geotécnica. No obstante, es vital destacar que la importancia de estos sensores radica en su capacidad para establecer límites claros de máximas presiones permitidas en lecturas hidráulicas específicas (Morton, 2020).

Este enfoque estratégico no solo proporciona datos valiosos para modelar la estabilidad del talud, sino que también permite la detección temprana de posibles inestabilidades. La definición de límites de presión claramente establecidos se erige como un componente esencial de la estrategia de monitoreo, ofreciendo la capacidad de alertar de manera temprana sobre potenciales riesgos de inestabilidad. Este aspecto adquiere mayor relevancia al considerar que herramientas como el InSAR, si bien son poderosas en su capacidad para detectar cambios en la superficie, podrían no ser lo suficientemente sensibles para alertar sobre variaciones en los movimientos dentro de la masa de las presas de manera oportuna.

La integración de sensores piezométricos en la red de monitoreo no solo mejora la comprensión de la estabilidad de las presas de jales, sino que también amplía la capacidad de respuesta ante condiciones críticas. Esta combinación de tecnologías, como los piezómetros, junto con un diseño personalizado de redes de monitoreo adaptadas a las características específicas de cada presa, representa un enfoque holístico para la gestión proactiva de riesgos geotécnicos, ver Figura 5.



Figura 5. Ejemplo de automatización de piezómetros de cuerda vibrante con dataloggers inalámbricos.

#### 3.2.1 Ventajas en el uso de piezómetros eléctricos

Permiten medir directamente la presión de poros en puntos específicos de los taludes (Morton, 2020).

Son precisos y proveen lecturas en tiempo real si están conectados a un sistema de transmisión de datos (Morton, 2020).

Permiten detectar gradientes de flujo verticales al instalarse a diferentes profundidades (Martin, 1999).

Los piezómetros neumáticos y eléctricos son más precisos que los piezómetros de tipo Casagrande bajo condiciones de flujo vertical (Martin, 1999).

### 3.2.2 Desventajas en el uso de piezómetros eléctricos

Son costosos de adquirir e instalar comparados con piezómetros de tipo Casagrande (Lumbroso et al., 2020).

Requieren protección contra vandalismo y un suministro continuo de energía (Lumbroso et al., 2020).

Sólo monitorean el punto donde están instalados, por lo que se requiere una red amplia para cubrir los taludes (Lumbroso et al., 2020).

Pueden subestimar las presiones bajo flujos verticales si están instalados sólo cerca de la base de la presa (Martin, 1999).

Las lecturas pueden verse afectadas por errores en la instalación del piezómetro (Martin, 1999).

### 3.3 Monitoreo de movimientos horizontales

La redistribución de esfuerzos en la masa del suelo puede inducir deformaciones en el talud, generando movimientos que se reflejan como desplazamientos horizontales. Del mismo modo, los asentamientos no uniformes en diferentes partes del talud pueden dar lugar a este tipo de deformaciones.

Por lo general, es factible monitorear estos desplazamientos en dos zonas principales: en la superficie y en el interior de la masa del talud. En la superficie, se utilizan sistemas como medidores de posicionamiento global, mientras que en el interior de la masa del suelo se emplean inclinómetros.

Las mediciones con inclinómetros implican la comparación sucesiva de lecturas tomadas en una misma línea vertical, barrenando y colocando un tubo inclinométrico, una cadena de sensores o mediante una sonda inclinométrica. Es crucial destacar que el tubo inclinométrico debe fijarse en uno de los extremos para utilizarlo como referencia para el resto de las lecturas. Comúnmente, se asegura la parte inferior del inclinómetro, excavando a una profundidad que garantice mayor estabilidad que la zona que se desea monitorear, como un macizo rocoso, ver Figura 6.

En ocasiones, los inclinómetros, como se mencionó previamente, se pueden fijar desde la zona superior mediante corridas topográficas desde puntos con mayor estabilidad. A partir de estas lecturas, se realizan las correcciones necesarias para considerarlas como fijas.

Las mediciones de desplazamiento horizontal a lo largo de varios puntos en un barreno se llevan a cabo siguiendo un proceso detallado, comúnmente conocido como mediciones de inclinómetro. Este proceso consta de tres etapas distintas: Primera

etapa: medición con sonda no instrumentada, el objetivo de esta primera medición es verificar la viabilidad en el uso de este barreno, puede llegar a omitirse este paso en inclinómetros de recién instalación. Segunda etapa: toma de la lectura inicial, a partir de la cual se van a referir las subsecuentes lecturas, es importante tomar más de una lectura para disminuir posibles errores durante la medición y tener una repetibilidad estadística adecuada. Tercera etapa: medición con sonda instrumentada en la Dirección de Referencia A-A, esto con la intención de detectar el máximo movimiento probable.

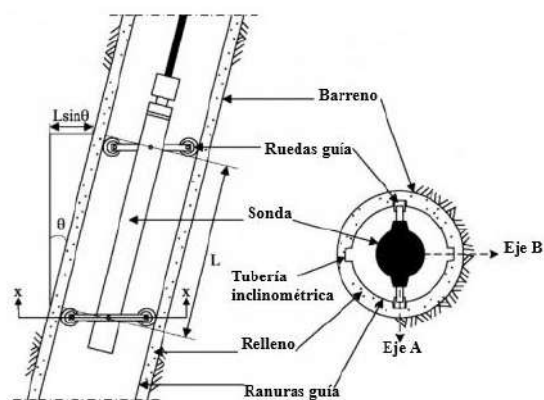


Figura 6. Esquema general de los componentes de un sistema de medición con sonda inclinométrica.

La sonda de inclinómetro no proporciona directamente el movimiento horizontal de la tubería inclinométrica. En cambio, mide la inclinación de la tubería, la cual se puede convertir en un movimiento horizontal. El ángulo  $\theta$  representa la inclinación medida por la sonda de inclinómetro, y  $L$  es el intervalo de medición. La desviación desde la vertical se determina mediante la función seno y se expresa de la siguiente manera:

$$\text{Desviación de la vertical} = L \cdot \text{sen}\theta$$

Además, el desplazamiento horizontal total se logra sumando las desviaciones laterales individuales desde la parte inferior hasta la parte superior de la carcasa, ver Figura 7.

Este enfoque de medición de inclinación en taludes proporciona una visión detallada de los desplazamientos horizontales a lo largo de la tubería del inclinómetro. La conversión de la inclinación a movimientos horizontales permite evaluar la evolución de la estabilidad del talud y detectar posibles áreas de preocupación. Es importante destacar que la metodología descrita no solo verifica el estado de la tubería, sino que también ofrece información cuantitativa sobre los desplazamientos horizontales, brindando así una herramienta valiosa para la evaluación continua de la estabilidad en presas de jales.

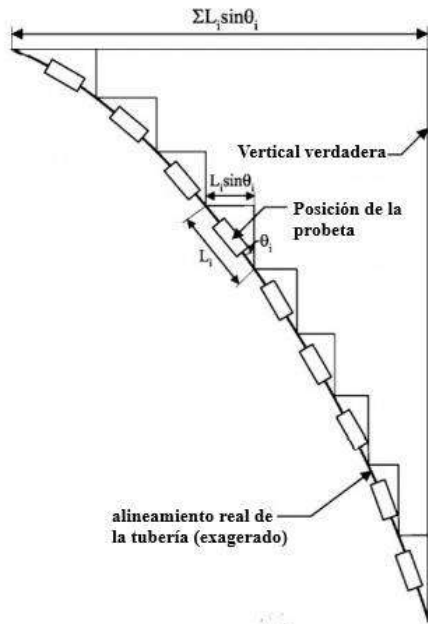


Figura 7. Esquema de medición con inclinómetro a lo largo de una tubería inclinométrica.

Este tipo de monitoreo puede llevarse a cabo de tres formas principales. La primera, tal como se detalla en los párrafos anteriores, implica el uso de una sonda manual. El segundo método implica la implementación de un sistema automatizado con una cadena de sensores colocados en sitio comúnmente llamados IPI. Finalmente, una variante intermedia entre ambas consiste en la implementación de un sistema semiautomatizado. Este último se basa en la toma de lecturas automáticas, aunque requiere la recolección de datos por parte del personal encargado de la presa de jales.

Cada uno de estos tipos de sensores presenta ventajas y desventajas con respecto al otro. La diferencia principal radica en aspectos como el costo, la repetibilidad y la fiabilidad en la automatización, así como la reducción de errores en las lecturas del personal y la dependencia de la confiabilidad de la lectura inicial, entre otros.

Es relevante señalar la utilización de perfilómetros en barrenos de pequeños diámetros, conocidos también como cadenas SAA, ver Figura 8. Estos perfilómetros ofrecen una variedad de beneficios, entre los cuales se destacan la rápida instalación, una mayor resolución espacial y resiliencia ante deformaciones, gracias a sus segmentos y uniones flexibles. Además, poseen una gran resolución y precisión. Es importante destacar que este tipo de sensores pueden emplearse para la automatización de tuberías inclinométricas que anteriormente se monitoreaban de manera manual. Sin embargo, su principal desventaja radica en la necesidad de contar con personal debidamente calificado para la correcta interpretación de los datos, así como en su mayor costo.



Figura 8. Ejemplo de instalación de perfilómetro SAA en presa de jales.

### 3.4 Monitoreo de desplazamiento en superficie

La distinción entre estos métodos de monitoreo y los desplazamientos medidos con InSAR se justifica principalmente por la utilización de algún tipo de referencia en una zona de baja influencia en la región a monitorear o con mayor estabilidad a largo plazo. Esta distinción intrínseca conlleva a que, simultáneamente, las zonas monitoreadas mediante estos procedimientos presenten una menor amplitud.

#### 3.4.1 Monitoreo con estación total

Este proceso es esencialmente dividido en tres partes principales. En la primera, se establecen referencias en zonas estables, como se discute en el párrafo anterior. La segunda involucra el establecimiento de una poligonal de medición que contenga los distintos puntos a medir, conocidos como prismas. La tercera parte consiste en el procesamiento de la información para la estimación de los desplazamientos basándose en una determinada referencia.

Las mediciones pueden llevarse a cabo de manera manual, automatizada o semiautomatizada, y cada método presenta sus propias ventajas y desventajas. Para las mediciones manuales y semiautomatizadas, se observan desventajas como la dependencia del factor humano, baja repetibilidad, procesamiento más lento, muestreo limitado, corrección de errores tardía, y sensibilidad a las condiciones climáticas y medioambientales. Por otro lado, como valor añadido respecto a los métodos automatizados, se destaca la capacidad de verificar en tiempo real posibles obstrucciones que podrían afectar las lecturas, además de un menor costo.

Para las lecturas automatizadas, se requieren ciertos requisitos específicos que varían según la ubicación del sistema. No obstante, se pueden generalizar de la siguiente manera: una caseta para la estación total robotizada, que protege el equipo contra agentes externos que podrían afectar las mediciones; referencias para la orientación correcta del equipo y su estabilidad, distribuidas en zonas estables; y prismas de monitoreo o control, que



siguen los desplazamientos en áreas específicas de la presa de jales, ver Figura 9.



Figura 9. Ejemplo de implementación de estación total robotizada en presa de jales.

Entre las ventajas principales de este método se incluyen una alta repetibilidad, datos en tiempo real sobre el comportamiento de la estructura, mayor precisión y corrección en tiempo real de factores ambientales y de temperatura. Las dos desventajas principales son el mayor costo asociado y la necesidad de contar con zonas lo suficientemente estables para referenciar adecuadamente el sistema.

Se han mencionado dos métodos de monitoreo de desplazamientos en superficie: InSAR y mediciones topográficas automatizadas con estación robótica. Aunque estos métodos no son excluyentes entre sí y tienen diferentes funciones y aplicaciones, como se ha discutido previamente en relación con sus tiempos de respuesta, es posible realizar una comparativa teniendo en cuenta el grado de precisión mutuo entre ellos. Esto se ilustra en un caso de aplicación en una unidad minera en la República Mexicana, donde se llevó a cabo un estudio utilizando ambos métodos.

Para realizar comparaciones pertinentes en el caso mencionado, fue necesario normalizar los datos obtenidos del InSAR para que ambos sistemas compartieran un punto de referencia común. Es importante recordar que los estudios InSAR, en ciertas áreas, permiten realizar análisis retrospectivos. Después de establecer un punto de referencia común para ambos sistemas y realizar una comparativa a lo largo del tiempo, se encontraron diferencias de apenas 2 mm entre los métodos, específicamente en las mediciones de asentamiento en la cresta de la presa de jales.

Es relevante destacar que mientras se obtienen datos de la estación robótica cada 30 minutos, se cuenta con un dato cada 2 semanas para el InSAR. Esta diferencia en la frecuencia de muestreo resalta las capacidades complementarias de ambos métodos. La estación robótica actúa como un método

de monitoreo con alertas tempranas ante movimientos en tiempo real, mientras que el InSAR ofrece la capacidad de confirmar las mediciones de la estación total y, al mismo tiempo, capturar el comportamiento a mayor escala de la estructura completa de contención del depósito de jales.

En resumen, los resultados obtenidos de esta comparativa subrayan la importancia del trabajo conjunto entre ambas metodologías, cada una aportando sus propias ventajas y contribuyendo al entendimiento completo del comportamiento de la superficie en la unidad minera.

### 3.4.2 Monitoreo con placas de asentamiento y sensores de presión

Este sistema está compuesto por una serie de transductores de presión basados en cuerda vibrante o piezorresistivos que están conectados hidráulicamente a un tanque de referencia externo. Estos transductores de presión, equipados con una placa base, se instalan dentro del terraplén.

El sistema se compone de varios elementos clave. Los transductores de presión, empleando tecnología de cuerda vibrante o piezorresistiva, miden las variaciones de presión, estableciendo una relación directa con los cambios en el nivel del suelo. Estos transductores se encuentran conectados hidráulicamente a un tanque de referencia externo, estableciendo así una comparación precisa de los cambios de presión en el suelo con un punto de referencia conocido. La placa base, una parte fundamental de los transductores de presión, se sitúa en el interior del terraplén, proporcionando una superficie estable para la instalación de los transductores y asegurando mediciones consistentes a lo largo del tiempo. Este conjunto de componentes esencial garantiza la funcionalidad y precisión del sistema en la monitorización de los desplazamientos verticales del suelo.

El sistema destaca por su precisión al proporcionar mediciones fiables y detalladas de los asentamientos verticales, lo que facilita una evaluación minuciosa del comportamiento del suelo. Su capacidad de monitoreo continuo a lo largo del tiempo resulta esencial para identificar patrones y tendencias en los desplazamientos del suelo, permitiendo una comprensión más profunda de la dinámica geotécnica. Además, la temprana detección de problemas constituye una ventaja fundamental, ya que brinda la oportunidad de abordar posibles inconvenientes en sus etapas iniciales, antes de que se transformen en riesgos significativos para la estabilidad y la integridad de las estructuras.

Entre las desventajas más destacadas, se resaltan dos aspectos significativos. En primer lugar, existe la necesidad de llevar a cabo una verificación constante del tanque de referencia asociado a las placas de asentamiento. Esta práctica se vuelve esencial para garantizar la precisión y fiabilidad de las mediciones geotécnicas. En segundo lugar, en situaciones donde

se realice un recrecimiento de la presa y se presenten fallos en los sensores, surge una complicación importante. La dificultad radica en que, esencialmente, estos sensores quedan fijos en sus puntos de instalación, lo que impide su reemplazo con facilidad. Este aspecto plantea un desafío adicional en la gestión y mantenimiento de los sistemas de monitoreo, destacando la importancia de estrategias eficaces para abordar estas limitaciones y asegurar la continuidad y confiabilidad de los datos geotécnicos recopilados.

### 3.5 Monitoreo de aceleraciones

La evaluación de la aceleración del suelo durante eventos sísmicos en presas se realiza mediante el uso de acelerógrafos del tipo "strong motion", los cuales incorporan un acelerómetro tridimensional y un sistema de adquisición de datos. El objetivo primordial consiste en determinar la aceleración máxima de partículas en  $mg$  ( $1g = 1000mg = 9.81 \text{ m/s}^2$ ) durante el sismo y registrar la historia temporal del evento sísmico. La preservación de la estabilidad de la presa se ve directamente afectada por aceleraciones excesivas de partículas durante un sismo, y comprender la magnitud de esta exposición es esencial para reintegrar la estructura en servicio y analizar su estabilidad posterior al evento sísmico. En un enfoque ideal, se implementa la instalación de un acelerógrafo en campo libre, situado a una distancia considerable de la presa, y al menos uno adicional en la cresta y en el contacto con los estribos. Los acelerógrafos se clasifican en categorías de Clase A a D según especificaciones, siendo la Clase A la correspondiente al estado más avanzado de la tecnología actual. Además, los acelerómetros de mayor sensibilidad permiten medir aceleraciones de menor magnitud debidas a vibraciones ambientales o temblores pequeños. Estas mediciones son fundamentales para la evaluación de las frecuencias y modos naturales de las presas, contribuyendo al monitoreo continuo de su integridad estructural (Choquet et al., 2022).

## 4 SISTEMA DE GESTIÓN DE DATOS

La eficaz administración de datos en la gestión integral de presas se presenta como un componente fundamental para asegurar la integridad estructural y la pronta identificación de posibles anomalías. La vinculación con sistemas automáticos de adquisición de datos, la capacidad de almacenamiento, procesamiento y exportación de información, la configuración de alertas, la generación de representaciones gráficas y tabulares, así como la integración con otros sistemas, se erigen como elementos centrales en la gestión de datos geotécnicos.

La exitosa implementación de dichos sistemas demanda una estrecha colaboración entre especialistas en presas, monitoreo, tecnología de la información e ingenieros encargados de la operatividad del sistema.

Estos sistemas de gestión no solo ofrecen capacidad técnica, sino que también desempeñan un papel crucial en la detección de patrones indicativos de posibles fallos. Por ejemplo, pueden identificar aumentos en filtraciones o presiones intersticiales que podrían ser señales tempranas de problemas en la presa (ICOLD, 2011). Sin embargo, es fundamental destacar que la interpretación de estos datos debe ser realizada por un ingeniero experto, quien, en el contexto más amplio de la vigilancia de la presa, proporcionará una evaluación confiable de la seguridad (ICOLD, 2009). Este enfoque integrado, donde la tecnología se combina con la experiencia humana, fortalece la capacidad de respuesta y la toma de decisiones informada en el ámbito del monitoreo de presas.

En el actual panorama del mercado, se encuentra una diversidad de softwares dedicados a la gestión de información. Sin embargo, el enfoque primordial en este contexto recae en la exploración y análisis del software "Beyond Monitoring" propiedad de Sixense, ver Figura 10.

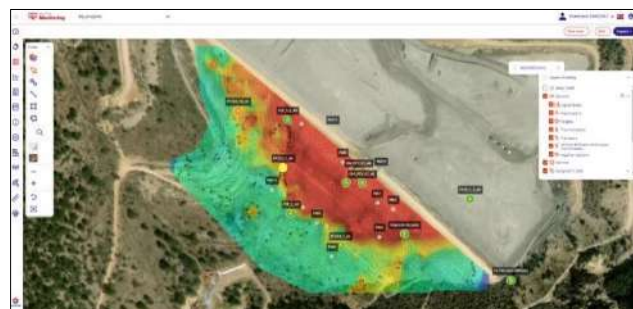


Figura 10. Vista de distintos sensores instalados en la cortina de la presa de jales.

Este software es una herramienta robusta destinada a la gestión en tiempo real de datos vinculados al monitoreo de presas de jales y su entorno. Su eficacia radica en la integración de datos provenientes de una variedad de sensores, abarcando aspectos geotécnicos, estructurales, hidrológicos o ambientales, independientemente del sistema de registro utilizado. Entre sus atributos distintivos se incluyen el procesamiento avanzado de datos con la capacidad de configurar alarmas de manera automática, la posibilidad de integrar información externa como el progreso de obras o documentos, y la flexibilidad de contar con interfaces específicas configurables según las necesidades particulares, incluyendo interfaces móviles para acceder a los datos desde cualquier ubicación, ver Figura 11.

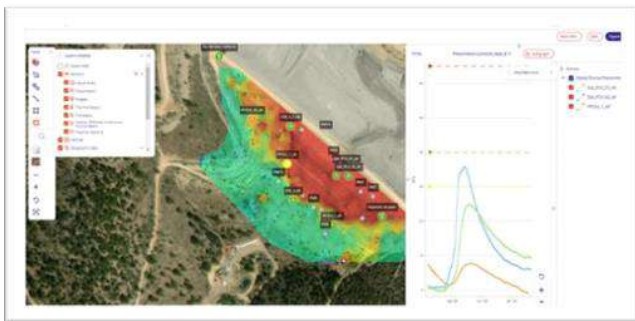


Figura 11. Ejemplo de monitoreo y correlación de distintas variables en la plataforma.

Esta solución de monitoreo en tiempo real es un recurso para los ingenieros de registro de presas de jales, ofreciendo la capacidad de anticipar y gestionar de manera efectiva los riesgos geotécnicos, estructurales y ambientales. La consolidación de toda la información en un solo entorno, accesible incluso a través de dispositivos móviles, otorga a los ingenieros una comprensión expedita y simplificada de los datos. Además, las alarmas, configurables dinámicamente, alertan de inmediato ante lecturas que exceden umbrales predefinidos, posibilitando una respuesta temprana ante situaciones que puedan comprometer la seguridad de la presa de jales, ver Figura 12. Este enfoque integral robustece la capacidad de los ingenieros para tomar decisiones informadas y gestionar eficientemente el monitoreo de presas.

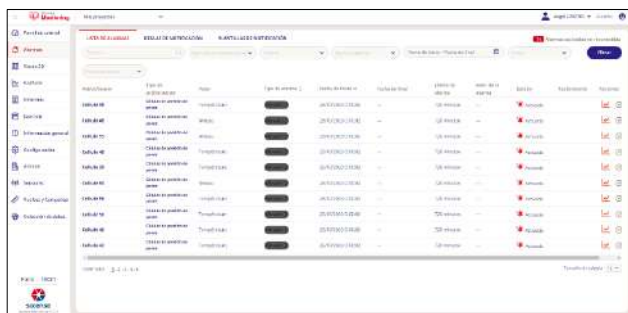


Figura 12. Ejemplo de gestión de alarmas en Beyond Monitoring.

En el apartado de análisis instantáneo, la herramienta Beyond Monitoring facilita una comparativa del estado estructural mediante la aplicación de criterios de umbrales. Estos umbrales representan límites calculados utilizando software de diseño, basándose en criterios de estabilidad bajo equilibrio límite o aproximaciones numéricas. A partir de estos cálculos, se establecen umbrales que permiten comprender el comportamiento del depósito de jales de manera inmediata. Esta evaluación se basa en mediciones analizadas de los datos recolectados por los sensores, que constantemente contrastan los límites de movimiento admisible, las presiones de poros en áreas específicas y las condiciones de análisis particulares.

Por otro lado, la información derivada de la gestión de datos llevada a cabo por Beyond Monitoring alimenta estos modelos, mejorando eficientemente los umbrales y el diseño particular, lo que proporciona una aproximación más precisa al comportamiento real de la estructura. Esto se logra gracias a que los datos que alimentan el modelo provienen directamente de mediciones realizadas.

Una perspectiva futura con estas herramientas es la integración automática de retroanálisis una vez concluida la administración de la información de los sensores en intervalos determinados. Esto podría realizarse mediante el desarrollo de sistemas como redes neuronales y simulaciones predictivas, respaldados por herramientas estadísticas tipo Montecarlo.

## 5 CONCLUSIONES

El monitoreo de presas de jales emerge como una práctica ineludible en la salvaguarda de estas estructuras críticas. De manera notoria, las presas de jales revelan una tasa de falla considerablemente superior en comparación con sus contrapartes de agua convencionales. Estos hallazgos subrayan la imperante necesidad de implementar sistemas de monitoreo eficientes y avanzados.

A pesar de la proliferación de métodos de monitoreo y la disponibilidad de datos en tiempo real gracias al progreso tecnológico, es crucial tener en cuenta que, sin una gestión adecuada, planificación y un seguimiento constante, los datos generados carecen de la capacidad de transformarse en información valiosa. Complementando los métodos y sensores existentes, se cuentan con herramientas que facilitan la administración de esta información, consolidando todos los aspectos relativos a una misma estructura en un único repositorio. Sin embargo, es fundamental reconocer que, a pesar de estos avances, se requiere la presencia de ingenieros de registro para la toma de decisiones informadas, respaldados por un plan de auscultación integral que les permita abordar con eficacia cualquier eventualidad.

Finalmente, es crucial destacar la relevancia de compartir conocimientos y experiencias en foros especializados. Esta práctica no solo contribuye al avance del conocimiento, sino que también apunta a fortalecer la seguridad de las estructuras en las presas de relaves.

## REFERENCIAS

- Adamo, N., Al-Ansari, N., Sissakian, V., Laue, J., y Knutsson, S. (2020). "Dam Safety: Monitoring of Tailing Dams and Safety Reviews". *Journal of Earth Sciences and Geotechnical Engineering*, 249-289.



- Bayaraa, M., Sheil, B., y Rossi, C. (2022). *InSAR and Numerical Modelling for Tailings Dam Monitoring - the Cadia failure case study*. Oxford: icevirtuallibrary.
- Camafort, M., Devanthery, N., y Payas, B. (2020). "Using radar satellite data for ground deformation monitoring". *Surveying+Spatial*, 35-38.
- Choquet, P., McCardle, A., Mwape, F., y Jacquot, B. (2022). "State-of-the-art technologies for monitoring water dams". *10 Congreso argentino de presas y aprovechamientos multipopósito*.
- Concha Larrauri, P., y Lall, U. (2017). *Assessing Risk of Mine Tailing Dam Failures*. Columbia Water Center.
- GTR. (2020). *Global industry standard on tailings management*. Global Tailing Review.
- Haeri, S., Motlagh, A. H., Gholami, R., y Soleimani, S. (2021). "Tailing Dam Failure Modes; Recognition, Prevention and Case Studies". *International Symposium on Water and Dams*, 1-9.
- ICMM. (2016). *Tailing Governance Framework*. London: ICMM.
- ICOLD. (2009). *General approach to Dam Surveillance*. Bulletin 138.
- ICOLD. (2011). *Dam Surveillance guide*. Bulletin 158.
- Lumbroso, D., Collell, M. R., Petkovsek, G., Davison, M., Liu, Y., Goff, C., y Wetton, M. (2020). "DAMSAT: An eye in the sky for monitoring tailing dams". *Mine Water and Environment Journal on tailing dam*.
- Martin, T. (1999). "Characterization of pore pressure conditions in upstream tailings dams". *AGRA Earth & Environmental Limited, Burnaby, B.C. Canada*.
- Morton. (2020). "Tailing dam risk reduction using accurate pore pressure monitoring". *South African Institute of Mining and Metallurgy, Tailings Storage Conference 10-13th*.
- Multiconsult Norge AS y OFITECO. (2021). *Review of dam monitoring and data management techniques*. 10211223-RIEn-RAP-001E.
- Peñoles. (2022). *Operational Excellence, guideline for tailing management system*.
- Svendsen, I., Piciullo, L., Voge, M., Montalti, R., y Intrieri, E. (2022). *Tailings dam monitoring and early warning with InSAR technique*. EGU General Assembly.



## Evaluación de la operación real de un depósito de jales comparada con la operación simulada con un software de depositación de jales.

Assessment of the real operational performance of a tailings storage facility compared to the operational model derived from tailings deposition software.

**Natividad ENCARNACIÓN<sup>1</sup>✉, Mario VEGA<sup>1</sup>, Sergio HERNÁNDEZ<sup>1</sup>, Jonatan CANDELARIA<sup>1</sup>, Eduardo CONTRERAS<sup>1</sup> y Osvaldo FLORES<sup>2</sup>**

<sup>1</sup> Flopac Geotecnia S.A. de C.V., Ciudad de México, México

<sup>2</sup> Instituto de Ingeniería de la Universidad Autónoma de México, Ciudad de México, México

**RESUMEN:** Uno de los desafíos más importantes en el proceso operativo de un depósito con descarga de jal fluido consiste en gestionar y controlar el crecimiento del depósito y el estanque de aguas clarificadas. El seguimiento de las variables operativas es de suma importancia, ya que permite al operador del depósito evaluar el desempeño e identificar cualquier desviación durante su funcionamiento respecto al diseño, y así tomar acciones preventivas o correctivas. El objetivo de este documento es presentar el método observacional aplicado al depósito de jales TSF-A, para examinar los efectos de diferentes modelos de operación desarrollados, considerando las ventajas que ofrece el uso de un software de simulación de depositación para planeación de operaciones; además, se destaca la importancia de la gestión integral de jales, evaluando el desempeño total del depósito mediante la comparación del comportamiento de la operación simulado y el comportamiento real observado en sitio, a través del monitoreo de las variables operativas.

**ABSTRACT:** One of the most significant challenges in the operational process of a tailings disposal facility with a fluid discharge is managing and controlling the growth of the deposit and the clear water pond. Monitoring operational variables is of utmost importance as it allows the facility operator to assess performance and identify any deviations during its operation, enabling them to take preventive or corrective actions. The use of simulation tools helps identify areas for improvement in the deposition process, facilitating decision-making before initiating the operation. The objective of this document is to present the observational approach methodology applied to the TSF-A tailings storage facility to examine the effects of different operation models developed, considering the advantages offered by the use of a deposition simulation software for operation planning. Furthermore, it highlights the importance of comprehensive tailings management by evaluating the total performance of the facility through comparing simulated operational behavior with the actual behavior observed on-site via the monitoring of operational variables.

✉ Autor de Correspondencia: [nencarnacion.flopac@gmail.com](mailto:nencarnacion.flopac@gmail.com)

### 1 INTRODUCCIÓN

En un depósito de jales, la etapa de operación se refiere al funcionamiento del depósito de jales y las actividades asociadas, que incluyen el transporte y depositación de jales, la construcción durante las fases de operación y cierre, la gestión del agua y filtraciones durante ambas fases, así como las actividades de recuperación de agua en las mismas. En esta etapa se debe integrar un conjunto de conceptos, principios y prácticas para el manejo de jales, con el fin de garantizar una gestión segura y responsable. La comprensión y administración del riesgo son fundamentales para lograrlo, para esto se puede hacer uso del método observacional para reducir el riesgo y mejorar la seguridad en la gestión de jales (ICMM, 2021).

Con este método, el diseño parte estableciendo el comportamiento anticipado bajo las condiciones más

probables. Posteriormente, durante la construcción y operación, se miden los valores de las variables seleccionadas y se evalúan las condiciones reales, ajustando el diseño según sea necesario, para adaptarse a dichas condiciones (Lacasse y DiBiagio, 2019).

La aplicación de modelos de simulación basados en datos de vigilancia y caracterización del sitio valida las suposiciones de diseño y proyecta el desempeño futuro. Estos resultados modelados informan sobre posibles cambios en el diseño o en las prácticas operativas, con el objetivo de mejorar el desempeño y reducir los riesgos asociados (ICMM, 2021).

En la actualidad existen varias herramientas de software que permiten modelar diversas condiciones para los depósitos de jales. El uso de estas herramientas de simulación permite identificar áreas de mejora para la toma de decisiones antes de iniciar el proceso de depositación (Eldridge T. *et. al.*, 1989).

Este enfoque integral, desde la planificación hasta la simulación y evaluación continua, es la esencia del método observacional y contribuye a una gestión efectiva y segura de los depósitos de jales.

El objetivo de este documento es presentar el método observacional aplicado al depósito de jales TSF-A, para examinar los efectos de diferentes modelos de operación desarrollados, aprovechando las ventajas que ofrece el uso de un software de simulación de depositación en la planeación de la operación; además, como parte integral de la gestión de jales se evalúa el desempeño total del depósito mediante la comparación del comportamiento de la operación simulada y el comportamiento real observado en sitio, a través del monitoreo de las variables operativas.

## 2 GENERALIDADES DEL DEPÓSITO

El Depósito de jales TSF-A es un depósito de jales construido con el método aguas arriba, que consta de dos cortinas perimetrales (principal y posterior). Con el fin de aumentar la capacidad del depósito, se propuso una sobreelevación en ambas cortinas. El proceso para la planeación de la construcción y operación fue dinámico, inicialmente la cota propuesta era la elevación 1,633 msnm; sin embargo, debido a la necesidad de depositar un mayor volumen, se evaluó una sobreelevación mayor (1,634.50 msnm). En la Figura 1 se presenta la vista en planta del depósito en estudio, así como la geometría de ambas cortinas.

En términos operativos, los registros indican que el vertido en este depósito siempre se ha realizado con jales fluidos provenientes de dos plantas, generando un total de 70,000 m<sup>3</sup>/mes, depositados mediante *espigas*.

En cuanto a las condiciones geométricas antes del inicio de la operación, es relevante señalar que dentro del vaso en la margen izquierda se excavó material grueso para su uso en la construcción de los bordos de sobreelevación. Esta acción dejó una zona susceptible a inundaciones, debido a sus elevaciones menores en comparación con el resto del vaso, como se muestra en la Figura 1.

## 3 SIMULACIÓN DE LA DESCARGA

Para llevar a cabo el proceso de modelado de la descarga de jal en el depósito se empleó el software RIFT TD Versión 4.1.1.0, una herramienta de tres dimensiones desarrollada para modelar la depositación de jales. Para hacer dicha modelación se requiere contar con un modelo digital de terreno (superficie obtenida con topografía), conocer la tasa de depositación, el número y ubicación de puntos de tiro, así como el peso volumétrico de los jales.

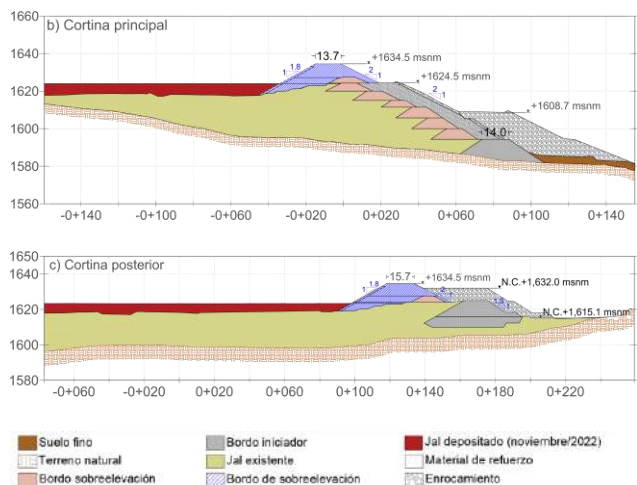
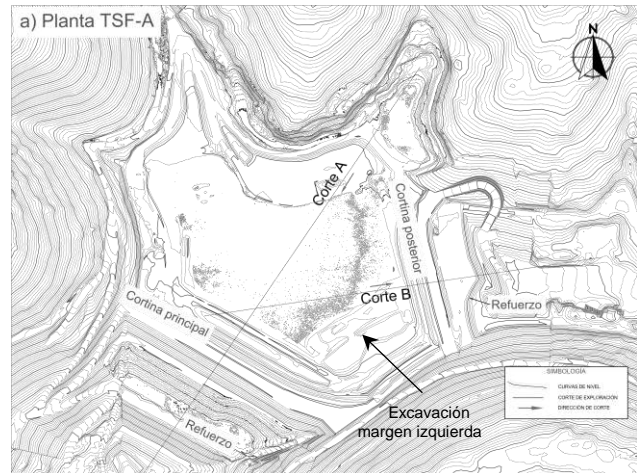


Figura 1. Vista en planta de TSF A (a) y geometría de cortinas principal (b) y posterior (c).

### 3.1 Consideraciones de la operación

Como parte de las actividades de construcción y planeación de la operación fue necesario realizar dos modelos de simulación los cuales se describen a continuación:

**Modelo de operación 1.** En este escenario la operación del TSF-A se divide en tres fases: la primera, con duración de 5 días, utilizó 4 puntos de tiro en la margen izquierda para llenar la excavación en esa zona, y para evitar que el agua sature el bordo principal se modeló un canal para evacuar el agua hacia la zona norte; en la segunda fase (45 días), se agregaron 4 puntos de tiro en el bordo principal y 2 en el bordo posterior, todos ubicados a la cota 1,626.50 msnm; finalmente, en la tercera fase se usaron los mismos puntos de tiro, pero subiéndolos a la cota 1,632.50 msnm. En todas las fases se deposita jal convencional mediante *espigas* (Tabla 1).

**Modelo de operación 2.** Cerca del final de la fase 2 de operación se decidió hacer un cambio operativo y pasar de jal fluido (tasa de depositación de 70,000 m<sup>3</sup>/mes) a una operación mixta (tasa de

deposición de 53,290 m<sup>3</sup>/mes). En esta operación se asume que una planta enviará jal fluido al vaso, mientras que la otra alimentará un hidrociclón, donde los gruesos se usarán para la construcción de los bordos y los finos serán enviados al vaso del TSF A. Además, se revisó la opción de aumentar la corona de los bordos de sobre elevación 1.50 m (cota 1,634.50 msnm). Estos cambios generaron la necesidad de realizar una nueva simulación de la operación. En el numeral 3.2.3 *Resultados del Modelo 2* se puede observar que implicaron estos cambios en la operación.

Las consideraciones operativas como geometría, fases de operación, características del jal depositado y los requerimientos de longitudes de playa y bordo libre usados para los dos modelos de simulación se presentan en la Tabla 1.

### 3.2 *Resultados de las simulaciones*

Como parte del módulo de resultados, el programa de modelación numérica para la descarga de jales RIFT TD Versión 4.1.1.0, genera una representación tridimensional del jal depositado para diferentes tiempos durante el periodo de operación. Esto facilita la visualización de la posición del estanque de aguas clarificadas hasta una elevación definida; asimismo, crea curvas que muestran la capacidad de las etapas de deposición en incrementos de elevación (RIFT TD, 2021). A continuación, se presentan detalladamente los resultados obtenidos para todos los modelos de simulación desarrollados para el TSF A.

#### 3.2.1 *Resultados del Modelo 1*

En la Tabla 2 se detallan las fases de operación, incluyendo el número, ubicación y elevación de los puntos de tiro, así como los resultados del volumen parcial y acumulado para las tres fases de operación del Modelo 1.

En la Figura 2 se presenta una visualización gráfica de los resultados del Modelo 1. Aunque el software permite generar imágenes para distintos momentos durante la operación, se presentan únicamente las correspondientes al final de cada fase. Cada representación incluye el modelo del estanque de aguas clarificadas, con un volumen aproximado de 6,000 m<sup>3</sup>, resaltando que en todos los casos las longitudes de playa tanto del bordo principal como del bordo posterior están siempre por encima de los 75 m, de acuerdo con los requerimientos mínimos de diseño.

Estos resultados permiten observar la versatilidad de la modelación, en primera instancia se puede ver el modelo de terreno el cual fue importado mediante un archivo en DXF de la topografía del depósito (Figura 2a). En la fase 1, se modeló el llenado de la excavación de la margen izquierda, así como la zanja para evacuar el agua hacia la zona norte (Figura 2b); en la fase 2 se añadieron al modelo cada uno de los puntos de tiro en el bordo principal y posterior (Figura 2c); finalmente, en la fase 3 dentro del modelo se cambió la elevación de los puntos de tiro para dejarlos en su elevación final (Figura 2d).

En estos resultados también se puede observar que el dividir la operación en tres fases, permite operar y construir de manera simultánea en las fases 1 y 2, y que los puntos de tiro propuestos permiten ubicar las aguas clarificadas siempre alejadas de los bordos.

Tabla 1. Consideraciones de operación para los dos modelos realizados.

Variable de operación	Modelo 1	Modelo 2
Elevación máxima de bordo	1,633.00 msnm	1,634.50 msnm
Elevación máxima de jal	1,631.00 msnm	1,632.50 msnm
Fases de operación	194 días divididos en tres fases: Fase 1 (5 días), Fase 2 (45 días) y Fase 3 (144 días).	313 días divididos en tres fases: Fase 1 (6 días), Fase 2 (55 días) y Fase 3 (273 días).
Tipo de jal y tasa de deposición	Jal fluido: 70,000 m <sup>3</sup> /mes	Jal fluido: 70,000 m <sup>3</sup> /mes (Fases 1 y 2) Fluido y cicloneado: 53,290 m <sup>3</sup> /mes (Fase 3)
Puntos de tiro	4 en fase 1 y 10 en las fases 2 y 3	4 (Fase 1), 10 (Fase 2) y 13 (Fase 3)
Peso volumétrico	1,500 kg/m <sup>3</sup>	1,500 kg/m <sup>3</sup> (Fases 1 y 2) 1,300 kg/m <sup>3</sup> (Fase 3)
Volumen de operación	6,000 m <sup>3</sup>	6,000 m <sup>3</sup>
Longitud de playa	>75 m	>75 m
Bordo libre	>2 m	>2 m



Tabla 2. Detalles y resultados de las fases del modelo de operación 1.

Fase	N° Puntos de tiro	Ubicación puntos de tiro	Elevación puntos de tiro <i>msnm</i>	Elevación de la corona <i>msnm</i>	Inicio operación <i>día</i>	Final operación <i>día</i>	Volumen parcial <i>m³</i>	Volumen acumulado <i>m³</i>
1	4	Margen izquierda sobre bordo existente (MI)	1,627.50	1,627.50	1	5	9,920	9,920
2	10	Margen izquierda sobre bordo existente (MI) + bordos de sobreelevación principal (BP) y trasero (BT)	1,627.50 2,626.50 (BP y BT)	1,627.50 2,626.50 (BP y BT)	6	51	106,729	116,650
3	10	Margen izquierda sobre camino + bordos de sobreelevación principal y posterior	1,632.50	1,633.00	52	194	333,844	450,494

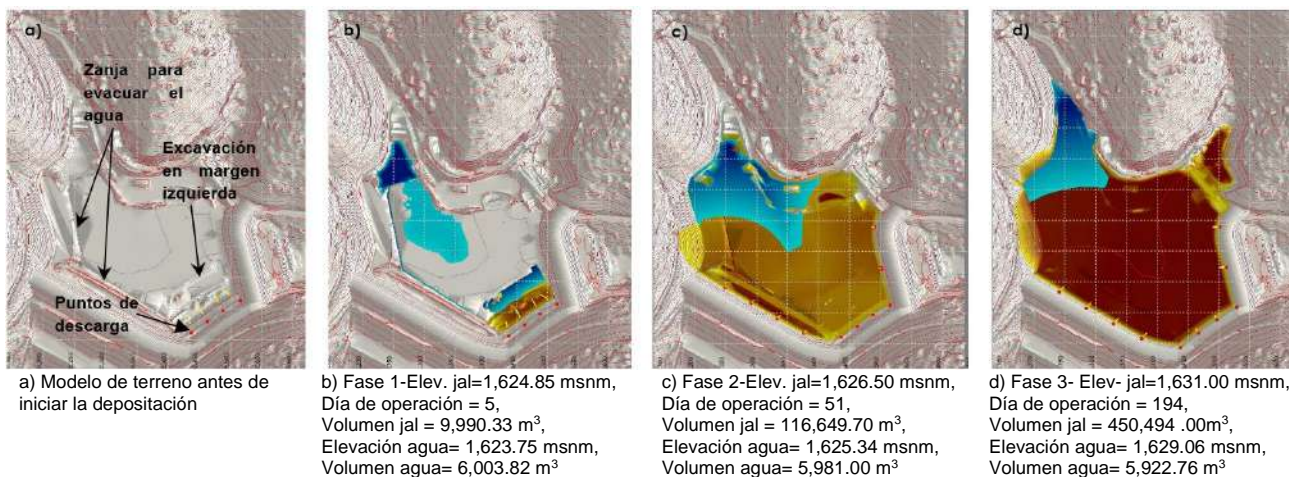


Figura 2. Resultados de la simulación de la operación en la fase 1. (a) Modelo de terreno antes de iniciar la depositación, (b) Final de la fase 1, (c) Final de la fase 2 y (d) Final de la fase 3.

### 3.2.2 Evaluación temporal de ubicación de puntos de tiro

Como parte de la planeación de construcción y operación simultánea, en el Modelo 1 se propuso analizar la opción de colocar únicamente 4 puntos de tiro en la margen izquierda para evitar que las actividades de operación interfirieran con la construcción de los bordos principal y posterior, durante un periodo de al menos 92 días, que es el tiempo en el que se traslaparían estas dos actividades. Se hizo la simulación y se determinó que en el día 20 de operación el agua clarificada alcanzaría el bordo de sobreelevación en la cortina principal. Debido a esto, la propuesta de operación no se consideró viable, ya que la longitud de la playa de 75 m es una de las restricciones más importantes establecidas para garantizar la seguridad; por lo anterior, no se realizaron análisis más detallados ni se obtuvieron las curvas de almacenamiento para este modelo. Lo anterior demuestra que la simulación de la operación es una herramienta que permite la toma de decisiones rápida para la gestión del riesgo.

En la Figura 3 se muestran los resultados del modelo de operación preliminar con los 6,000 m<sup>3</sup> del agua de operación para el día 20 y se resalta cómo el agua alcanza el bordo principal.

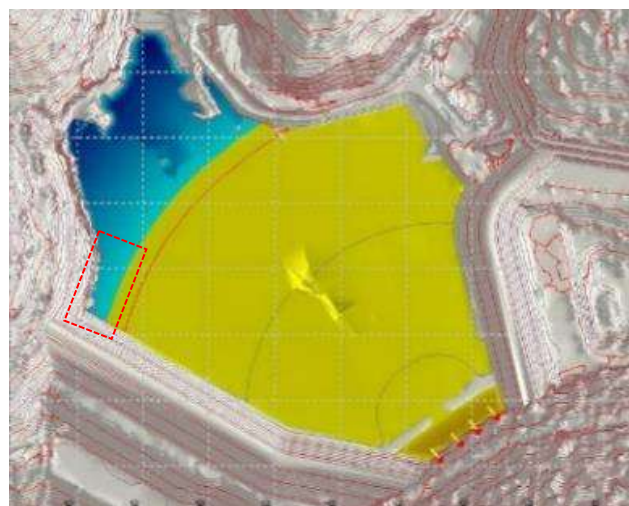


Figura 3. Resultados del modelo de operación preliminar.

### 3.2.3 Resultados del Modelo 2.

Dado que el Modelo 2 se llevó a cabo cuando el depósito ya estaba operando en la fase 2 del Modelo 1, se simuló las tres fases, aunque no se profundizó demasiado en las fases 1 y 2, debido a la similitud de los resultados con el Modelo 1. Los resultados se centran en la extensión del tiempo de



operación, derivado de la reducción de la tasa de depositación y el aumento de volumen por el incremento en la altura del bordo de sobreelevación, ambos aspectos en la fase 3.

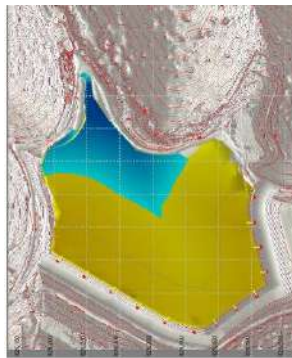
En la Tabla 3 se presentan los detalles de la operación del Modelo 2, incluyendo el número, ubicación y elevación de los puntos de tiro, así como los resultados del volumen parcial y acumulado para cada fase. Las pequeñas diferencias observadas en las fases 1 y 2, en comparación con el Modelo 1, se deben a que el Modelo 2 inició un día antes de lo previsto para el Modelo 1; por lo tanto, en la Tabla 2 el inicio de la operación es el día 1, mientras que en la Tabla 3 es el día 0. En la fase 2, mientras que en el Modelo 1 estaba considerada hasta el día 51, en el Modelo 2, debido al cambio en la operación, la fecha de término fue el día 40. En la fase 3 es donde se evidencia el aumento en el volumen de

almacenamiento de jal, resultado de la disminución en la tasa de depositación y el aumento de altura de los bordos de sobreelevación, lo que llevó al final de la operación del día 194 en el Modelo 1 al día 313 en el Modelo 2.

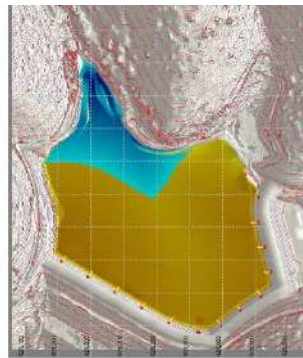
La extensión del tiempo de operación tuvo efectos importantes, ya que se debió revisar en términos de controles críticos y variables de comportamiento del depósito, para evaluar las condiciones de estabilidad. En la Figura 4 se presentan los resultados de la operación para diferentes días de la fase 3. En estas imágenes se puede apreciar que, con los 13 puntos de tiro propuestos, los 6,000 m<sup>3</sup> correspondientes al agua clarificada se mantienen en la zona norte. Esto asegura que las longitudes de playa, tanto del bordo principal como del bordo posterior, estén siempre por encima de los 75 m mínimos de longitud de playa requeridos definidos en el diseño.

Tabla 3. Detalles y resultados de las fases del modelo de operación 2.

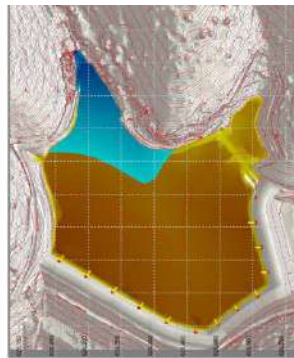
Fase	N° Puntos de tiro	Ubicación puntos de tiro	Elevación puntos de tiro	Elevación de la corona	Inicio operación	Final operación	Volumen parcial	Volumen acumulado
			msnm	msnm	día	día	m <sup>3</sup>	m <sup>3</sup>
1	4	Margen izquierda sobre bordo existente (MI)	1,627.5	1,627.5	0	5	11,627	11,627
2	10	Margen izquierda sobre bordo existente (MI) + bordos de sobreelevación principal (BP) y trasero (BT)	1,627.5 (MI) 1,626.5 (BP y BT)	1,626.5 (MI) 1,626.5 (BP y BT)	6	40	82,888	94,515
3	13	Margen izquierda sobre camino + bordos de sobreelevación principal y posterior	1,633.5	1,634.0	41	313	484,926	579,441



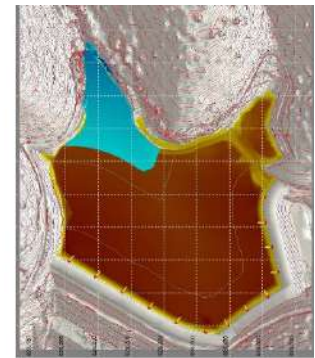
Elevación jal=1,628.48 msnm,  
Día de operación=125,  
Volumen jal = 244,450.37 m<sup>3</sup>,  
Elevación agua=1,627.25 msnm,  
Volumen agua= 5,990 m<sup>3</sup>



Elevación jal=1,629.54 msnm,  
Día de operación=169,  
Volumen jal = 322,546.97 m<sup>3</sup>,  
Elevación agua= 1,628.21 msnm,  
Volumen agua= 6,038 m<sup>3</sup>



Elevación jal=1,631.05 msnm,  
Día de operación=245,  
Volumen jal = 485,563.94 m<sup>3</sup>,  
Elevación agua= 1,629.45 msnm,  
Volumen agua= 6,044 m<sup>3</sup>



Elevación jal = 1,632.50 msnm,  
Día de operación=313,  
Volumen jal = 579,440.93 m<sup>3</sup>,  
Elevación agua=1,330.75 msnm,  
Volumen agua= 5,930 m<sup>3</sup>

Figura 4. Resultados de la simulación en la fase 3 del modelo de operación 2.

### 3.3 Análisis comparativo Modelos 1 y 2

El programa de modelado permite obtener la curva de almacenamiento de jales, registrando la elevación en relación con el volumen depositado. Conociendo la tasa de depositación es posible determinar la cota de almacenamiento respecto al tiempo de operación. Como parte integral de la gestión del depósito, se requiere monitorear el crecimiento del nivel de jales en función al tiempo de operación. Para

este propósito se seleccionaron tres puntos de referencia en los Modelos 1 y 2: la cortina principal, el bordo trasero y la zona de aguas clarificadas (zona norte), como se muestra en la Figura 5.

Con fines ilustrativos, este documento presenta exclusivamente las curvas de construcción y operación del bordo principal para los Modelos 1 y 2 (Figura 6). Estas gráficas también representan las etapas de construcción proyectadas mediante líneas

discontinuas. En cuanto a la elevación, en el día 194 (final de operación del Modelo 1) se observa que en el Modelo 2, el nivel de jales es menor debido al cambio en la tasa de depositación. Si este cambio hubiera sido el único factor, la depositación podría haberse extendido hasta el día 244; sin embargo, la operación se prolongó hasta el día 313, debido al aumento de 1.5 m en los bordos de operación. Además, se nota que el Modelo de operación 2 se aproxima más a la gráfica del programa de construcción, ya que este modelo inició un día antes que lo considerado en el Modelo 1.

Los cambios en el nivel de jales también se reflejan en el volumen de almacenamiento. En la Figura 7 se muestra la comparativa del volumen almacenado en el vaso para ambos modelos. Aquí se observan los mismos efectos vistos en la curva de almacenamiento, y también se evidencia cómo hasta el día 40 los volúmenes de los Modelos 1 y 2 coinciden, pero posteriormente la pendiente del Modelo 2 disminuye debido al inicio de operaciones del hidrociclón.

Respecto a las toneladas de jal producidas por la mina, es un parámetro ya establecido para ambas plantas en operación. La Figura 8 presenta esta producción de jal para los Modelos 1 y 2. Se observa que la pendiente es la misma para ambos modelos, y sólo en el Modelo 2 se presenta una extensión a partir del día 194, debido al cambio en la cota de los bordos y la reducción de la tasa de depositación; sin embargo, este cambio no se refleja de la misma manera en las toneladas depositadas en el vaso (Figura 9). En esta figura es evidente que en el día 40 se produce un cambio en la pendiente debido al inicio de la operación del hidrociclón, producto del *underflow*, debido a que se utilizaron gruesos para la construcción, impactando significativamente en la extensión del tiempo de operación.

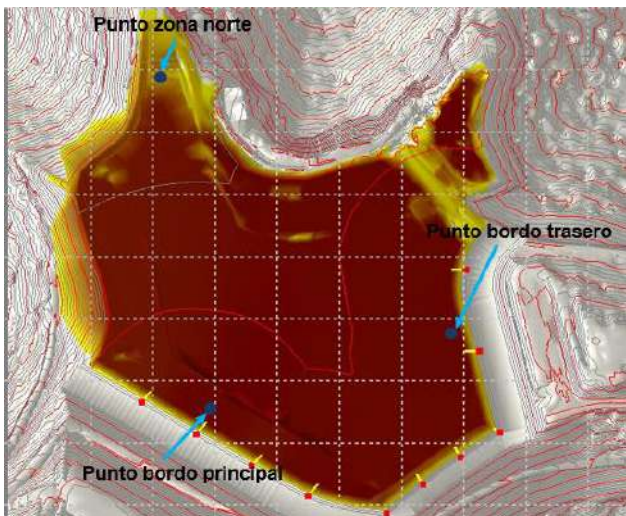


Figura 5. Ubicación de puntos de descarga donde se generó curva de almacenamiento.

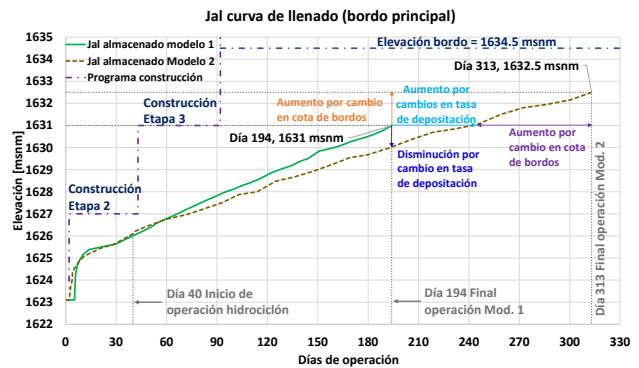


Figura 6. Curva de construcción y operación para los Modelos 1 y 2

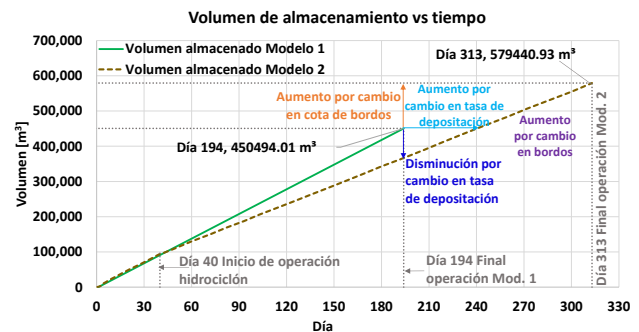


Figura 7. Comparación volumen de almacenamiento Modelos 1 y 2

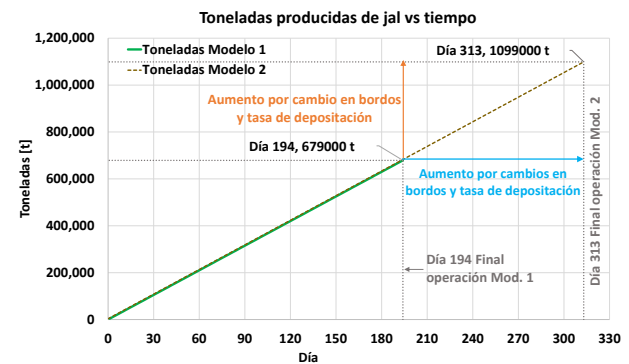


Figura 8. Comparación toneladas producidas para los Modelos 1 y 2

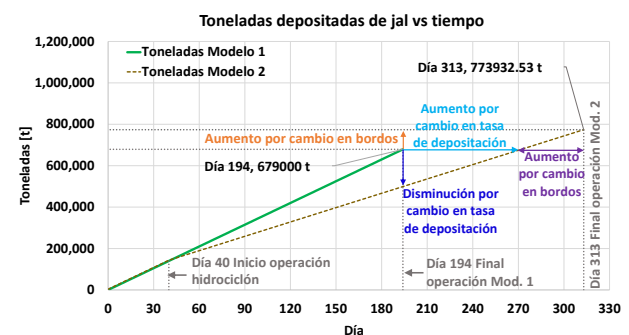


Figura 9. Comparación toneladas depositadas en el vaso del TSF A para Modelos 1 y 2

#### 4 SEGUIMIENTO DE VARIABLES OPERATIVAS (MÉTODO OBSERVACIONAL)

La esencia del enfoque observacional para depósitos de jales reside en la validación de las suposiciones de diseño y la optimización o actualización del mismo, según sea necesario. Para llevar a cabo esta validación se establece un programa de instrumentación y monitoreo, con el objetivo de recopilar datos reales sobre el comportamiento del depósito (Brett y Brown, 2010).

La evaluación del desempeño real de la operación del depósito se llevó a cabo mediante el seguimiento de variables operativas. Estas variables proporcionan al operador del depósito la capacidad de evaluar el rendimiento y detectar cualquier desviación durante la operación, lo que facilita la toma de acciones correctivas inmediatas para prevenir condiciones de riesgo.

A continuación, se presentan las variables operativas que fueron monitoreadas durante la operación del TSF-A. Estas variables se comparan con los valores de referencia establecidos en la Tabla 1 o con los parámetros obtenidos a través de las simulaciones del Modelo 2, con el propósito de verificar las suposiciones de diseño y determinar la necesidad de actualizaciones.

##### 4.1 Volumen de jal depositado

El monitoreo periódico del volumen de jal depositado permite evaluar si la descarga se mantiene dentro de los parámetros de diseño. Se realiza mediante levantamientos topográficos en los bordos y la zona del vaso. Con esta información se estima el volumen depositado en el vaso. En la Figura 10 se presenta el monitoreo del volumen de jal depositado en el vaso del TSF-A, comparándolo con el volumen proyectado del Modelo 2. En términos generales, se observa que el volumen depositado real se ajusta bastante bien al volumen proyectado; sin embargo, al final de la operación se nota que el volumen real depositado es ligeramente inferior al proyectado, lo cual se atribuye a algunos paros en la operación de las plantas.

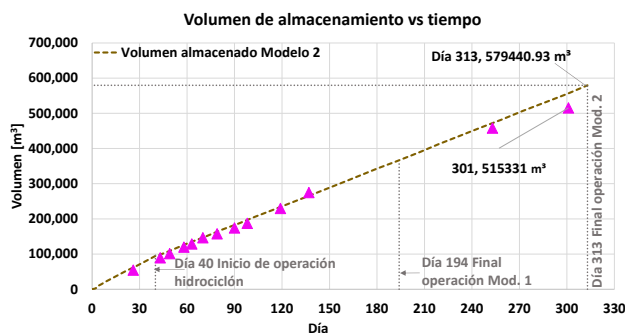


Figura 10. Monitoreo de jal almacenado en el vaso del TSF A.

##### 4.2 Elevación del jal durante la operación

Durante la operación del depósito de jales es esencial realizar un seguimiento constante de las elevaciones de la depositación de jal. Este seguimiento contribuye al funcionamiento adecuado del depósito, ya que posibilita la identificación de zonas cercanas a las cortinas con riesgo de inundación debido a diferencias de niveles, con respecto a otras cortinas. Esto podría provocar la pérdida de longitud de playa o incluso exceder el nivel máximo de operación establecido.

Para monitorear los niveles de depositación de jal se llevaron a cabo levantamientos topográficos periódicos, tanto en el vaso como en la zona de los bordos.

En la Figura 11 se presenta el monitoreo detallado de los niveles de jal, el nivel del agua clarificada y los niveles de crecimiento del bordo principal. Éstos se comparan con las curvas de almacenamiento de diseño (Modelo 2). Se observa que en todo momento los niveles reales de jal estaban ligeramente por debajo de los niveles obtenidos mediante la simulación, por lo que se tomó la decisión de no realizar ajustes al modelo, ya que representa de forma conservadora las condiciones reales de operación.

En lo que respecta a la construcción, se evidencia que ésta se extendió más allá del calendario original debido al aumento en la elevación del bordo y el cambio en la tasa de depositación por efectos de una operación mixta. Además, se aprecia que dividir la operación en tres fases permitió mantener la construcción y la operación de manera simultánea desde el inicio de la operación hasta el día 149, que fue cuando se alcanzó el nivel proyectado para la sobre-elevación (1,364.50 msnm).

Este análisis resalta la importancia de la colaboración entre el equipo de operación, el constructor, el diseñador y el dueño de la mina para la toma de decisiones. Esta colaboración resultó en un diseño óptimo, tanto para la operación como para la construcción del depósito de jales, subrayando la efectividad de un enfoque conjunto en la gestión de estos proyectos.

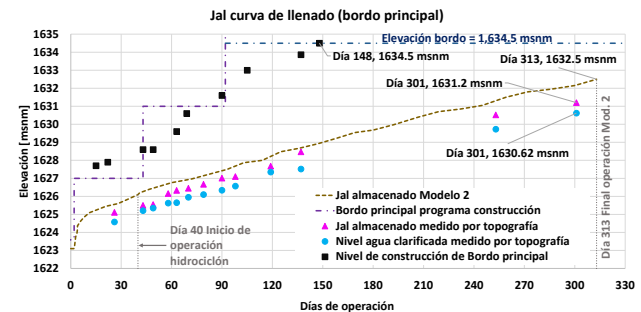


Figura 11. Monitoreo de los niveles del jal, agua y crecimientos en el bordo principal.



### 4.3 Toneladas de jal producidas

Para evaluar la producción de jal de la mina se llevó a cabo una comparativa entre las toneladas producidas por las plantas y las toneladas proyectadas en el diseño (Figura 12). En esta figura se puede observar que hasta el día 120 de operación las proyecciones y los valores reales se ajustan relativamente bien; sin embargo, debido a algunos paros operativos, los valores reales comenzaron a separarse de las proyecciones, destacándose un paro de 5 días ocurrido entre los días 188 y 192, que provocó una mayor separación entre ambos conjuntos de datos.

### 4.4 Toneladas de jal depositadas en el vaso

Para analizar el efecto del cambio de operación (de fluido a operación mixta mediante jal fluido e hidrociclones) se realizó la comparativa de las toneladas reales depositadas dentro del vaso con la proyección de las toneladas depositadas del Modelo 2. En la Figura 13 se puede observar que, debido a los paros operativos, a partir del día 120 los valores reales empiezan a separarse de la proyección, y la separación aumenta un poco más entre los días 188 y 192, debido al paro operativo de 5 días. Dado que el valor real de forma conservadora se encontraba siempre por debajo de la proyección, se determinó que no era necesario hacer un ajuste al modelo de simulación.

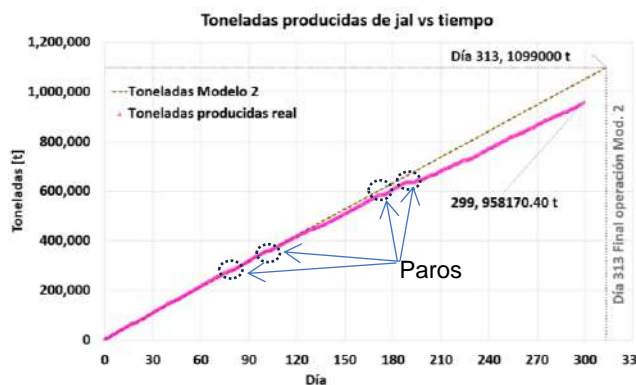


Figura 12. Monitoreo de las toneladas producidas.



Figura 13. Monitoreo de las toneladas de jal depositadas en el vaso del TSF A.

### 4.5 Longitud de playa

En términos operativos para el TSF-A, la longitud de playa se define como la distancia desde los bordos, tanto principal como posterior, hasta el inicio del estanque de aguas clarificadas (Figura 14). De acuerdo con los requerimientos de diseño, y en función de los análisis de flujo de agua y estabilidad, se estableció que se debe mantener una longitud de playa mínima de 75 m.

En la Figura 15 se observa que en las primeras tres semanas se tuvo el proceso de estabilización de la operación, donde se realizaron los ajustes necesarios en el sistema de bombeo para mejorar el manejo del agua y así mantener una longitud de playa por encima de 75 m, tanto para el bordo principal como para el bordo posterior. En este caso los ajustes se realizaron en el proceso de operación y no en el modelo de simulación.

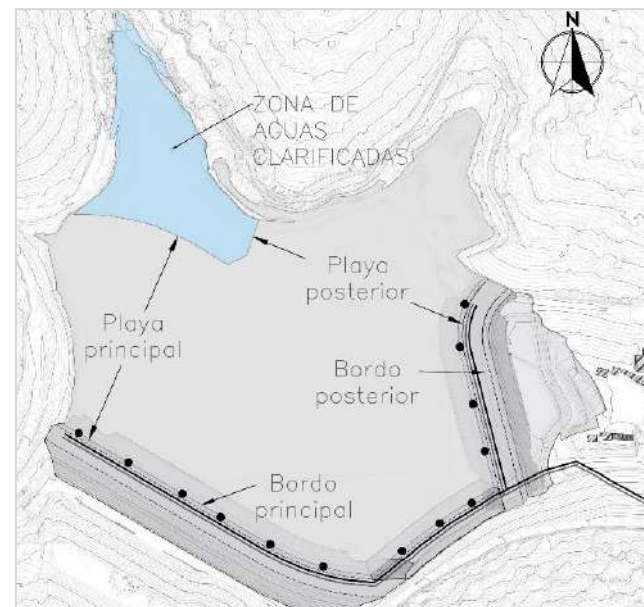


Figura 14. Vista en planta de las longitudes de playa.

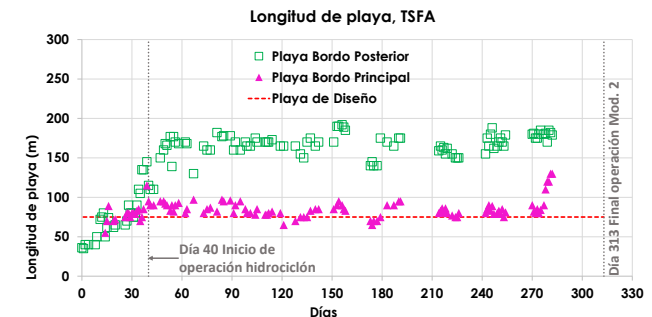


Figura 15. Monitoreo de las longitudes de playa en el TSF A.

#### 4.6 Peso volumétrico

El valor de peso volumétrico para fines del monitoreo, se estima como las toneladas depositadas en el vaso (Figura 13) entre el volumen (determinado con los levantamientos topográficos periódicos y mostrado en la Figura 10); sin embargo, este valor puede experimentar variaciones debido a diversos factores, como la sedimentación de partículas y el tamaño de las mismas, entre otros. Por lo anterior, es necesario llevar un seguimiento periódico de esta variable.

En la Figura 16 se presenta el monitoreo de la variación con el tiempo del peso volumétrico contra la de diseño,  $1,500 \text{ kg/m}^3$  para jal fluido (fases 1 y 2), así como  $1,300 \text{ kg/m}^3$  para la mezcla de jal fluido y finos resultantes del cicloneo (fase 3). Al inicio de la operación los valores reales se encuentran por encima del valor de referencia y disminuyen gradualmente, ajustándose de manera aceptable a los valores de diseño conforme avanza la operación. Esta disminución podría deberse al proceso de homogeneización de la mezcla de materiales con los materiales finos provenientes del ciclón, los cuales tienen un peso volumétrico menor. Dado lo anterior, se considera que los parámetros de diseño usados son adecuados y no es necesario actualizar la simulación.

#### 4.7 Volumen de agua de operación

Una de las variables con mayor relevancia y que es necesario monitorear, es el volumen de agua en la zona de aguas clarificadas, ya que un aumento de este volumen puede ocasionar diversas condiciones de riesgo, como la pérdida de longitud de playa, aumento en los niveles piezométricos y la disminución del volumen de almacenamiento ante eventos extraordinarios, como lluvias atípicas; por tal motivo, se debe monitorear periódicamente el volumen de agua que tiene el depósito por medio de batimetrías.

A través de la batimetría es posible medir la profundidad del estanque de agua clarificada, con el objetivo de mapear la forma del fondo y determinar su volumen. Para el TSFA, de acuerdo con las consideraciones de diseño, se estableció un volumen máximo de operación de  $6,000 \text{ m}^3$ . En la Figura 17 se presentan los resultados de las batimetrías realizadas durante la operación de la sobre-elevación a la cota  $1,634.5 \text{ msnm}$ . Se puede observar que hasta antes del día 90 no se cumplía con el límite establecido, razón por la cual el operador del depósito realizó los cambios necesarios para cumplir con el requerimiento de diseño, esto se ve reflejado en las lecturas posteriores al día 90, derivadas de los ajustes en el sistema de bombeo para el manejo de agua y la estabilización de las longitudes de playa mostradas en la Figura 15. Aquí se resalta la importancia del modelado de la operación, además del trabajo en conjunto entre el diseñador y el operador para desarrollar una operación segura del depósito.

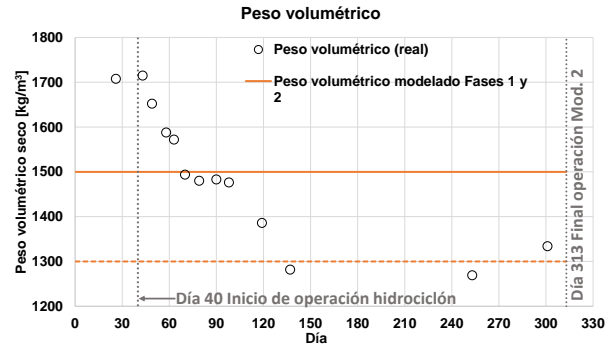


Figura 16. Monitoreo de la variación del peso volumétrico

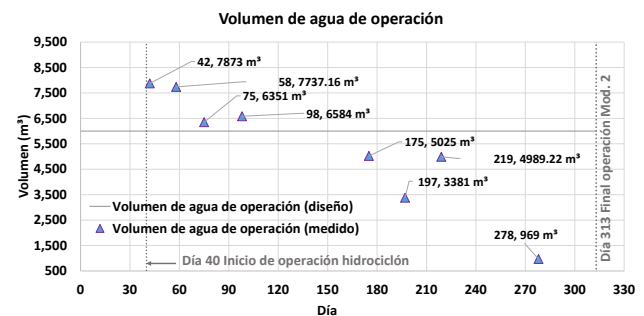


Figura 17. Monitoreo de la variación del volumen de agua de operación

## 5 CONCLUSIONES

El propósito de este estudio fue presentar un caso de aplicación del método observacional en un depósito de jales aguas arriba. Las simulaciones de diseño se llevaron a cabo utilizando un software tridimensional para modelar la depositación de jales, mientras que la obtención de datos reales sobre el comportamiento del depósito se logró mediante el monitoreo de diversas variables operativas.

El caso de estudio requería la ejecución simultánea de la construcción y operación en un tiempo determinado, lo que generó numerosos cambios en el proceso operativo y en las consideraciones de diseño; específicamente, hubo una transición de la depositación de jal fluido a una operación combinada (jal fluido y jal cicloneado, utilizando los gruesos como material de construcción), por lo que se llevaron a cabo dos simulaciones para evaluar la viabilidad de los diversos planes propuestos. Con la ayuda del software se pudo revisar la factibilidad de cada propuesta y modelar el comportamiento de estructuras específicas necesarias debido a las características del depósito, como el canal para dirigir el agua de la excavación de la margen izquierda hacia la zona designada para el estanque de aguas clarificadas.

Los cambios debido al aumento de  $1.50 \text{ m}$  en los bordos, así como el cambio en la tasa de depositación por efectos de cambiar de una operación con jal fluido a una operación mixta, derivaron en una extensión del tiempo de operación de 194 a 313 días. Dicha

extensión tuvo efectos importantes, ya que se debió revisar en términos de controles críticos y variables de comportamiento del depósito, para evaluar el efecto en las condiciones de estabilidad.

De acuerdo con los resultados del seguimiento de las variables operativas, se observó una buena coincidencia entre los datos reales y los parámetros de diseño, especialmente respecto a los niveles de crecimiento del jal, toneladas producidas y volúmenes depositados, así como también se concluyó que las variaciones que se encontraron se debieron a efectos de los paros operativos y no por las consideraciones o suposiciones de diseño, por lo que no fue necesario realizar ajustes o actualizaciones en el modelo. En cuanto a la longitud de playa, se realizaron ajustes, pero no en el modelo, sino en las prácticas de manejo del agua, lo que permitió que este parámetro superara los 75 m mínimos requeridos después de las primeras tres semanas de operación.

En términos generales, todos los ajustes realizados en el modelo se debieron más a cambios en el proceso constructivo que a las suposiciones de diseño establecidas antes de iniciar la operación.

La planificación de la operación de este depósito involucró a los miembros del área de operación de la mina, el constructor, el diseñador y el dueño de la mina en la toma de decisiones, teniendo en cuenta las diferentes perspectivas de todos los equipos de trabajo involucrados, lo que ayudó a optimizar los tiempos para las acciones requeridas, tanto en la operación como en la construcción.

## REFERENCIAS

- Brett D. y Brown B. (2010). "Setting a standard for tailings dam management", in R Jewell & AB Fourie (eds), *Mine Waste 2010: Proceedings of the First International Seminar on the Reduction of Risk in the Management of Tailings and Mine Waste*, . Australian Centre for Geomechanics, Perth, pp. 171-180
- Eldridge T., Barrientos M., Musse M. y Silva M. (2007). "Modeling Tools for Development of Tailings Management Plans", *10th International Symposium on Environmental Issues and Waste Management in Energy and Mineral Production 2007*. Bangkok, Thailand. December 11-13, 2007.
- ICMM (2021). "Tailings management, good practice guide", *Published by International Council on Mining and Metals*, London, England.
- Lacasse, S. Y DiBiagio, E. (2019). "Two observational method applications: An ideal solution for geotechnical projects with uncertainty", *Geo-Congress 2019*, ASCE. pp. 117-128.
- Rift TD (2021). "Rift TD User's Manual", *Published by Rift Software*, Fremantle, Australia.



## Manejo de eventos de filtración en un depósito de jales – Caso práctico Management of seepage events in a tailings storage facility - Practical case

Alejandro E. ORTIZ PIZZOGLIO<sup>1</sup>, Omar DE SANTIAGO PACHECO<sup>1</sup>✉, César de Jesús GALLEGOS CARMONA<sup>2</sup>

<sup>1</sup>SRK Consulting México, Ciudad de México, México.

<sup>2</sup>Industrias Peñoles, Coahuila, México.

**RESUMEN:** Este trabajo se enfoca en mostrar el manejo de un evento de filtración en un depósito de residuos mineros (*TSF: Tailings Storage Facilities*), con jales transportados hidráulicamente, donde el tiempo de respuesta del equipo de trabajo jugó un papel importante en el desarrollo del evento. Para lograrlo, se revisa el caso de una *TSF* en construcción conformada por una cuenca excavada y confinada por dos diques de material compactado (dique principal y dique intermedio). Durante los trabajos de construcción y excavación, las necesidades de producción de la mina obligaron el inicio de operaciones de la *TSF* en 2019. Dos años después, en un período de tres días, se advirtieron tres filtraciones provenientes del embalse—dos en el dique principal y una en el dique intermedio—que comprometían la estabilidad de ambas estructuras. El evento se abarcó exitosamente desarrollando y aplicando un plan de respuesta. La decisión principalmente consistió en implementar descargas de emergencia de jal y remoción de agua hacia otras *TSFs* inactivas.

**ABSTRACT:** This paper focuses on the management of a seepage event in a tailings storage facility (*TSF*) with hydraulically transported tailings, where the response time of the team played an important role in the development of the event. To accomplish this, the case of a *TSF* under construction is reviewed, consisting of an excavated basin confined by two embankments of compacted material (main and intermediate dike). During construction and excavation works, the production requirements of the mine forced the start of operations of the *TSF* in 2019. Two years later, in a seven-day period, three leaks from the reservoir were noticed—two on the main and one on the intermediate dike—that compromised the stability of both structures. The event was successfully addressed by developing and carrying out a response plan. The decision primarily consisted of implementing emergency releases of tailings and water removal to other inactive *TSFs*.

✉ Autor de Correspondencia: [osantiago@srk.com](mailto:osantiago@srk.com)

### 1 DESCRIPCIÓN

#### 1.1 Producción de mineral y depósitos de residuos

Los minerales extraídos del sitio son oro, plata, zinc y plomo; la mina trabaja con una tasa de producción de jales secos de 3,850 tpd (valor de diseño); la concentración agua:sólidos implementada para transporte de jales—por tuberías—es 35:65 (en porcentaje).

La mina cuenta con tres *TSFs*; al momento del evento, dos de ellas se hallan en condiciones de descarga de emergencia (*TSF-1* y *TSF-2*), mientras que la *TSF-3* se encontraba en construcción y operación simultánea.

#### 1.2 *TSF-3*

La construcción de esta *TSF* comenzó en 2019, sin embargo, esta tuvo que interrumpir actividades constructivas durante el mismo año. El periodo de cese generó un retraso en la excavación de *TSF-3* poniendo en riesgo la continuidad operativa de la

mina, previendo un posible paro. Como medida paliativa que garantizara la continuidad operativa, se dividió el embalse del depósito en dos subcuencas designadas *Vaso 1* y *Vaso 2*. La estructura que divide ambas subcuencas está conformada mayormente por terreno natural y se nombró *Dique Intermedio* (Figura 1).

El fondo del *Vaso 1* está a 2,453 msnm de elevación, mientras que el fondo del *Vaso 2* a 2,460 msnm de elevación. La cresta del *Dique Intermedio* se encuentra a 2,485 msnm. La geometría restante de *TSF-3* consiste en un *Dique Principal* de material granular con 2,515 msnm de elevación.

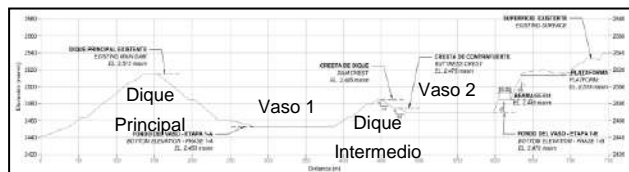


Figura 1. Sección longitudinal de *TSF-3*.

### 1.3 Impermeabilización y deposición

Para continuar operando la mina, se habilitó de manera parcial *TSF-3*, en el área del Vaso 1. Como parte del diseño original se implementó un sistema de impermeabilización que consistió en los siguientes geosintéticos: (1) geored, (2) geotextil y (3) geomembrana *HDPE* de 40 mils. La deposición de jal se realizó mediante tres tuberías de descarga colocadas sobre el Dique Principal en una berma localizada en la elevación 2,485 msnm.

Simultáneo a la descarga de jal en Vaso 1, la construcción del Vaso 2 continuó con diferentes etapas de excavación y tráfico de camiones de carga por movimiento de tierras.

Debido a la irregularidad de la superficie final del embalse y al desempeño del geosintético, se decidió actualizar el diseño con una geomembrana de *HDPE* de 60 mils.

El seguimiento del control de calidad tanto en la colocación como en la reparación de los geosintéticos—revisión de soldaduras y estado de material—representa elemento clave en la construcción del depósito.

## 2 TSF-3 - FILTRACIONES

### 2.1 Dique Intermedio

El 11 de febrero de 2021, dentro de la zona de excavación del Vaso 2 (sobre la cara aguas arriba del Dique Intermedio) se advirtió una filtración de agua.

Para esta fecha, la superficie de la playa de jales y el agua libre estaban en 2,481.12 msnm de elevación, es decir, 28.12 m de altura de residuos mineros. Debido a la pequeña superficie del vaso, la playa no se había desarrollado totalmente y la mayor porción de superficie estaba cubierta por agua sobrenadante.

La Figura 2 muestra una vista en planta, indicando la ubicación de la filtración. La Figura 3 muestra la condición existente del Vaso 1 al momento del incidente y la zona del evento.

El 16 de febrero de 2021, se llevó una revisión a detalle del sitio, con los siguientes comentarios y recomendaciones:

- Se concluyó que el comportamiento estaba asociado a un flujo de agua proveniente del Vaso 1.
- En cinco días, la zona afectada creció cerca del doble.
- Desalojo de personal y equipos de carga en zona de excavación del Vaso 2; riesgo de liberación de jales y agua libre.
- Desarrollo de plan de descarga de emergencia a *TSFs* inactivas.
- Evaluación de procedimiento de construcción del refuerzo del Dique Intermedio.

- Diseño de Plan de acción y definición de disparadores (TARPs).

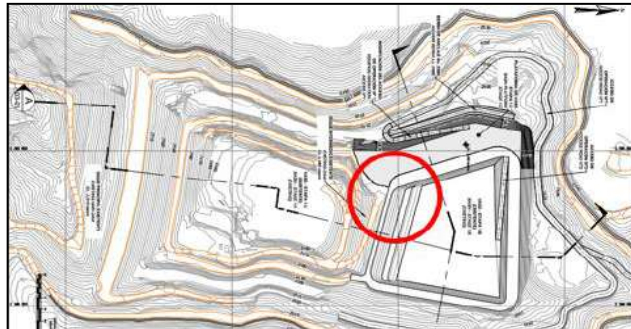


Figura 2. Vista en planta de *TSF-3*.



Figura 3. Zona de filtración en Dique Intermedio.

### 2.2 Dique Principal

El 17 de febrero de 2021 por la noche, personal en la *TSF-3* advierte presencia de zona húmeda atípica sobre el Dique Principal en el área del camino de aguas abajo. El 18 de febrero, se realiza una inspección del sitio, se detecta una segunda zona húmeda con filtración de agua al pie del Dique Principal (separada aproximadamente 18 m de distancia vertical del evento del día anterior); la inspección se extiende el resto de *TSF-3*.

El monitoreo del depósito continuó con la revisión de caudales en sub-drenes (objetivo: identificar cambios en el caudal de agua), análisis de niveles piezométricos y registros de lluvias.

La Figura 4 muestra las filtraciones en la cara aguas debajo de *TSF-3*, mientras que la Figura 5 muestra una vista longitudinal con la localización de las filtraciones y el nivel de los residuos en el Vaso 1.



Figura 4. Zonas húmedas: (a) 17 de febrero y (b) 18 de febrero.

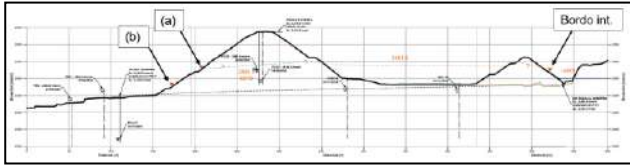


Figura 5. Localización de zonas húmedas.

Sucesivas revisiones a detalle se desarrollaron en los días siguientes, los comentarios no variaron.

### 2.3 Hallazgos

El principal escenario potencial considerado, definido a partir de las elevaciones del jal, de los eventos en el Dique Principal y de los registros piezométricos cercanos, derivó en el fenómeno de tubificación. La proyección de los puntos conocidos en la Figura 5 deja en evidencia la relación de esta suposición.

Se descartó la influencia de filtraciones o escurrimiento por lluvias, lo anterior basado en el último registro de precipitación (21 días antes del primer evento), el tiempo de reacción del macizo (aproximadamente 8 días), y el nivel de agua constante en instrumentación existente; ver Figura 6.

Como aspectos claves, la interpretación y experiencia del personal en sitio jugaron roles importantes; debido a la temprana edad del depósito y la escasa exploración e instrumentación, la información fue limitada.

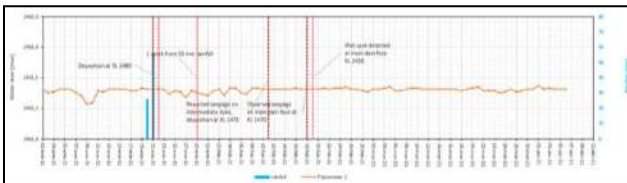


Figura 6. Registro de lluvia y niveles piezométricos disponibles.

## 3 RESPUESTA A UN EVENTO DE FILTRACIÓN

### 3.1 Desarrollo de un plan de acción y definición de disparadores

La importancia del plan se refleja en el flujo de actividades de la mina.

El 19 de febrero de 2021, se concluyó el *Plan de Acción y Definición de Disparadores* que describe las acciones, características físicas de monitoreo y canales de comunicación inmediata para evitar situaciones críticas. El plan se elaboró acorde a los criterios del *Diseñador* y demanda de *Operaciones*. Además, se emitieron las siguientes recomendaciones.

- **Acciones:**
  1. Cese de disposición de jales y de agua recuperada a Vaso 1.
  2. Extracción de agua de *TSF-3*.

3. Descarga de emergencia en *TSF-2 brazo norte* (aproximadamente a 4.5 km de *TSF-3*) como jales ciclados (ver Figura 7a).
  4. Descarga de agua recuperada en *TSF-1* (aproximadamente a 1.5 km de *TSF-3*), ver Figura 7b.
  5. Análisis de alternativas para descarga emergencia de agua recuperada; en zona aguas abajo de *TSF-3*.
  6. Construcción de refuerzo y modificación de geometría en zona de Vaso 2.
- Características físicas de monitoreo:
    1. Incremento visible de tamaño de zonas húmedas.
    2. Cambio de coloración en flujo.
    3. Aparición de oquedades/colapsos/depresiones en playa de jal dentro de Vaso 1.
    4. Aparición de nuevas zonas húmedas.
    5. Cambio en niveles piezométricos.
    6. Erosión visible en caras expuestas de Diques.
  - El monitoreo se realizó durante cada hora en formato *Checklist*.
  - Comunicación:
    1. Notificación inmediata a poblaciones localizadas aguas abajo de *TSF-3*.
    2. Vías de comunicación instantánea: radios, redes sociales y telefonía fija entre personal en sitio y personal de seguridad o ingeniero de campo.
    3. Difusión de información sensible a líderes de comunidades y grupos sociales de la zona.
    4. Durante los trabajos de excavación y construcción del refuerzo, implementación de medidas de seguridad (sistema de sirenas).
    5. Reuniones periódicas de actualización con todo personal involucrado.



Figura 7. Descarga: (a) jales ciclados en *TSF-2* y (b) agua recuperada en *TSF-1*.

### 3.2 Respuesta del Plan de Acción y Definición de Disparadores.

El 21 de febrero de 2021, luego de dos días sin descargas de residuos y agua en *TSF-3*, no se observan incrementos en zona húmeda, ni flujo de agua en el camino de acceso al Dique Principal. La filtración en la zona aguas abajo de *TSF-3* se limitó a una interfaz horizontal entre distintos materiales. Continúa plan de monitoreo.



### 3.3 Reparación

Al controlar la situación, se procedió a realizar una inspección general del vaso y los geosintéticos instalados; se identificaron 91 zonas con daños en la geomembrana: 81 zonas se trataron únicamente con pulido y soldadura (Figura 8), mientras 10 zonas demandaron parches (Figura 9).

A partir de las reparaciones, se implementó un control de calidad más estricto en la colocación de geosintéticos y con mejor nivel de documentación.



Figura 8. Reparaciones en Vaso 1 de TSF-3.



Figura 9. Reparaciones en Vaso 1 de TSF-3.

### 3.4 Modificaciones a diseño original

Concluido el evento de filtraciones, dos semanas desde el primer aviso, se procedió a realizar el refuerzo de Dique intermedio dejando el fondo del Vaso 2 a 10 metros por encima del nivel proyectado, es decir, 2,470 msnm con el objetivo de minimizar el riesgo y garantizar la continuidad de las operaciones de mina.

Desde 2,485 msnm de elevación y hasta el resto de la altura del Dique Principal, se comenzó a impermeabilizar revestimiento geosintético de arcilla (GCL).

Se recomendó la impermeabilización de una rampa de acceso construida en concreto para acceder a las balsas en Vaso 1 (zona de probables

filtraciones), debido a que se advirtió que la unión entre concreto y liner era defectuosa.

Trabajo en conjunto con operación para modificar deposición de jales y agua para permitir desarrollo adecuado de la playa en el embalse a futuro.

## 4 COMENTARIOS

El compromiso de todo el equipo del proyecto, incluyendo a personal no técnico es de gran importancia, dado que, personal no técnico fue quien advirtió sobre las zonas de humedad que observaron en el Dique Principal de TSF-3.

Una rápida reacción por parte de todos los equipos permitió controlar la situación en un periodo aproximado de ocho días, sin impactos ambientales.

El apoyo con personal en países vecinos y la diferencia horaria permitieron desarrollar una estrategia en la que, durante las noches en México, el equipo avanzaba con análisis de estabilidad y al día siguiente los resultados se discutían con los involucrados. Adicionalmente, otras oficinas aportaron personal de apoyo en campo para ayudar con la supervisión no sólo de TSF-3 que presentaba filtraciones, sino también con la inspección de TSF-1 y TSF-2 que se encontraban aptas sólo para operación de emergencia.

Un buen sistema de control de calidad debe ser implementado, documentando todas las actividades desarrolladas, la aprobación y liberación de áreas previo a la descarga de jales.

Al momento del incidente, la mina no contaba con documentos como *Plan de Preparación y Respuesta ante Emergencias* y tampoco *Plan de Acción y Definición de Disparadores* dado que, por la urgencia de la construcción, los esfuerzos estaban aunados en garantizar la continuidad operativa. La existencia de estos planes facilita la respuesta en situaciones de alarma.

# Mayor productividad en la filtración de depósitos de jales mineros mediante filtros prensa

Enhanced productivity in tailings filtration using filter presses

Francesco DOVERI<sup>1</sup>✉, Antonio BORRIELLO<sup>1</sup>, José Carlos BRUM<sup>2</sup>, Douglas URIBE<sup>3</sup>, Pedro Henrique ARAÚJO<sup>3</sup> y Rafael ZICA<sup>3</sup>

<sup>1</sup>Matec Industries Italy

<sup>2</sup>Matec Brasil

<sup>3</sup>Matec Industries Perú

**RESUMEN:** La filtración de estériles, sobre todo en los últimos tiempos, dado el aumento general de los precios, la disminución de las superficies disponibles, y la poca recuperación o regeneración, existe la necesidad de una mayor eficiencia y productividad para reducir las dimensiones de las plantas de tratamiento y sus costes globales; Esto se traduce en proyectar una planta capaz de tratar las grandes cantidades de lodos, permaneciendo, sin embargo, en espacios contenidos. Para ello, además de tener en cuenta los requisitos y peculiaridades del material, la tecnología que utiliza la empresa debe evolucionar y mejorar constantemente. Aparte de esto, la gran cantidad de sólidos secos diarios (y por hora), que fácilmente alcanzan varios miles de toneladas por hora, es otro factor que influye en este tipo de aplicación. Los gastos de capital y explotación, así como el consumo de suelo, deben mantenerse dentro de unos límites estrictos, al tiempo que la productividad, la eficiencia y la calidad de la torta final deben ser lo más elevadas posible. Aquí es donde la tecnología desempeña un papel crucial; tratar mucho material sin perder en rendimiento es lo que conduce a una planta bien diseñada.

**ABSTRACT:** The tailings filtration, especially in recent times, given the general increase in prices, the decrease of available surfaces, and the little recovery or regeneration, there is the need for greater efficiency and productivity to reduce the dimensions of the treatment plants and their overall costs; This translates into projecting a plant capable of treating the large quantities of sludge, remaining, however, in contained spaces. For this, in addition to taking into account the requirements and peculiarities of the material, the technology used by the company must constantly evolve and improve. Apart from this, the large amount of dry solids per day (and per hour), easily reaching several thousand tons per hour, is another factor influencing this type of application. Capital and operating costs, as well as land consumption, must be kept within strict limits, while productivity, efficiency and final cake quality must be as high as possible. This is where technology plays a crucial role; treating a lot of material with no loss in yield is what leads to a well-designed plant.

✉ Autor de Correspondencia: [f.doveri@matecindustries.com](mailto:f.doveri@matecindustries.com)

## 1 INTRODUCCIÓN

La demanda de metales sigue creciendo a medida que se desarrollan nuevas tecnologías e infraestructuras para satisfacer la demanda del mercado. Esta necesidad se ve incrementada por el consumo masivo y la continua sustitución de los productos manufacturados con estos metales, mientras que el reciclado no permite recuperar todos los materiales utilizados, sino sólo una parte de ellos. Así pues, la minería sigue siendo necesaria para sustituir todo lo que no puede recuperarse de esta forma (Furnell E. 2022). Además, las restricciones medioambientales cada vez más estrictas, motivadas por la escasez de agua y los problemas comunitarios,

hacen que sea crucial reciclar la mayor cantidad de agua posible.

Por ello, los sistemas que deshidratan los lodos hasta el mínimo contenido de agua, como los filtros prensa de alta eficacia, están suplantando inequívocamente a otros tipos de sistemas que no permiten tales niveles de deshidratación.

En comparación con otras tecnologías (por ejemplo, filtros de vacío y filtros de banda), la filtración por filtro prensa permite obtener niveles de deshidratación muy elevados, produciendo tortas con valores residuales tan bajos como el 15-20% (Kaswalder *et al.*, 2018), incluso inferiores en los casos en que se aplican nuevas tecnologías como las propuestas en este artículo. Las tortas obtenidas con

este proceso son compactas y perfectamente transportables o apilables, pudiendo ser dispuestas con menores volúmenes y, por lo tanto, menores costos.

En la actual gran minería chilena y peruana (actualizada al 2022) en zonas de clima seco, la mayoría de los esquemas típicos de disposición de relaves, sin embargo, siguen consistiendo en relaves convencionales o ligeramente espesados a niveles modestos, hasta una concentración en peso de sólidos de relave de Cw 48-52% (Cacciuttolo y Pérez 2022).

Esto conlleva problemas como la necesidad de grandes superficies para almacenar los lodos espesados, riesgos hidrogeológicos, elevados costes de eliminación, escaso reciclado del agua y alto impacto ambiental.

## 2 ETAPAS DE SOLIDEZ DE LOS LODOS

Para comprender mejor lo que permite obtener el nivel de deshidratación de los lodos de residuos minerales, se presenta la Figura 1.

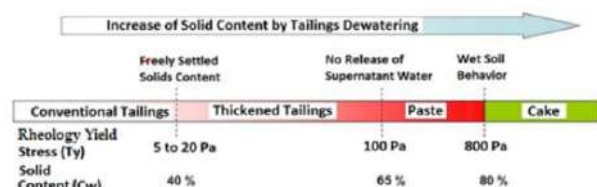


Figura 1. Niveles de deshidratación de los lodos. (Cacciuttolo y Pérez 2022).

Cada uno de estos niveles se obtiene utilizando un determinado tipo de equipo.

Empezando por los relaves convencionales, que son los que se obtienen del propio proceso, sin que se realice ningún proceso de deshidratación de los lodos producidos. Este material, debido a su consistencia, sólo puede enviarse a balsas, con la consiguiente necesidad de grandes superficies y volúmenes libres sólo para almacenarlo. Todas las empresas mineras han abandonado este tipo de solución, por suerte para el medio ambiente, ya que, a falta de grandes disponibilidades de terreno, se vertían en lagos o incluso en el mar.

Pasando a los residuos espesados, esta reología se obtiene mediante la aplicación de espesadores de rastrillo de alta velocidad (de tipo horizontal).

Utilizando sólo esta tecnología se obtiene una consistencia parecida al lodo, que sigue siendo necesario enviar a balsas, pero cuyo volumen se reduce bastante con respecto al caso anterior. La adición de agentes floculantes puede aumentar la solidez (entendida como contenido de sólidos (% p/p) en el lodo espesado), pero nunca por encima del 55% de sólidos.

Utilizando espesadores de pasta de cono profundo, el lodo puede deshidratarse aún más hasta alcanzar una consistencia pastosa (máx. 75% de sólidos), de modo que el relave pueda almacenarse en presas, que a lo largo de los años han demostrado lo peligrosa que puede ser esta solución. En la Figura 2 se muestran algunas de las calamidades más trágicas relacionadas con las presas de residuos, tanto en el pasado como en la actualidad (4).



Figura 2. Principales catástrofes causadas por la rotura de presas de residuos mineros. (Williams 2021).

Por último, el proceso de deshidratación mediante filtro prensa da lugar a tortas, es decir, placas firmes y compactas de residuos que pueden apilarse en seco y almacenarse de forma mucho más segura que la pasta. Estas tortas, que en algunos casos pueden alcanzar una solidez superior al 90%, además de apiladas, pueden transportarse a vertedero con el menor coste posible, ya que su volumen y peso es mayoritariamente de sólidos, por lo que casi no se gasta dinero en transportar agua, la misma agua que luego debería reintegrarse en el proceso, haciendo que los costes operativos aumenten aún más.

Como se demostrará en uno de los casos prácticos presentados en este artículo, el coste de la maquinaria necesaria para alcanzar este nivel de sequedad queda totalmente cubierto por todo el ahorro que supone.

## 3 MEJORA DE LOS PROCESOS

Entonces ¿cuáles son las mejoras que pueden reducir el tamaño de las máquinas y sus costes totales?

En primer lugar, como cada emplazamiento tiene sus propias características, hay que estudiar la planta como un escenario propio, de modo que se optimicen las máquinas para tratar ese lodo. Los estudios sobre tiempos de ciclo que varían otros parámetros de prensado son la clave para proyectar la planta perfecta para cada aplicación, reduciendo así pérdidas innecesarias en tiempos y rendimientos.

Pasando a los parámetros del proceso, la presión de filtración es sin duda una de las variables con mayor impacto en todo el proceso. Pasar a presiones más altas impacta directa e indirectamente en los tiempos de filtración y por tanto en las dimensiones totales de la maquinaria, ya que permite obtener tortas en menos tiempo, que además están mejor formadas y menos húmedas. Este cambio por sí solo puede reducir significativamente el volumen necesario para tratar la misma cantidad de lodos, lo que se traduce en una reducción del espacio



necesario para la instalación. El reto tecnológico en este caso es la reducción de los costes de producción y operación de sistemas que alcancen estas presiones deseadas, y dado que la tendencia parece dirigirse hacia estas nuevas soluciones, para que la mejora en la producción pueda reducir globalmente el coste de su implementación en las nuevas plantas instaladas.

Otro parámetro del proceso que influye mucho en las dimensiones de la maquinaria es el tiempo mecánico, es decir, el tiempo que la máquina necesita permanecer parada para realizar todos los pasos necesarios para su apertura/cierre, descarga, lavado, etc. Dado que el tiempo de filtración en sí para este tipo de material es bastante corto, es esencial reducir estos tiempos muertos. Esto puede hacerse estudiando nuevas formas de operar la máquina, descubriendo nuevas tecnologías que aceleren el proceso sin perder en prestaciones. Una apertura más rápida de las placas, por ejemplo, conducirá a un tiempo de ciclo más corto y a un filtro prensa más pequeño para la misma aplicación; abriendo diez placas a la vez, en lugar de una a una, el tiempo de descarga se reduce en 1/3, y si mientras se abren diez, se están cerrando las diez anteriores, este tiempo puede reducirse aún más. Esta tecnología emplea cilindros hidráulicos laterales que tiran de la primera placa de cada paquete abriendo eficazmente todo el paquete y cerrando el anterior en sólo veinte segundos (y la agitación de las placas para asegurar un correcto desprendimiento de las tortas incluida).

En conclusión, toda la industria de deshidratación de residuos se centra en el estudio de nuevas tecnologías para reducir el tiempo en general, tanto de prensado como mecánico, y obtener al mismo tiempo mejores rendimientos con las mejoras mencionadas. Se hace todo lo posible para reducir los costos y el uso del suelo de estas plantas manteniendo la misma producción que hoy en día, o incluso aumentándola.

#### 4 PRUEBAS Y PERSONALIZACIÓN

Probar el material es un aspecto crucial en la filtración, ya que cada mina tiene sus propias características y, por lo tanto, una planta personalizada, que tenga en cuenta diversos factores que se determinan antes de dimensionar y escalar la planta.

En la Tabla 1 se presentan algunos de los resultados obtenidos durante las pruebas a escala de laboratorio, realizadas con un filtro prensa a escala de laboratorio que tiene placas de 250mmx250mm.

Los resultados obtenidos con este equipo son totalmente escalables a todo tipo de planta, independientemente de su producción y dimensiones, porque puede recrear todas las condiciones de la planta y tiene todos los opcionales que puede tener una máquina a escala real. Esto permite optimizar al máximo todas las plantas, obteniendo la menor

humedad de torta posible sin aumentar demasiado los tiempos mecánicos y los costes de servicios.

#### 5 CASO DE ESTUDIOS

La experiencia es la base para proyectar una planta que funcione perfectamente, por lo que a continuación se reportan y describen en profundidad algunos casos de estudio relacionados con plantas existentes.

En concreto, se van a describir tres plantas para destacar tres aspectos diferentes, pero igualmente importantes, de la filtración de relaves en general.

La planta de CSN, ubicada en Brasil, es una planta que pasó tres ampliaciones y es perfecta para entender la relación entre maquinaria y producción, así como comprender cómo se desarrolla un proyecto.

Se presenta el Consorcio Peña Colorada, ubicado en México, para describir cómo la implementación de máquinas de mayor tamaño, con sistemas mecánicos de última generación que reducen los tiempos mecánicos, aumenta la productividad y reduce el espacio necesario para la instalación.

Por último, se describirá una planta, situada en Brasil, desde el punto de vista de los costos, para analizar las ventajas de instalar filtros prensa y producir torta como residuos de consistencia frente a utilizar únicamente espesadores de rastrillo de alta velocidad y tener que gestionar enormes volúmenes de lodo.

Empezando por el estudio de caso de CSN, este proyecto se dividió esencialmente en 3 etapas, todas destinadas a aumentar la producción para mantenerse al día con el proceso minero. En primer lugar, la planta necesitaba tratar 550 tph de residuos procedentes de una mina de mineral de hierro. Para esta aplicación se instalaron dos espesadores verticales y cuatro filtros prensa (dimensiones de placa 2000x2000) con 190 placas para cubrir la producción. Luego, la planta se amplió añadiendo cinco filtros prensa más del mismo tamaño y tres espesadores verticales más para cubrir la deshidratación de otras 650 tph, con lo que el total de la planta logró 1,200 tph. Para alcanzar el objetivo final de 35.000 toneladas diarias de relaves a deshidratar, también se implementaron en la planta un decantador horizontal adicional de 40 metros de diámetro y alta velocidad y dos filtros prensa más idénticos a los anteriores, con lo que el total asciende a once filtros prensa, con una producción horaria de casi 1,500 tph, lo que la convierte en una de las plantas de tratamiento de residuos mineros más grandes del mundo.

Este proyecto ha demostrado que naturaleza e industria pueden coexistir, ya que ha permitido limpiar toda una superficie de varios kilómetros cuadrados de balsas de lodos mineros, haciendo más segura a quienes trabajan allí, pero también limitando el

impacto medioambiental que tenía la ocupación del suelo para estas actividades. Esto permitió restaurar áreas verdes y recuperar terrenos para dedicarlos a otras actividades productivas, que anteriormente estaban ocupados por extensiones de lodo, reduciendo así también la necesidad de ampliación del sitio. De hecho, la acumulación de lodo, si no se limita mediante la implementación de tecnologías que puedan deshidratarlo al máximo, conduce a una ampliación desmesurada de estos estanques, ya que no hay una manera fácil de transportarlo, excepto a un costo enorme.

Sin embargo, la propia planta de tratamiento de lodos ocupa espacio, por lo que es de gran interés explorar soluciones que también puedan reducir la huella de la maquinaria, reduciendo así de forma efectiva el consumo de suelo para las operaciones de deshidratación. Por ello, se presenta el caso de estudio del Consorcio Peña Colorada. El objetivo de este proyecto es el de deshidratar los lodos provenientes de una mina de mineral de hierro, de aproximadamente 450 tph. La solución propuesta para esta planta es la instalación de seis filtros prensa con un tamaño de placa de 2500x2600 mm, de los cuales estarán cinco máquinas realmente en uso y una en stand-by para cubrir las horas de mantenimiento de las demás. De esta manera, se pretende minimizar el espacio ocupado por la planta, ahorrando casi un 20% de terreno, que luego puede ser utilizado para otras actividades productivas de la planta, evitando así una ampliación excesiva del sitio.

Además, la solución se ha optimizado perfectamente desde el punto de vista del tiempo mecánico y del resultado de la torta, implementando sistemas como el secado con aire comprimido, que reduce la humedad residual en las tortas (y por tanto el volumen necesario para la misma producción), el lavado automático de las telas, que minimiza el tiempo necesario para el lavado de toda la máquina, que es efectivamente un tiempo muerto, siempre que sea necesario para el correcto funcionamiento del equipo, y bombas de carga de muy alto caudal, que influyen en el tiempo de llenado antes de la propia filtración. Dado que el tiempo de filtración y secado al aire de este tipo de materiales es extremadamente corto, normalmente no superior a seis o siete minutos en total, la reducción del tiempo de la máquina en todas sus formas (apertura/cierre, descarga, lavado, etc.) Es extremadamente importante, especialmente para máquinas de este tamaño, que normalmente tardan más de diez minutos en realizar todas las operaciones enumeradas anteriormente. Es fácilmente comprensible que reducir al mínimo posible un tiempo de inactividad superior a la fase de producción, es decir, la filtración, sea crucial para proyectar una planta optimizada.

El último caso de estudio presentado es una planta ubicada nuevamente en Brasil, que es emblemática para comprender en profundidad los diferentes costos

operativos de operar una planta que produce residuos en forma de lodos espesados o en forma de tortas.

Esta planta constaba de varios espesadores de pasta, que sólo podían tratar seis toneladas de material seco por hora cada uno, por lo que no conseguían tratar todo el material procedente de la minería y, sobre todo, reducirlo a una consistencia pastosa, que se comprobó que aún contenía un alto porcentaje de agua, equivalente a alrededor del 30-35%. Por lo tanto, se instalaron dos filtros prensa, que también eran de tamaño relativamente pequeño para este tipo de planta, es decir, máquinas con placas de 2000mmx2000mm con 120 placas, capaces de tratar hasta 125 tph de sólidos secos. Si consideramos entonces que los espesadores actuales trataban seis tph cada uno, habrían sido necesarias 21 unidades de decantación para alcanzar la misma productividad.

Evaluando únicamente los costos de funcionamiento de las unidades, y después los relacionados esencialmente con el suministro eléctrico, es posible calcular el ahorro anual que supuso la instalación de los dos filtros prensa en comparación con los espesadores. Este cálculo no tiene en cuenta el hecho de que la humedad residual de las tortas que salen del filtro prensa es mucho menor que la de los lodos que salen de los espesadores, por lo que también se produjo una mejora en la transportabilidad/apilabilidad de los lodos, reduciéndose por tanto los costos relacionados con su gestión. Los datos sobre el consumo de energía y sus costes relativos, así como el ahorro anual, figuran en la tabla 1:

Tabla 1. Costos de consumo de energía de las dos soluciones.

Equipment	FP	Thickener
Nos	2	21
Total Power (kW)	526	3366
Power cons. (kW/h)	287	2111
Total annual cost (R\$)	723.182	5.319.864
Yearly savings (R\$)	<b>4.596.682</b>	

Este ahorro, combinado con la drástica reducción en el volumen de equipo requerido, es una demostración de cómo una planta de filtro prensa es preferible a una de solo espesamiento, en parte porque el material después del primer tratamiento es mucho más manejable y menos peligroso que el del segundo. Los costos de eliminación o el espacio de almacenamiento son otros dos factores que influyen en la instalación de un filtro prensa en lugar de un decantador únicamente. El costo del equipo puede ser mayor, aunque la eficiencia de filtración permite menos maquinaria para el mismo resultado, pero ese costo se recupera a los pocos años de la instalación en forma de ahorros en el consumo de servicios públicos y los costos de eliminación.

## 6 CONCLUSIONES

Este artículo tiene como objetivo presentar los avances tecnológicos y las mejoras en el mundo de la filtración de relaves que se están implementando para reducir costos y requerimientos de terreno, preservando al mismo tiempo el medio ambiente de la siempre creciente producción de desechos minerales, que se producen para satisfacer la siempre creciente demanda de metales.

Todo lo presentado ya se está utilizando en algunas plantas de todo el mundo, no solo en América Latina, y ha recibido reacciones muy positivas, permitiendo producir plantas duraderas y de alta productividad a costos competitivos.

Los estudios de caso presentados en este artículo pretenden mostrar una a la vez todas las problemáticas que conllevará la proyección de este tipo de plantas, por ejemplo, costos y consumos operativos, uso del suelo y productividad. No hace falta decir que cada planta tiene múltiples de estas problemáticas en conjunto, por lo que es muy importante considerarlas todas para garantizar un proyecto bien hecho, por lo que la optimización es la clave para una planta perfecta, que se ajuste a las peculiaridades del material y a las necesidades del cliente.

## REFERENCIAS

- E. Furnell et al. Dewatered and stacked mine tailings: A review. s.l. : ACS EST Engineering, 2022. p. 728-745. Vol. 2.
- F. Kaswalder, D. Cavalli, A. Hawkey, A. Paglianti. Tailings dewatering by pressure filtration: process optimisation and design criteria. Perth : RJ Jewell & AB Fourie, 2018.
- C. Cacciuttolo Vargas, G Pérez Campomanes. Practical experience of filtered tailings technology in Chile and Peru: an environmentally friendly solution. s.l. : Minerals, 2022. p. 889. Vol. 12.
- Williams, D. J. Lessons from tailings dam failures - where to go from here? s.l. : Minerals, 2021. p. 853. Vol. 11



# Tubos geosintéticos para desecado y confinamiento de relaves ultrafinos de mineral de hierro

Geosynthetic tubes for dewatering and confining ultra-fine iron ore tailings

Eduardo GUANAES<sup>1</sup>, Edna Lizeth ARDILA<sup>1</sup>, Carlos M. RODRIGUEZ<sup>2</sup>✉.

<sup>1</sup> HUESKER Ltda, Brasil

<sup>2</sup> HUESKER Inc, USA

**RESUMEN:** Este trabajo tiene como objetivo presentar el estudio para la implementación de un sistema de disposición de relaves de mineral de hierro mediante la técnica de desecado y confinamiento utilizando módulos textiles tubulares. En general, fueron destacados aspectos relevantes del sistema, entre los que se encuentran la caracterización del geotextil, dimensionamiento de los módulos, la superficie disponible para disposición de relaves, ensayos para elección de floculante, el volumen de relaves tratados y resultados obtenidos en campos. Así mismo, los datos operacionales del sistema fueron compilados en campo y analizados para determinar la eficiencia del desecado.

**ABSTRACT:** The objective of this work is to present the study for the implementation of an iron ore tailings disposal system by means of the dewatering and confinement technique using tubular geotextile modules. In general, relevant aspects of the system were highlighted, among which are the characterization of the geotextile, sizing of the modules, the surface available for tailings disposal, tests for flocculant selection, the volume of tailings treated and results obtained in the field. Also, the operational data of the system were compiled in the field and analyzed to determine the dewatering efficiency.

✉ Autor de Correspondencia: [crodriguez@huesker.com](mailto:crodriguez@huesker.com)

## 1. INTRODUCCIÓN

La exploración minera es un conjunto de actividades que permiten la extracción de bienes minerales de la naturaleza para su uso en manufacturas utilizadas por el ser humano. Este proceso comprende tres etapas principales. La primera es la etapa de extracción, en la que se retiran los materiales de roca estéril para acceder al mineral. La segunda etapa es la de beneficio, donde el mineral recibe tratamientos destinados a separarlo de elementos considerados secundarios o contaminantes, generalmente descartados como relaves. Las operaciones de beneficio pueden incluir procesos mecánicos sencillos como la trituración, el lavado y la clasificación granulométrica. La tercera y última etapa es el aprovechamiento del producto o material de interés su comercialización (Silva, 2014).

Actualmente uno de los grandes desafíos de la industria minera es precisamente la disposición de la gran cantidad de relaves generados durante la producción mineral (Solares, 2010).

El agua es utilizada en el procesamiento del 80% al 90% de los minerales, lo que implica que la fracción de relaves sea una masa mineral con altos contenidos de humedad (Dahlstrom, 2011). Esta masa de material húmedo también es conocida

como pulpa de relave. Estos altos contenidos de humedad generan problemas de estabilidad geotécnica en las masas de relave y dificultad en el control de la disposición de dichas pulpas.

En este sentido, una de las alternativas viable para la disposición de relaves es el uso de geotextiles tubulares para el confinamiento y deshidratación de relaves mineros, reduciendo el nivel de humedad y el volumen total. Los tubos elaborados a partir de geotextiles se utilizan desde los años 80 como estructura de gravedad, rellena hidráulicamente con arena. Sin embargo, a partir de la década de 2000, se concibió un nuevo uso para estas formas, esta vez como sistema de confinamiento de residuos para desecar lodos y fangos (Vertematti, 2015).

El proceso de confinamiento y desecado con tubos textiles se produce en dos etapas principales: en primer lugar, el residuo húmedo es bombeado hacia el interior de la forma, donde se producirá una filtración forzada debido a la presión de bombeo, una vez finalizado el bombeo, el tubo entra en la fase de desecado, en la que a través de la fuerza gravitatoria se produce la consolidación del material provocando la salida del agua a través de los poros del tejido. En esta segunda etapa también está presente el proceso de evaporación, que contribuye a la



reducción del contenido de humedad. Se puede observar que el mecanismo de deshidratación de la filtración forzada es de acción rápida, mientras que la consolidación y la transpiración son más lentas y ocurren continuamente (Müller, 2020 a).

Para la correcta utilización de esta técnica de desecado, los tubos geotextiles deben ser colocados sobre una base drenante, la cual se encarga de recoger el agua filtrada de los tubos, permitiendo su reutilización o su correcto retorno a la masa de agua correspondiente (Müller, 2020 b).

El objetivo de este trabajo es presentar el proceso de concepción, implementación y los resultados obtenidos en caso de estudio utilizando la técnica en los relaves de mineral de hierro en una mina a cielo abierto localizada en el sudeste brasilero.

## 2. CARACTERÍSTICAS RELAVE

En el estado de Minas Gerais, Brasil, relaves son generados producto del proceso de minería para extracción de hierro. De modo general los relaves de hierro obtenidos en los procesos de minería en el sudeste brasilero se componen de arena silica (fuertemente enriquecida en cuarzo) y minerales de óxido e hidróxido de hierro que no se segregaron durante el aprovechamiento de la extracción mineral. Otros componentes en menor proporción son óxidos de manganeso, carbonatos de calcio, minerales ricos en fósforo y el aluminio. El material de estudio es un relave ultrafino de mineral de hierros con granulometría predominantemente fina. La masa específica seca del relave es de 1,6 g/cm<sup>3</sup>. La pulpa de relave obtenida no proceso de extracción y beneficio es dispuesta con un contenido de solidos promedio de 30%. La curva granulométrica del relave es presentada en la Figura 1.

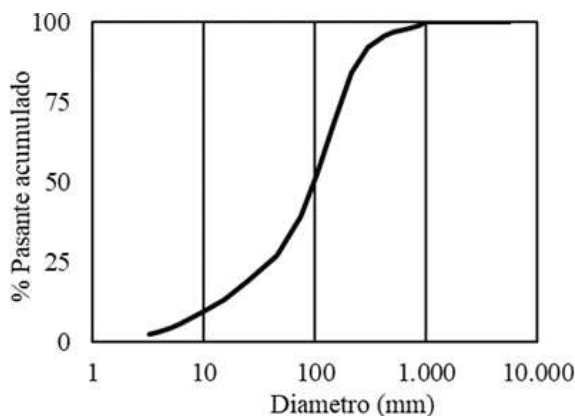


Figura 1. Granulometría del relave.

## 3. CARACTERÍSTICAS TUBO GEOSINTETICO

En este proyecto fue seleccionado el tubo geosintético SoilTain® DW, que es una geoforma

lineal confeccionado con geotextiles tejidos cuyas características de resistencia a tracción, permeabilidad y abertura de filtración permiten la implantación de sistemas de desecado de alto desempeño. Respecto a las propiedades del geotextil para la confección de los tubos, fue usado el tejido de polipropileno 105/105 DW, ultra estabilizado y con resistencia a rayos UV. Las propiedades del geotextil son presentadas en la Tabla 1.

Tabla 1. Propiedades del Igeotextil.

Propiedades	SoilTain 105/105
Materia prima principal	Laminetes PP
Masa por área (ISO 9864)	≥ 440 g/m <sup>2</sup>
Resistencia a la tracción nominal (ENISO 10.319 / ASTM D-4595)- Dirección longitudinal y transversal	≥ 105 kN/m
Deformación a la resistencia nominal (EN ISO 10.319 / ASTM D-4595)	≤ 10,0 %
Abertura aparente de poros O90 (ENISO 12.956)	0,20 mm
Índice de permeabilidad normal alplano (EN ISO 11.058)	20 x 10 <sup>-3</sup> m/s
Resistencia UV (DIN EN 12.224) (Resistencia residual luego de 4.300 hde exposición)	≥ 80%

## 4. SOLUCIÓN IMPLEMENTADA

El sistema en su interior promueve la sedimentación del contenido de sólidos, a veces es necesaria la aplicación de floculantes y posteriormente la expulsión del agua se realiza a través del contorno de la geoforma, como es ilustrado en la Figura 2.



Figura 2. Sección transversal tubo geosintéticos SoilTain – Huesker

Fue seleccionada una zona específica de superficie plana regularizada para la operación de desecado de relaves con el objetivo de reducir los volúmenes de relaves a través de la filtración y retención de partículas sólidas encapsulando la pulpa de relaves en tubos geosintéticos. La superficie fue previamente regularizada y adecuada con grava que actúa como base drenante. El sistema implementado es presentado en la Figura 3.



Figura 3. Sistema de tubos geosintéticos implementado

Esta técnica proporciona así un manejo y transporte mucho más fácil y eficiente de lo que ocurriría con el material húmedo. Una vez los tubos cumplen su función y se obtiene una se efectúa la abertura de estos, retirando la masa seca y depositándola in situ, en una zona adyacente.

A medida que los tubos utilizados son exhumados y se retiran, se pueden instalar nuevas bolsas in situ, lo que permite un ciclo que optimiza el uso del espacio disponible en la mina.

Durante el proceso de desecado del relave se aplicó también la técnica de polimerización, cuya finalidad es agregar las partículas finas en copos para que puedan ser retenidas por la bolsa textil. Para definir esta dosificación existen varias pruebas aplicables, como la prueba de la bolsa colgante, la prueba de la almohada y la prueba de deshidratación del cono, siendo esta última utilizada para definir el tipo y la dosificación ideal de polímero aplicado a los lodos para promover la floculación.

Para realizar este ensayo, son seleccionadas muestras de relave y se pulveriza una cantidad de polímero inicial de polímetro. Dosificaciones insuficientes son percibidas por la formación de flóculos pequeños y quebradizos con calidad de sobrenadante turbio o sin formación de flóculos. Dosificaciones próximas de la óptima poseen flóculos de tamaño homogéneo, resistente y con buena separación de sobrenadante. La percepción de dosificaciones exageradas es vista a través de

flóculos muy grandes, de tamaños heterogéneos y con sobrenadante espeso y viscoso. Posteriormente es cortado un cuerpo de prueba del tejido en formato circular de 25 cm de diámetro y con ayuda de un clip se forma un cono. El cono se posiciona sobre un recipiente Becker y es vertido el lodo previamente condicionado químicamente con diferentes dosificaciones de polímeros. Finalmente es evaluada la retención del particulado sólido (flóculos), ligación entre el material retenido y la superficie del tejido, calidad del fluido filtrado y tiempo de secado. La realización del ensayo es ilustrada en la Figura 4.



Figura 4. Sección transversal tubo geosintéticos SoilTain - Huesker

Como resultado de los ensayos fue determinado el polímero floculante K111 catiónico con una dosificación 80 ppm por tonelada de masa seca de relave.

Para el cálculo y diseño para dimensionamiento de los tubos fue realizado con el software GeoCoPS 3.0. La formulación considera como premisas una naturaleza bidimensional del problema, la presión de bombeo como base de análisis, flexibilidad y peso insignificante por unidad de longitud del tubo geosintéticos y un estado hidrostático de tensiones en el interior del tubo (Leshchinsky, 1996). Los resultados de esta formulación proporcionan tanto la fuerza de tracción circunferencial y la geometría del tubo, como es presentado en la Figura 5.

El cálculo indica una máxima tensión circunferencial de 99 kN/m y se produce donde está la mayor curvatura del tejido. Para el funcionamiento del sistema la resistencia a la tracción del tejido debe ser superior a la tensión límite última.

Respecto a la geometría de la solución los resultados obtenidos indican perímetro de 36,6 metros y área de sección transversal 37,9 metros cuadrados. Así siendo se estima un volumen de 1134 m<sup>3</sup> cuando el tubo alcanza la altura máxima de 2,4 m.

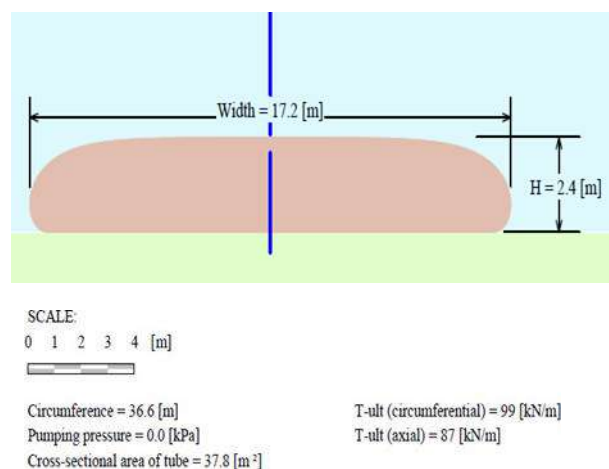


Figura 5. Dimensionamiento tubo geosintéticos con GeoCoPS

Para este estudio específico fue analizado el llenado de 25 tubos geosintéticos llenados a lo largo de 45 días. Fue registrado un periodo de bombeo de equivalente a 140 horas y con un caudal medio de 2,75 m<sup>3</sup> por hora.

Durante este periodo fueron dispuestos 57.253 m<sup>3</sup> de relaves dentro de los tubos con una dosificación de polímero de 80 gramos por tonelada. En total fueron usados 1870 litros de polímero.

De este modo, es posible calcular el contenido de sólidos mediante la Ecuación 1:

$$\rho_{\text{todo}} = \frac{100 \times \rho_w \times G_s}{(100 \times G_s) - \text{tspf} \times (G_s - 1000)} \quad (1)$$

Donde  $\rho_w$  es el peso específico del relave desecado equivalente a 1,6 g/cm<sup>3</sup>, es el peso específico del agua equivalente a 1 g/cm<sup>3</sup>,  $G_s$  es el peso específico de los granos en el relave equivalente a 3,469 g/cm<sup>3</sup>. El contenido de sólidos del después del desecado obtenido fue de 52,69%.

Una vez obtenido el volumen de sólidos del relave desecado es posible obtener el coeficiente de eficiencia de desecado (Dewatering Efficiency), definido por (Moo-Young, 2002) mediante la Ecuación 2:

$$DE = \frac{\text{tspf} - \text{tspi}}{\text{tspi}} \quad (2)$$

Donde  $\text{tpsi}$  es el contenido inicial de sólidos equivalente a 31% y  $\text{tspf}$  es el contenido final de sólidos calculado con la Ecuación 1 y equivalente a 52,69%. Así siendo fue obtenida una eficiencia de desecado de 70%. Este coeficiente muestra la disminución de agua en el relave estudiado y por ende el aumento del contenido de sólidos.

Por último, fue observado que el volumen de relaves tratados pasó de 57.253 m<sup>3</sup> a 14.424 m<sup>3</sup>, habiéndose reducido aproximadamente cuatro veces, demostrando la pertinencia de la técnica para cumplir el objetivo de reducción de volumen de relaves con vistas a su disposición final

## 5. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

En este artículo fue presentada la técnica de desecado mediante su disposición en tubos geotextiles aplicada a relaves generados en el proceso de minería de hierro. Los resultados evidenciaron una adecuada implementación del sistema, alcanzando niveles de contenido sólidos en los relaves de 52,7%, demostrando un óptimo desecado comparando su contenido de sólidos inicial de 18,45%. Desde el punto de vista operativo, el sistema demostró su eficacia, habiendo secado 57.253 m<sup>3</sup> en 45 días de funcionamiento. En cuanto a la eficacia del secado, la ganancia fue significativa, con un coeficiente de eficiencia de desecado 70%, lo que indica la ganancia en el contenido inicial de sólidos en peso de los residuos.

Además de los beneficios de eficiencia, seguridad y control en la disposición del material, se destaca la posibilidad de aprovechamiento de los relaves para reprocesamiento para obtención de hierro y como material para movimientos de tierras, después de una adecuada caracterización en términos de contenidos de mineral y parámetros geotécnicos respectivamente.

Para futuras investigaciones, se recomienda evaluar aspectos relevantes en el proceso operativo como medidas de consumo de polímero y medidas del contenido de sólidos en el líquido filtrado.

## 6. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- SILVA, R. K. A. Co-disposição e disposição compartilhada de rejeitos e estéreis em cava exaurida. 2014 (Doctoral dissertation, Dissertação (Mestrado)—Universidade Federal de Ouro Preto, Programa de Pós-Graduação em Geotecnia, Ouro Preto).
- SOARES, L. (2010). Barragem de rejeitos. Comunicação Técnica elaborada para o Livro Tratamento de Minérios, 5ª Edição – Capítulo 19 – pág. 831–896. Editores: Adão B. da Luz, João Alves Sampaio e Silvia Cristina A. França.
- DAHLSTROM, D. A. Dewatering methods. in DARLING, P. (2011). *Mining Engineering Handbook*. Third Edition. Society for Mining, Metallurgy and Exploration. (U.S.)
- VERTEMATTI, J.C. et al. (2015). Manual brasileiro de geossintéticos. 2. ed., Blucher, São Paulo, BR, 570 p. ABNT. Associação brasileira de normas técnicas.

- 
- MÜLLER, M. et al. (2020 a). Dewatering of sludge from a sewage treatment plant with geotextile tubes. *GeoAmericas2020 – 4th Pan American Conference on Geosynthetics*.
- MÜLLER, M. et al. (2020 b). Dewatering of sludge from a sewage treatment plant with geotextile tubes. *GeoAmericas2020 – 4th Pan American Conference on Geosynthetics*
- LESHCHINSKY, D., LESHCHINSKY, O. (1996). *GeoCoPs 2.0 Supplemental Notes*. ADAMA Engineering, USA. 24 p.
- MOO-YOUNG, Horace K.; GAFFNEY, Douglas A.; MO, Xinghua.(2002) "Testing procedures to assess the viability of dewatering with geotextile tubes". *Geotextiles and Geomembranes*, v. 20, n. 5, p. 289- 303, 2002.







Sociedad Mexicana de  
Ingeniería Geotécnica, A.C.

### **SECCIÓN 3. ANÁLISIS DE RIESGO DEL DEPÓSITO.**

SESSION 3. RISK ANALYSIS OF THE TAILINGS STORAGE FACILITY



# Herramientas de análisis de riesgo aplicadas a la evaluación de estrategias de cierre de depósitos de jales.

Risk analysis tools applied to the evaluation of tailing deposit closure strategies.

Renato MACCIOTTA<sup>1</sup>✉

<sup>1</sup> Departamento de Ingeniería Civil y de Medio Ambiente, Escuela de Ingeniería de Seguridad y Manejo de Riesgos, Universidad de Alberta, Edmonton, AB, Canadá.

**RESUMEN:** Las características geomecánicas asociadas a residuos mineros, jales en particular, son altamente influenciadas por los procesos de recuperación del mineral (u otra materia de valor) y los métodos utilizados para su disposición final. Esto ha resultado en la implementación de estructuras que deben contener jales que se encuentran en estados con altos contenidos de vacíos y en gran parte saturados. Ante un evento de pérdida de contención, estos materiales exhiben gran movilidad, lo que puede llevar a consecuencias muy extremas en términos sociales, ambientales y de seguridad de las personas. Lamentablemente, hemos sido testigos de ejemplos de estas consecuencias extremas en varias ocasiones. Para minimizar la ocurrencia de estos eventos, instituciones nacionales e internacionales como la Asociación Canadiense de Presas (CDA) y el Consejo Internacional de Minería y Metales (ICMM) (entre otros) han desarrollado principios y guías que se centran en la implementación de sistemas de manejo de riesgos que sigan las mejores prácticas internacionales. Como parte de la identificación, clasificación y manejo de riesgos; la industria minera ha adoptado herramientas como el análisis de modos de falla y efectos (FMEA) y el análisis de modos de fallas potenciales (PFMA) para evaluar y manejar los riesgos asociados a sus estructuras de contención de jales. Estas herramientas tienen ventajas y desventajas, y el autor postula que son pasos importantes dentro de un sistema de análisis de riesgos que debe incorporar análisis de riesgo explícitos para modos de falla identificados como críticos. Un reto que enfrenta la industria minera es el implementar (y demostrar que puede implementar) una estrategia de cierre para estas estructuras que refleje las mejores prácticas en identificación y manejo de riesgos. Este documento elabora en las dificultades de proyectar estimaciones de riesgo a periodos de tiempo extensos y presenta algunos resultados de investigaciones que proponen algunas soluciones.

**ABSTRACT:** The geomechanical characteristics associated with mine waste, tailings in particular, are highly influenced by the ore (or other valuable material) recovery processes and the methods used for its final disposal. This has resulted in the implementation of structures that must contain tailings with high void ratios and are largely saturated. In the event of a loss of containment, these materials exhibit high mobility, which can lead to extreme consequences in terms of social distress, environmental impact, and human safety. Unfortunately, we have witnessed examples of such extreme consequences on several occasions. To minimise the occurrence of these events, national and international institutions, such as the Canadian Dam Association (CDA) and the International Council on Mining and Metals (ICMM) (among others), have developed standards and guidelines that focus on the implementation of risk management systems that follow international best practices. As part of risk identification, classification, and management, the mining industry has adopted tools such as the Failure Mode and Effects Analysis (FMEA) and the Potential Failure Modes Analysis (PFMA) to assess and manage the risks associated with its tailings storage facilities. These tools have advantages and disadvantages, and the author argues that they are important steps within a risk analysis system that should incorporate explicit risk analyses for critical failure modes identified. A challenge facing the mining industry is to implement (and demonstrate that it can be implemented) a closure strategy for these structures that reflects best practices in risk identification and management. This paper discusses the difficulties involved in risk estimates over long time periods and presents some research results that propose some solutions.

✉ *Autor de Correspondencia: [macciott@ualberta.ca](mailto:macciott@ualberta.ca)*

## 1 INTRODUCCIÓN

Las características geomecánicas asociadas a desechos mineros, jales en particular, son altamente influenciadas por los procesos de recuperación del mineral (u otra materia de valor), el clima de la zona y los métodos utilizados para su disposición final, entre

otros (Vick 1983, Blight 2010). Esto ha resultado en la implementación de estructuras que deben contener jales, que en muchos casos se encuentran en estados con altos contenidos de vacíos y en gran parte saturados. Ante un evento de pérdida de contención de jales, estos materiales exhiben gran movilidad (altas velocidades y grandes áreas

afectadas), lo que puede llevar a consecuencias muy extremas en términos operacionales, sociales, ambientales, y en los casos más extremos; seguridad de las personas.

Lamentablemente, hemos sido testigos de ejemplos de fallas de depósitos de jales con consecuencias extremas en varias ocasiones. Ejemplos recientes incluye Mount Polley en Canadá (2014), Fundão en Brasil (2015), Cadia en Australia (2018), Feijão (Brumadinho) en Brasil (2019) (Morgenstern 2015, Morgenstern 2018, Robertson et al. 2019, Schafer et al. 2020, Macciotta y Lefsrud 2020). Macciotta y Lefsrud (2020) presentaron un resumen de fallas en depósitos de jales por año y por país según la información recogida por el WISE Uranium Project (<http://www.wise-uranium.org>) entre 2008 y 2020 (inclusive). La Figura 1 extiende ese resumen al año 2023.

La lista de fallas en la Figura 1 no es completa, y diferencias en los estándares de información respecto a fallas en depósitos de jales en diferentes jurisdicciones probablemente impacte esta base de datos. Sin embargo, se puede obtener dos conclusiones muy importantes: 1) anualmente habrá una o varias fallas importantes de depósitos de jales con consecuencias importantes a la operación, medio ambiente, infraestructura y la seguridad de empleados o el público; 2) estos eventos ocurren en

países en vías de desarrollo y en países en donde las prácticas mineras y de seguridad se consideran avanzadas y maduras.

Razones de esta tendencia constante de fallas en depósitos de jales incluyen deficiencias en las prácticas de ingeniería (incluido el diseño, construcción, y control de calidad) (Morgenstern, 2018), la normalización de desviaciones (normalizar desviaciones de las buenas prácticas, como desviaciones de diseños, procesos de la operación y gestión de los depósitos, calidad de implementación, sistemas de gerencia de seguridad, etc.) en algunos casos impulsados por la búsqueda de mayores retornos financieros (Vick, 2017, Santamarina et al. 2019, Armstrong et al. 2019). Asimismo, esta tendencia ha dado lugar a una serie de revisiones sobre las causas de fallas de depósitos de jales desde perspectivas tanto técnicas como organizacionales (por ejemplo, Morgenstern 2018, Armstrong et al. 2019, Santamarina et al. 2019, Macciotta y Lefsrud 2020, Franks et al. 2021). Es importante destacar que estos eventos de falla también han sido seguidos por revisiones de las regulaciones de almacenamiento de jales y pautas actualizadas sobre el diseño, construcción, operación y gestión de depósitos de jales en diferentes jurisdicciones (Cobb 2017, MAC 2017, 2019 y 2021, Morrison et al. 2018, CDA 2019, Zhang y Daly 2019, ANCOLD 2019, AER 2021).

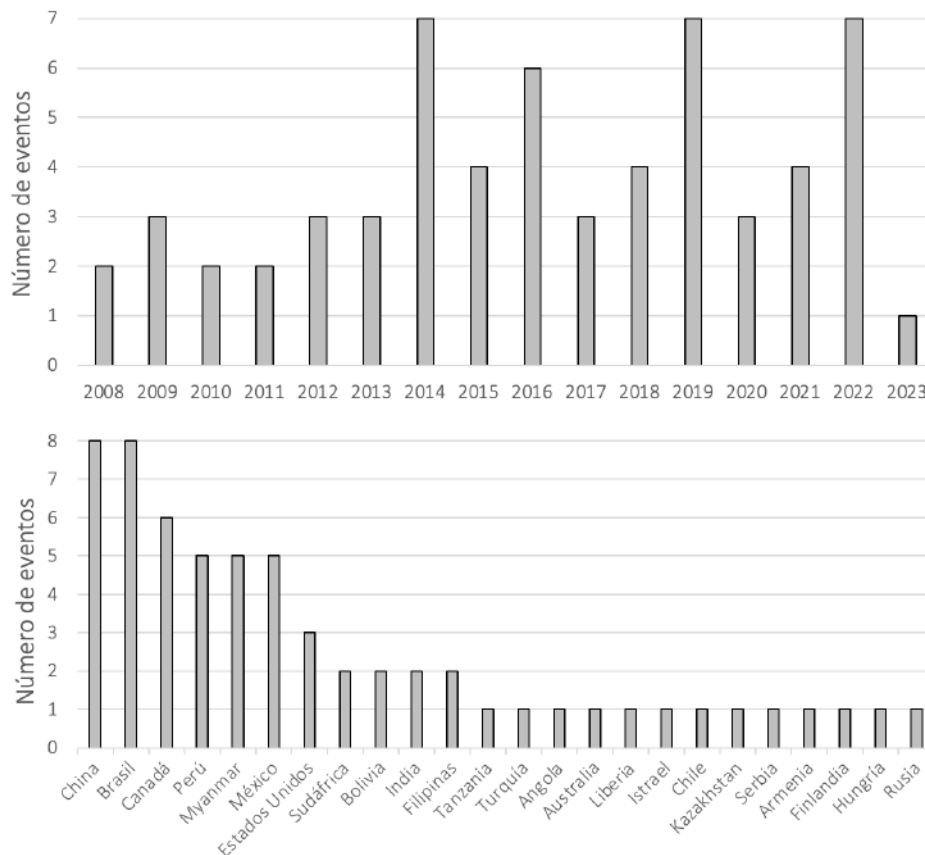


Figura 1 Distribución de fallas importantes en depósitos de jales en el mundo de acuerdo a WISE Uranium Project (<http://www.wise-uranium.org>) entre 2008 y 2023 (inclusive). Lista mundial de fallas incompleta.

Quizás la iniciativa más importante para mejorar la seguridad de los depósitos de jales, dado su carácter internacional y el hecho de que está liderada por la industria, es el desarrollo del estándar global de la industria sobre gestión de relaves (GISTM por sus siglas en Inglés) por un panel de expertos convocado por el ICMM, el Programa de las Naciones Unidas para el Medio Ambiente (PNUMA) y los Principios para la Inversión Responsable (PRI) (<https://globaltailingsreview.org>) (Global Tailings Review Expert Panel 2020). El GISTM está acompañado de artículos de apoyo sobre la diversidad de temas cubiertos y de protocolos y documentos de orientación desarrollados por el ICMM para ayudar en la adopción del GISTM y hacerlo procesable y auditable. (ICMM 2020, 2021a, 2021b). El GISTM aborda una variedad de temas que deben gestionarse con éxito para un diseño, construcción, operación y cierre de depósitos de jales seguros y sostenibles. Estos incluyen aspectos de participación comunitaria, divulgación de información y comunicación de riesgos; gestión y asignación efectiva de responsabilidades dentro de la estructura organizacional; y la toma de decisiones sobre diseño, construcción, operación y cierre que se centre en la gestión de los riesgos asociados al depósito. Esta lista no pretende ser exhaustiva, sino resaltar el requisito del GISTM de un enfoque multidisciplinario y multidimensional (organizacional, técnico, social, etc.).

Un tema central, desde el punto de vista técnico, en el GISTM es la identificación y gestión técnica y organizacional del riesgo. Aunque el riesgo se entiende ampliamente como la probabilidad de un evento y sus posibles consecuencias negativas (por ejemplo, CDA 2007, CDA 2013, MAC 2017, Brown 2019, ICMM 2021a), el riesgo es el resultado de la incertidumbre en el logro de los objetivos (ISO 2009, capturado también en CDA 2007). En el contexto de la gestión de jales, el objetivo es la contención segura, socialmente aceptable y económica de los jales u otras metas definidas de desempeño del depósito de jales. En este sentido, sistemas para la identificación de riesgos, modos de falla, estimaciones de probabilidad de falla, estimaciones de consecuencias y evaluación de las incertidumbres asociadas a estos análisis; se vuelven esenciales.

Como parte de la identificación, clasificación y manejo de riesgos; la industria minera ha adoptado herramientas como el FMEA y el PFMA para evaluar y manejar los riesgos asociados a sus estructuras de contención de jales. Estas herramientas tienen ventajas, particularmente practicabilidad y facilidad de comunicación, sin embargo, pueden ser muy rígidas en estructura, se prestan a errores de interpretación y comparación con otros riesgos y estructuras, y pueden llevar a estimaciones que no cuentan con el nivel de detalle consecuente con el nivel de riesgo potencial asociado a la operación, entre otras limitantes. En este sentido, el desarrollo

de FMEAs y PFMA debe tener en cuenta la participación de expertos en estas herramientas de análisis de riesgos y las disciplinas pertinentes (geotecnia, hidrología, hidrogeología, manejo de relaves, etc.). Es la opinión del autor, que estas herramientas cualitativas no deben implementarse de manera aislada, sino que deben ser parte de un sistema de manejo de riesgos que incluya la implementación de estimaciones de riesgo explícitas y detalladas para aquellos modos de falla identificados como críticos; así como estimaciones de riesgo cuantitativas a nivel de operación (con estrategias simplificadas) que permita decisiones informadas a nivel corporativo.

Un reto que enfrenta la industria minera es el implementar (y demostrar que puede implementar) una estrategia de cierre de sus estructuras, en particular el cierre de depósitos de jales, que refleje estas mejores prácticas de manejo de riesgos. Las dificultades asociadas a este reto incluyen las expectativas sociales del uso del área post-minería, los requerimientos de pronosticar factores externos a largo plazo, y el pronosticar el comportamiento de la estructura a largo plazo. Si bien es cierto algunos autores han identificado que una estrategia de cierre debe ser informada por los niveles de riesgo asociados a la estructura en el corto, mediano y largo plazo; al momento no hay consenso en una metodología o criterios de evaluación para tal fin.

Este documento resume las estrategias para elaborar FMEAs y PFMA así como sus limitaciones, y herramientas de estimación de riesgo explícitas que deben formar parte de un sistema de análisis de riesgo integral. El documento luego introduce los resultados de investigaciones en el Departamento de Ingeniería Civil en la Universidad de Alberta, Edmonton, Canadá; que complementan un método de FMEA con consideraciones de mediano y largo plazo y expectativas de comportamiento de las estructuras de contención de jales luego del cierre. Esta herramienta utiliza modelos predictivos para evaluar el cambio de los riesgos asociados a las estructuras de contención de jales a mediano y largo plazo, y el efecto de la incertidumbre en estas evaluaciones de riesgo; con el objetivo de brindar información importante para la toma de decisiones respecto a las estrategias de cierre de estas estructuras.

## 2 ANÁLISIS DE MODOS DE FALLA Y EFECTOS (FMEA) Y MATRICES DE RIESGO

### 2.1 *Análisis FMEA*

El FMEA es una herramienta de evaluación de riesgos que parte de un modo de falla general para desagregar factores y eventos detonantes (“top-down”). El objetivo de un FMEA es identificar todos los posibles modos de falla, las consecuencias de



estos modos de falla, los mecanismos de falla y cómo se pueden evitar o controlar los riesgos asociados con las fallas (Ayyub 2014, Robertson y Shaw 2006, Valis y Koucky 2009). Todo el proceso se basa en determinar qué sucede si falla un componente o elemento específico del sistema. Cuando se extiende y se aplica a una presa, el FMEA se centra en desarrollar una imagen clara de la presa, incluidos los diversos componentes y cómo interactúan de manera sistemática (Hartford y Baecher 2004). El FMEA se puede utilizar para evaluar cómo las fallas de los componentes pueden conducir a fallas generales del sistema, las consecuencias de las fallas de los componentes y del sistema, y la criticidad de varios componentes para el control de riesgos (Hartford y Baecher 2004).

El FMEA es generalmente específico a la estructura en evaluación. En este sentido, el análisis considera los datos y resultados de evaluaciones técnicas de la estructura, análisis como parte del diseño (e.g. estabilidad física y química, diseño de drenes, filtros, etc.), el método de construcción, los materiales de construcción y cimentación, el comportamiento pasado de la estructura, entre otros (Kupper et al. 2013). Como resultado, un FMEA puede ser un proceso complejo y requiere un balance entre el nivel de detalle en los componentes analizados que permita un análisis adecuado y simplificaciones que permitan un análisis practicable. A pesar de ello, el FMEA se ha convertido en una herramienta adoptada por operadores y reguladores alrededor del mundo, y que puede ser extremadamente útil cuando se tienen presentes sus

ventajas y limitaciones, ya que permite evaluar y gestionar los riesgos de manera sistemática. Esto hace del FMEA una herramienta eficaz para identificar y comunicar los posibles modos de falla de los componentes de un depósito de jales, lo que luego permite el desarrollo de un sistema integral de monitoreo y vigilancia de la estructura (Dos Santos et al. 2012).

Un punto de consideración al desarrollar un FMEA es definir lo que constituye una "Falla". Generalmente, un FMEA aplicado a un depósito de jales tiene como objetivo el identificar y controlar riesgos asociados a una pérdida de contención de jales y riesgos que puedan llevar a demoras o paro en las operaciones (pérdida de capacidad de almacenamiento de jales). Sin embargo, un FMEA puede ser orientado a otros riesgos como parte de un sistema integral de seguridad (e.g. salud ocupacional). Este documento se enfoca en la primera aplicación. En este sentido, los modos de falla tienden a ser seleccionados de acuerdo con su capacidad de llevar a una pérdida de contención o almacenamiento. Esta selección debe realizarse de manera sistemática para evitar descartar potenciales riesgos reales, y herramientas como el PFMA pueden complementar el análisis (se discute en la sección siguiente). El propósito es lograr una identificación de riesgos que incluya todos los riesgos de la estructura, estimar sus probabilidades y consecuencias, evaluar el nivel de confianza en las estimaciones e identificar medidas de control y mitigación de riesgos; siguiendo el proceso general de análisis y evaluación de riesgos (Figura 2).

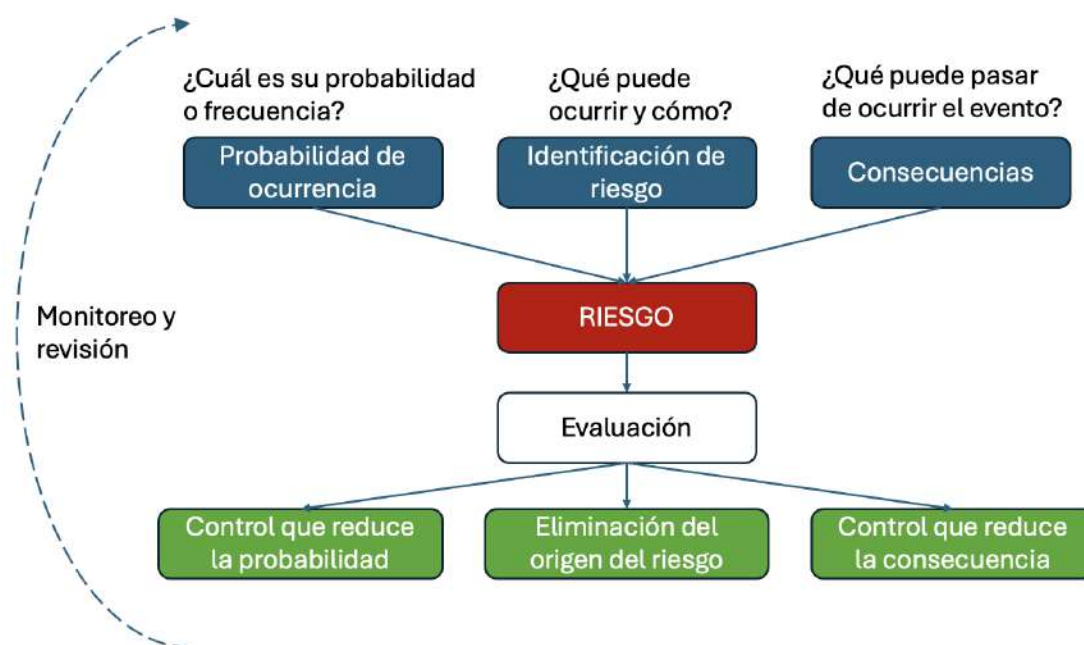


Figura 2 Esquema del proceso general de análisis y evaluación de riesgos

En general, un FMEA requiere los siguientes pasos:

- Definir el sistema, incluidos todos los componentes.
- Según la interacción de los componentes, desagregar el sistema en subsistemas funcionales.
- Dividir los subsistemas en elementos y funciones clave.
- Identificar los modos de falla de los diferentes elementos e interfases.
- Estimar la probabilidad de ocurrencia del modo de falla.
- Estimar los efectos de falla y las consecuencias.
- Estimar la incertidumbre (o nivel de confianza) en el análisis de cada modo de falla.
- Resumir los hallazgos.
- Repetir según sea necesario.

La definición del sistema debe identificarlos componentes generales del depósito (e.g. zona de almacenamiento, sistema de deposición de jales, cuerpo del dique, cimentación, etc.) (a), y luego desagregar los componentes en sub-sistemas o sub-componentes (b) hasta identificar los elementos y funciones que serán materia de evaluación detallada (c). El nivel de detalle (elementos en c) debe ser definido de manera que el FMEA permita una evaluación completa de los riesgos potenciales de manera efectiva y eficiente (el nivel de detalle no

puede ser tal que no permita un FMEA practicable). Un ejemplo esquemático se presenta en la Figura 3.

La identificación de los modos de falla de cada elemento es un paso crítico. No puede manejarse el riesgo asociado a un modo de falla que no ha sido identificado. La identificación de modos de falla debe seguir un proceso sistemático. El autor recomienda que el ejercicio se realice, en formato taller y de manera preliminar, antes del taller de FMEA. El registro de modos de falla preliminar debe ser distribuido para recibir comentarios y dar la oportunidad de identificar modos de falla que no hayan sido incluidos. El registro debe ser re-visitado durante el taller del FMEA.

El autor recomienda que la identificación de modos de falla de los elementos considere las interfases entre elementos y sus funciones. En teoría de riesgo, se entiende que fallas en las interfases y funcionalidad de elementos pueden llevar a consecuencias tan significativas como la falla de los elementos en sí. Para este fin, la identificación debe realizarse luego de discusiones por cada elemento y luego por componente. Estas discusiones se apoyan en la experiencia de los participantes del taller, lo cual puede ser complementado con un ejercicio tipo “what if?” en donde los participantes pueden cuestionarse “¿qué sucede si el/la componente/interfase falla de esta manera?”.

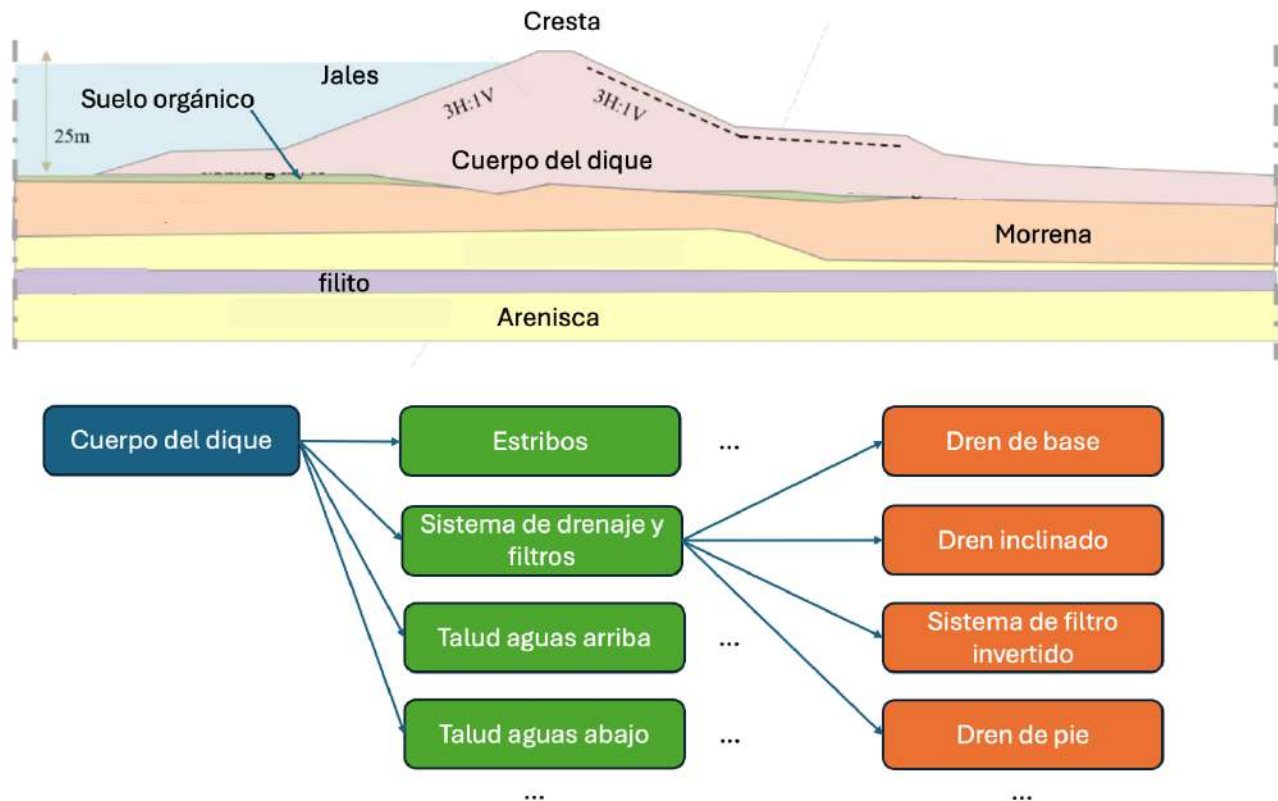


Figura 3 Ejemplo esquemático de definición de componentes, sub-componentes, elementos, etc., para un depósito de jales. El ejemplo es parcial para el cuerpo del dique.

La identificación de modos de falla puede identificar aquellos que son físicamente no creíbles. Estos pueden ser descartados del taller FMEA. Asimismo, pueden identificarse modos de falla cuyas consecuencias no lleven a una pérdida de contención o de volumen de almacenamiento y ser descartados del taller del FMEA. Estos modos de falla deben ser debidamente documentados con las razones por las que fueron descartados del taller FMEA. Talleres FMEA subsecuentes deben visitar los modos de falla descartados para evaluar si las nuevas condiciones del depósito no invalidan las razones para descartar estos modos de falla. La CDA (2007) y Schafer et al. (2021) presentan listados de modos de falla generales que pueden utilizarse como punto de partida.

El FMEA luego se centra en la estimación de probabilidades de ocurrencia de los modos de falla, las consecuencias y el nivel de confianza en el análisis. Estas estimaciones se deben sustentar en los diseños de los distintos componentes, la implementación y manejo, la relevancia de los parámetros de diseño (materiales, sismicidad, hidrología, etc.), análisis de estabilidad física, análisis

de rotura de presa e inundación, relevancia de los planes de emergencia, experiencia del grupo en cuanto a las mejores prácticas en el diseño, construcción y operación de estas estructuras, entre otros. De esta manera, cada modo de falla identificado puede evaluarse respecto a su probabilidad y consecuencia, que juntos se agregan para estimar un nivel de riesgo (Figura 4).

2.2 Matrices de riesgo y guías de categorización

La estimación de probabilidad y consecuencias, basada en documentación detallada respecto al diseño, implementación y operación del depósito; depende mucho de la subjetividad de los participantes del taller de FMEA. Esto implica que el entendimiento de cada participante en cuanto a la clasificación de un evento en categorías de probabilidad o consecuencia es subjetivo y no sería consistente. Para reducir esta limitación, un taller de FMEA requiere de guías que permitan a los participantes utilizar una misma escala para la categorización de probabilidades y consecuencias.

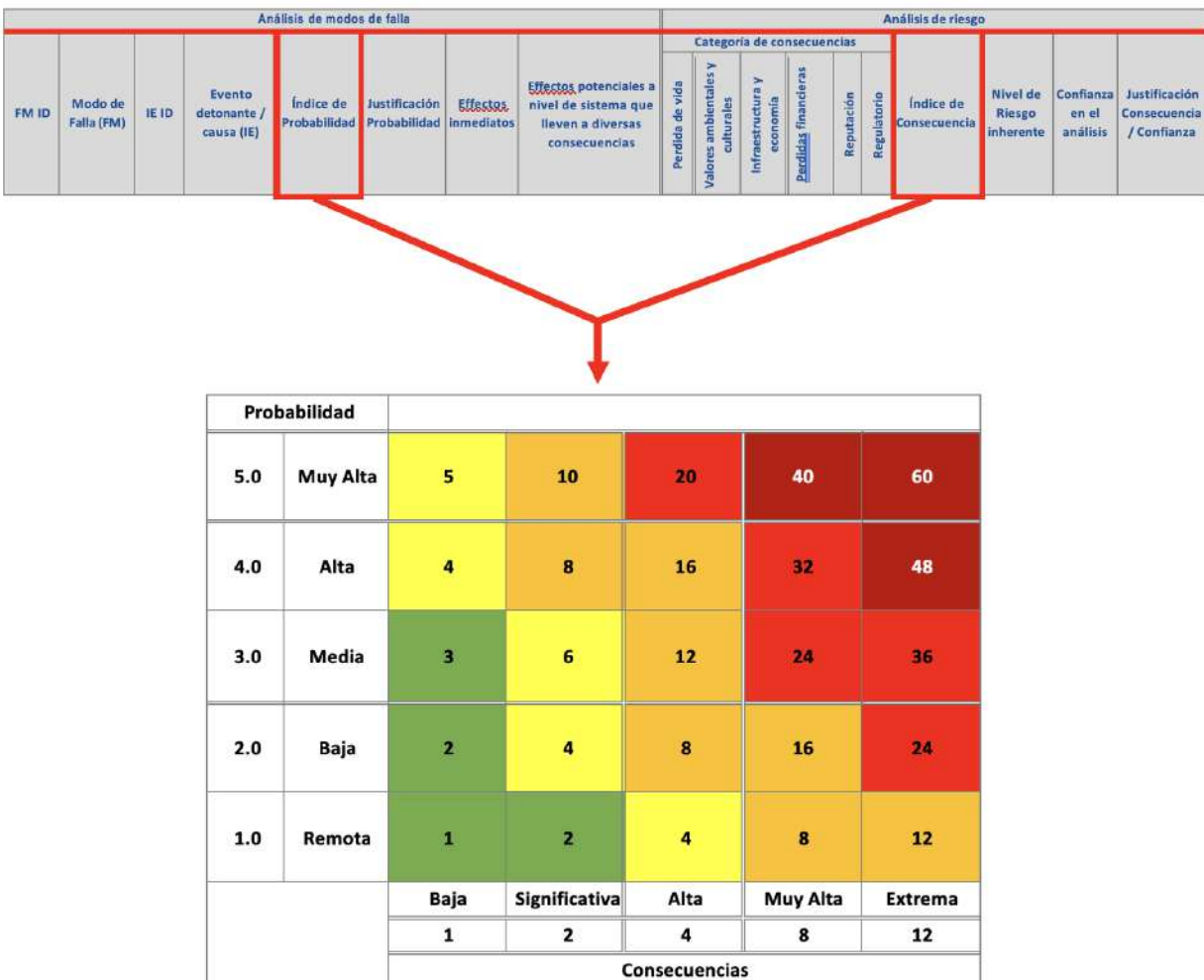


Figura 4 Ejemplo encabezados en un FMEA y matriz de riesgo.

Ejemplos de tablas con guías hay muchas y el autor recomienda la validación y adecuación de éstas al contexto y características de la operación (Schafer et al. 2021). Es común que la organización que opera el depósito tenga sus guías para la evaluación de riesgo para homogeneizar los análisis a nivel corporativo. Ejemplos de guías se presentan en la Figura 5, Figura 6, Figura 7, Figura 8 y Figura 9, de manera referencial. Nótese que estas guías referenciales tienen distintos niveles de detalle, en donde las categorías en la Figura 5 (probabilidades) y la Figura 7 (confianza) podrían tener mayor detalle (e.g. las categorías de probabilidad podrían estar relacionadas a la expectativa de ocurrencia en la operación, en la compañía a nivel internacional, a la industria a nivel general. Las categorías de confianza podrían estar relacionadas con el nivel de esfuerzo en la ingeniería, control de calidad y operaciones por medio de requerimientos mínimos).

Una categorización que algunos talleres de FMEA adoptan es la evaluación de los niveles de detección en caso de que un modo de falla haya iniciado (Figura 8). El autor recomienda se realice este ejercicio, considerando que modos de falla que den señales de una posible ocurrencia (e.g. deformaciones excesivas

o acelerando; incrementos de presión de poro) pueden ser controlados con monitoreo y planes de acción para reducir sus efectos y en algunas circunstancias sus probabilidades.

El nivel de riesgo, en general, es estimado con la combinación de las categorías de probabilidad y consecuencia. En algunos análisis, el nivel de riesgo es modificado de acuerdo con el nivel de confianza (confianzas bajas incrementan el nivel de riesgo) y/o de acuerdo con el nivel de detección (modos de falla que no pueden ser detectados incrementan el nivel de riesgo). Es la opinión del autor que la estimación subjetiva de las categorías de probabilidad y consecuencia por parte de los participantes del taller de FMEA consideren estas características. Con esto, realizar las categorizaciones de confianza y nivel de detección son ejercicios importantes, pero que no necesariamente deben modificar los niveles de riesgo. De manera importante, los niveles de confianza deben indicar qué estudios y análisis deben completarse para obtener niveles de confianza adecuados (y deben ser documentados como medidas necesarias). Los niveles de detección deben informar la definición de controles a ser implementados para cada modo de falla.

Categoría de probabilidad	Definición de probabilidad	Guía cuantitativa <sup>1</sup>	Índice de probabilidad $L_1^2$
<b>Muy alta</b>	Existe evidencia directa o evidencia indirecta sustancial que sugiere que la falla se ha iniciado o es muy probable que ocurra.	( $\geq 10^{-2}$ AFL)	5
<b>Alta</b>	Se sabe que existe la condición o defecto fundamental; la evidencia indirecta indica que es plausible; y la evidencia clave se inclina más hacia "más probable" que "menos probable".	( $10^{-4}$ a $<10^{-2}$ AFL)	4
<b>Media</b>	Se sabe que existe la condición o defecto fundamental; la evidencia indirecta sugiere que es plausible; y la evidencia clave se inclina más hacia "menos probable" que "más probable".	( $10^{-5}$ a $<10^{-4}$ AFL)	3
<b>Baja</b>	No se puede descartar la posibilidad, se presume la existencia de la condición o defecto fundamental. La evidencia indica que es muy improbable.	(< $10^{-6}$ a $<10^{-5}$ AFL)	2
<b>Remota</b>	Varios eventos deben ocurrir concurrentemente o en serie para causar una falla, y la mayoría, si no en absoluto, tienen una probabilidad insignificante, de modo que la probabilidad de falla es insignificante.	(< $10^{-6}$ AFL)	1
<b>No es posible</b>	Modos de falla descartados porque no existe la posibilidad física, o se descubrió información que eliminó la preocupación que había generado el desarrollo del modo de falla; o la carga requerida y la respuesta estructural posterior se consideran tan remotas que no son creíbles o no es razonable presumir su existencia.	-	0

Figura 5 Ejemplo definición de categorías de probabilidad



Categoría de consecuencia	Población en riesgo	Índice de consecuencias C <sub>i</sub> <sup>1</sup>	Pérdidas incrementales					
			Pérdida de vida	Valores ambientales y culturales	Infraestructura y economía	Pérdidas financieras	Reputación	Regulatorio
Extrema	Permanente	12	Más de 100	Importantes pérdidas de hábitat críticos de peces o de vida silvestre. Restauración o compensación de especies prácticamente imposible.	Pérdidas extremas que afectan a infraestructuras y servicios críticos (por ejemplo, hospitales, grandes complejos industriales, grandes instalaciones de almacenamiento de sustancias peligrosas).	Ocasiona el cese de operaciones.	Prolongado interés negativo internacional y regional. Inversionistas y público pierden confianza.	Suspensión o anulación de licencia de operación o permiso, sanción reglamentaria con multas.
Muy alta	Permanente	8	100 o menos	Pérdida significativa o deterioro de peces críticos o hábitat de vida silvestre. Restauración o compensación en especie es posible pero poco probable.	Pérdidas económicas muy elevadas que afectan a importantes infraestructuras y servicios (por ejemplo, carreteras, instalaciones industriales, instalaciones de almacenamiento de sustancias peligrosas).	Por encima de los 100M	Breve interés negativo internacional o un prolongado interés negativo regional.	Modificación de la licencia de operación, suspensión voluntaria de operaciones, inicio de proceso regulatorio.
Alta	Permanente	4	10 o menos	Pérdidas o deterioro significativos de importantes hábitats de peces o de vida silvestre. Restauración o compensación en especie altamente posible.	Elevadas pérdidas económicas que afectan infraestructura, transporte público e instalaciones comerciales.	USD 1M a 100M	Interés negativo regional, pérdida del apoyo de los inversionistas.	Sanción administrativa monetaria, notificación de incumplimiento, Emisión de orden regulatorio
Significativa	Solo temporal	2	No especificado	No hay pérdida o deterioro significativo del hábitat de vida silvestre. pérdida del hábitat marginal. Restauración o compensación en especie altamente posible.	Pérdidas a instalaciones recreativas, lugares de trabajo estacionales y rutas de transporte poco utilizadas.	USD 100k a 1M	Breve interés negativo local hacia el proyecto, y moderada pérdida del apoyo de los inversionistas.	Aviso de acción y emisión de notificación de incumplimientos.
Baja	Ninguno	1	0	Pérdidas mínimas a corto plazo. Sin pérdidas a largo plazo.	Bajas pérdidas económicas; infraestructuras y servicios limitados.	Menor a USD 100k	Impacto no significativo.	Notificación de infracción menor o discusión informal.

Figura 6 Ejemplo definición de categorías de consecuencia.

Categoría de Confianza	Descripción
Bajo	No se tiene confianza en las estimaciones, el riesgo podría variar significativamente.
Media	Se tiene cierta confianza en las estimaciones, el riesgo podría variar moderadamente.
Alta	Se tiene confianza en las estimaciones, baja variabilidad en el riesgo

Figura 7 Ejemplo definición de categorías de confianza

El esquema mostrado en la Figura 4 debe complementarse con la definición de medidas de control. Estas medidas de control reducirían las probabilidades y/o consecuencias del modo de falla. De esta manera, el taller FMEA debe incluir una estimación de categorías de probabilidad y consecuencias, así como niveles de riesgo residuales, luego de la implementación de los controles necesarios. El proceso, tanto como los controles, sus responsables y el tiempo de implementación; deben ser debidamente documentados.

### 2.3 Limitaciones de los análisis FMEA

El análisis de FMEA ha demostrado ser una herramienta que permite identificar riesgos, evaluarlos, identificar medidas de control, y documentar el proceso de manera adecuada. La industria ha construido mucha experiencia en la realización de FMEA, lo que permite una

comunicación interna y externa del análisis. Sin embargo, adoptar el uso de FMEA tiene que considerar sus limitaciones. Algunas limitaciones y modos para reducir los efectos de estas limitaciones se presentan en la Tabla 1 (Schafer et al. 2021).

El resultado de un FMEA es particularmente valioso en la identificación de riesgos y modos de falla, así como la identificación de controles. Un método que puede complementar un FMEA y permite una identificación robusta de modos de falla es el PFMA.

### 2.4 Análisis de Modos Potenciales de Fallas (PFMA)

El PFMA es descrito por la Comisión Federal Reguladora de Energía (FERC, por sus siglas en inglés), la cual proporciona orientación sobre cómo realizar una evaluación para identificar los modos de falla potenciales (FERC 2017). Originalmente, el PFMA no es tan estructurado como un FMEA (es un



Nivel de Detección	Tiempo de Respuesta	Duración	Ejemplo de Falla	Se cuenta con Capacidad para monitorear y detectar la falla antes de la Ocurrencia	Opciones de respuesta para mitigar los MFP
Clase A	Clase A Sin tiempo para respuesta	Minutos (Segundos a Horas)	Licuefacción durante un sismo	No	<b>Respuesta Limitada:</b> Baja o ninguna habilidad para responder porque es una falla rápida
		Horas (Minutos a días)	Desbordamiento del embalse de la Presa	No	
Clase B	Clase B: Poco tiempo para respuesta	Días (Horas a semanas)	Inundación	Si	<b>Respuesta Reactiva:</b> Inspecciones visuales, monitoreo de instrumentos existentes e implementación de un sistema de protección. Opciones de intervención son posibles como disminuir el nivel del reservorio.
		Semanas (Días a meses)	Saturación del talud	Si	
Clase C	Clase C: Tiempo prolongado para respuesta	Meses (semanas a años)	Filtraciones y tubificación	Si	<b>Respuesta Proactiva:</b> Inspeccionar secciones críticas, monitorear instrumentos existentes, analizar el desempeño de la presa y es posible mejorar el sistema de monitoreo con la posibilidad de implementar un sistema de remediación física u otros sistemas de intervenciones.
		Años (Meses a décadas)	Migración de finos	Si	
		Décadas (Años a siglos)	Corrosión	Si	

Figura 8 Ejemplo definición de categorías de nivel de detección de un posible modo de falla.

Categoría	Rango de riesgo	Acciones preventivas y/o mitigativas	Controles preventivos y mitigativos
(+V) Extremo	> 40	Obligatorio e inmediato. Cese de operación hasta reducir nivel de riesgo.	N/A (nivel no permitido)
(+IV) Muy alto	> 20	Obligatorio e inmediato	Obligatorio
(+III) Alto	> 8	Obligatorio / Deseable si ya han sido implementadas acciones y se cumple con el principio de ALARP	Obligatorio
(+II) Significativo	> 4	Deseable	Obligatorio
(+I) Bajo	< 4	Opcional	Opcional

Figura 9 Ejemplo definición de categorías de riesgo y requerimiento (general) de implementación de controles

proceso más simple) y no introduce el nivel de detalle que puede lograrse con un FMEA, sin embargo, modificaciones al proceso permiten una evaluación de modos de falla y un análisis de ellos como parte de un proceso de análisis de riesgo (Donnelly et al. 2022). El proceso PFMA requiere el contestar preguntas importantes dentro de un taller y con base

en la información existente de la estructura: ¿Cómo pudo fallar la presa? ¿Qué podría pasar si falla? ¿Se reconocen los posibles modos de falla identificados y se están monitoreando? ¿Qué acciones se pueden tomar para reducir o mitigar la probabilidad o consecuencia de fallas en las presas? El PFMA

Cuadro 1 limitaciones de los FMEA y Comentarios para reducir el efecto de las limitaciones (modificado de Schafer et al. 2021).

Limitación	Referencias	Comentarios para reducir el efecto de las limitaciones
Naturaleza subjetiva (no tan simple y transparente como parece).	Ayyub (2014) Cox (2008) Pickering and Cowley (2010) Ball and Watt (2013) Monat and Doremus (2018) IEC (2009)	Los datos cuantitativos deben utilizarse con la mayor frecuencia posible con descripciones verbales de apoyo con descriptores cuantitativos (rangos, puntos de anclaje a la definición de categorías). La evaluación del riesgo debe ir acompañada de una descripción del evaluador del riesgo, incluidas sus tolerancias al riesgo.
Puede conducir a una priorización incorrecta del riesgo.	Center for Security Studies (2012) Ball and Watt (2013) Monat and Doremus (2018) Baybutt (2018)	La herramienta puede ser orientada a la identificación de riesgos y controles.
Puede cerrar las conversaciones sobre el riesgo en lugar de abrirlas debido al esquema de codificación de colores predefinido que determina la priorización del riesgo.	Center for Security Studies (2012)	La herramienta puede ser orientada a la identificación de riesgos y controles y para determinar dónde se debe realizar un análisis explícito o cuantitativo.
Inversión de la clasificación en la que a los riesgos cuantitativamente más pequeños se les asignan niveles de calificación cualitativamente más altos que a algunos riesgos cuantitativamente mayores debido a una priorización incorrecta del riesgo.	Cox (2008) Pickering and Cowley (2010) Thomas et al. (2014) Baybutt (2016)	La herramienta puede ser orientada a la identificación de riesgos y controles.
No tiene en cuenta las diferentes tolerancias al riesgo de la persona que realiza la evaluación del riesgo.	Monat and Doremus (2018) Oboni and Oboni (2012)	Los antecedentes de los evaluadores de riesgos deben documentarse junto con la evaluación de riesgos.
Compresión de rango donde se agrupan riesgos con probabilidad y consecuencias muy diferentes. Las matrices de riesgo con demasiadas categorías pueden dar una resolución falsa.	Cox (2008) Thomas et al. (2014) Oboni and Oboni (2012) Levine (2012)	El número de categorías de riesgo debe desarrollarse teniendo en cuenta esta limitación para obtener el detalle necesario de una manera práctica.
El sesgo de centrado puede ser un problema en el que las personas tienden a evitar valores o afirmaciones extremas cuando se les presenta una opción. Esto puede exacerbar la compresión del rango.	Thomas et al. (2014) Smith et al. (2009)	Se puede agregar una categoría adicional a ambos lados del rango esperado para las consecuencias y probabilidades, como sugiere Duijm (2015). Esta limitación debe ser considerada por el moderador del taller de manera de reducir el sesgo.
Sesgo de definición de categoría cuando existen diferentes definiciones para un descriptor de probabilidad o consecuencia determinado.	Thomas et al. (2014) Duijm (2015)	Deben proporcionarse definiciones claras para las categorías de consecuencias y probabilidades.
La matriz de riesgo puede ser engañosa, ya que implica que el riesgo es categórico en lugar de una posición en un continuo de riesgo.	Pickering and Cowley (2010)	La matriz de riesgos debe ir acompañada de una definición clara de riesgo y de un debate sobre el continuo de riesgos.
Ambigüedad de la definición de consecuencia. En la práctica, se utilizan diferentes definiciones de la consecuencia que puede dar lugar a problemas si no se define claramente (en el peor de los casos, lo más probable es que se trate de una serie de resultados discretos alternativos).	Duijm (2015)	La categoría de consecuencia debe estar claramente definida.

Limitación	Referencias	Comentarios para reducir el efecto de las limitaciones
Las matrices de riesgo no pueden proporcionar medidas agregadas del riesgo (es decir, el riesgo total).	Baybutt (2016) Bao et al. (2018) IEC (2009)	La herramienta puede ser orientada a la identificación de riesgos y controles.
Las matrices de riesgo son incapaces de agregar el riesgo a partir de múltiples dimensiones de consecuencias. Esto significa que no se deben comparar directamente los diferentes tipos de consecuencias (es decir, el impacto en el medio ambiente, la vida humana). En la práctica, a menudo se asigna un nivel de riesgo a un peligro en función de la consecuencia más grave. Esto puede ser engañoso.	Oboni (2020) Duijm (2015) IEC (2009)	Se debe asignar una clasificación de riesgo para cada categoría de consecuencia de un peligro. La herramienta puede ser orientada a la identificación de riesgos y controles.
Las matrices de riesgo para toda la empresa están pensadas para ser utilizadas como una forma de estandarizar la evaluación de riesgos y los criterios de aceptación de riesgos en toda la empresa. Esto es problemático, ya que la tolerancia al riesgo puede variar de una empresa a otra.	Duijm (2015)	Las matrices de riesgo para toda la empresa deben evaluarse para confirmar si son adecuadas para el análisis del depósito y determinar qué modificaciones son necesarias.

implica identificar, describir y discutir todos los modos de falla potenciales y luego clasificarlos de acuerdo con 4 categorías diferentes, de la siguiente manera (FERC 2017):

- Categoría I: Modos de falla potenciales destacados que se consideran de la mayor importancia
- Categoría II: Modos de falla potenciales que se consideran creíbles, pero que no se destacan
- Categoría III: Se necesita más información o análisis para clasificar estos posibles modos de falla
- Categoría IV: Posible modo de falla descartado

La contribución de un PFMA radica en el requerimiento de identificación de modos de falla, el cual se centra en discutir de manera detallada la cadena de eventos, dadas las características de la estructura y su ubicación, que pueden llevar a una falla. De esta manera se logra una discusión y documentación de los modos de falla críticos de la estructura. El proceso de PFMA tiene una serie de limitaciones que incluyen (France et al. 2018):

- Los PFMA tienden a centrarse en la pérdida de contención y, a menudo, pasan por alto los PFM asociados con fallas en los componentes que no darían lugar a una pérdida de contención. El problema con esto es que estas fallas aún podrían implicar graves consecuencias tanto para el propietario de la presa como para el público.
- Las PFMA dependen de la calidad de la información proporcionada y del conocimiento y la experiencia general de las personas que participan en el taller (similar a un FMEA).
- Los PFMA pueden pasar por alto componentes (e.g. aliviaderos).

- Los PFMA tienen dificultades para caracterizar los riesgos de los sistemas grandes o complejos y tienen dificultades para tener en cuenta los aspectos humanos y operativos de las fallas.
- El proceso actual de PFMA no considera explícitamente cómo los factores organizacionales más amplios pueden contribuir al fracaso (potencial limitación del FMEA).
- Los PFMA tienden a simplificar los modos de falla como una simple cadena de eventos que pueden simplificar en exceso los modos de falla complejos que involucran múltiples interacciones de los componentes del sistema. La limitación asociada del FMEA es la dificultad de considerar eventos en cascada o en paralelo en el sistema.
- Se puede confiar en gran medida en la opinión de expertos durante el proceso de PFMA. Esta limitación es compartida con el FMEA.
- Personalidades fuertes en el taller grupal pueden comprometer el juicio y la toma de decisiones. Esta limitación es compartida con el FMEA.
- Los PFMA son tan buenos como los datos de entrada, el tiempo disponible y las personas involucradas. Esta limitación es compartida con el FMEA.
- Normalización de prácticas o condiciones subestándar en una operación puede llevar a no detectar posibles modos de falla. Esta limitación es compartida con el FMEA.

Cabe señalar que el Cuerpo de Ingenieros del Ejército de los Estados Unidos (USACE) utilizó la PFMA como paso inicial para llevar a cabo procesos de toma de decisiones, seguidos de análisis de riesgos cuantitativos o semicuantitativos (Francia et al. 2018). En este sentido, es opinión del autor que un taller PFMA puede realizarse en conjunto con la

definición del sistema, subsistema y elementos del depósito de jales e identificación de modos de falla, a manera de robustecer el nivel de detalle en la identificación de modos de falla y mantener un registro y descripción detallados de estos modos de falla. En este sentido, se han propuesto herramientas que combinan las características del FMEA y PFMA de manera de reducir los efectos de sus limitaciones (e.g. Donnelly et al. 2022).

### 3 ANÁLISIS DE RIESGO EXPLÍCITOS CUANTITATIVOS

Otro objetivo importante de un FMEA es la identificación de riesgos o modos de falla críticos que pueden requerir una evaluación más detallada, actuando como un “filtro” de riesgos críticos. Estos riesgos críticos requieren de una evaluación mucho más sistemática, lo que puede lograrse por medio de análisis de riesgo explícitos cuantitativos.

En principio, un análisis detallado de un modo de falla, que incorpore estimaciones explícitas y cuantitativas de la probabilidad de falla y sus consecuencias; constituye un análisis cuantitativo de riesgo. En este sentido, un FMEA puede utilizarse como una plataforma para completar un análisis riesgo cuantitativo. Asimismo, análisis de riesgos cuantitativos pueden aplicarse a portafolios de depósitos de jales y otras estructuras de almacenamiento, para estimar el perfil de riesgo de una organización. Este último objetivo requiere estimaciones simplificadas de probabilidad y consecuencia que deben luego ser actualizadas conforme se obtiene más información y análisis más detallados (Oboni y Oboni 2020). En este sentido, Oboni y Oboni (2020) presentan una herramienta basada en el esfuerzo y calidad en el diseño, implementación y operación de depósitos que permite estimar, con base en estadísticas de casos históricos y juicio, la probabilidad de falla de un depósito. Este método se basa en el trabajo de Meyerhof (1970), Lambe (1985) y Silva et al. (2008); que también ha sido adoptado para desarrollar criterios de diseño de tajos mineros (Macciotta et al. 2020).

Sin embargo, y particularmente en cuanto al análisis de riesgo de una estructura en particular, el gran beneficio de un análisis de riesgo explícito y cuantitativo es la necesidad de la evaluación detallada de los elementos, procesos y secuencia de condiciones que pueden llevar a una falla del depósito de jales. Este análisis detallado permite evaluar áreas en donde existe mucha incertidumbre y mayores estudios o análisis son necesarios, así como identificar controles que pueden tener el mayor impacto en la reducción de riesgos de manera de

evaluar la eficiencia de controles propuestos. Este objetivo se logra utilizando una identificación de sistemas y elementos e interfaces, como el discutido para la elaboración de un FMEA, para desarrollar un modelo detallado de las secuencias de eventos que pueden llevar a una falla del depósito, y las secuencias de eventos que llevan a las consecuencias.

En la experiencia del autor, herramientas robustas para la estimación explícita y cuantitativa de probabilidades y consecuencias incluyen el Análisis de Árbol de Fallas (FTA) y el Análisis de Árbol de Eventos (ETA). Esquemas de FTA y ETA se muestran en la Figura 10 y la Figura 11, respectivamente. Nótese que estos esquemas no son completos y se presentan como ilustración únicamente. La estructura del FTA debe representar los componentes y elementos del depósito y las características físicas del lugar para definir los conectores entre causas (círculos naranjas en la Figura 10). Las causas tienen probabilidades asociadas, y para calcular la probabilidad del evento a un nivel superior, las causas se combinan según sus dependencias (e.g. se necesitan todas las causas para la ocurrencia del evento – combinación requiere multiplicación de probabilidades; cada causa individualmente puede llevar al evento – combinación requiere suma de probabilidades).

La estructura del ETA parte del evento central (en la Figura 10 y la Figura 11, desborde del depósito) y sigue la cadena de eventos que puede llevar a la consecuencia que se viene evaluando (e.g. pérdida de decenas de vidas). Cada paso tiene una probabilidad asociada, y la probabilidad de esa consecuencia bajo el escenario en consideración se calcula multiplicando. La probabilidad total se calcula sumando las probabilidades obtenidas para cada escenario.

Estas herramientas pueden tener variaciones, y la Figura 10 y la Figura 11 presentan las estructuras básicas. Estas herramientas permiten visualizar las interrelaciones entre componentes, elementos e interfases que pueden llevar a una falla del depósito; y realizar un cálculo sistemático de probabilidad y consecuencia para cada modo de falla. Sin embargo, en la experiencia del autor, poblar los modelos con probabilidades puede lograrse mediante análisis probabilísticos hasta cierto punto y en gran parte aún se requiere de elicitación de probabilidades por parte de expertos. Esto puede representar una limitación en la confianza en el análisis, particularmente cuando las probabilidades de los eventos son muy bajas. Esta limitación es compartida con procesos de FMEA, siendo más evidente (y transparente) durante el análisis de riesgo explícito.

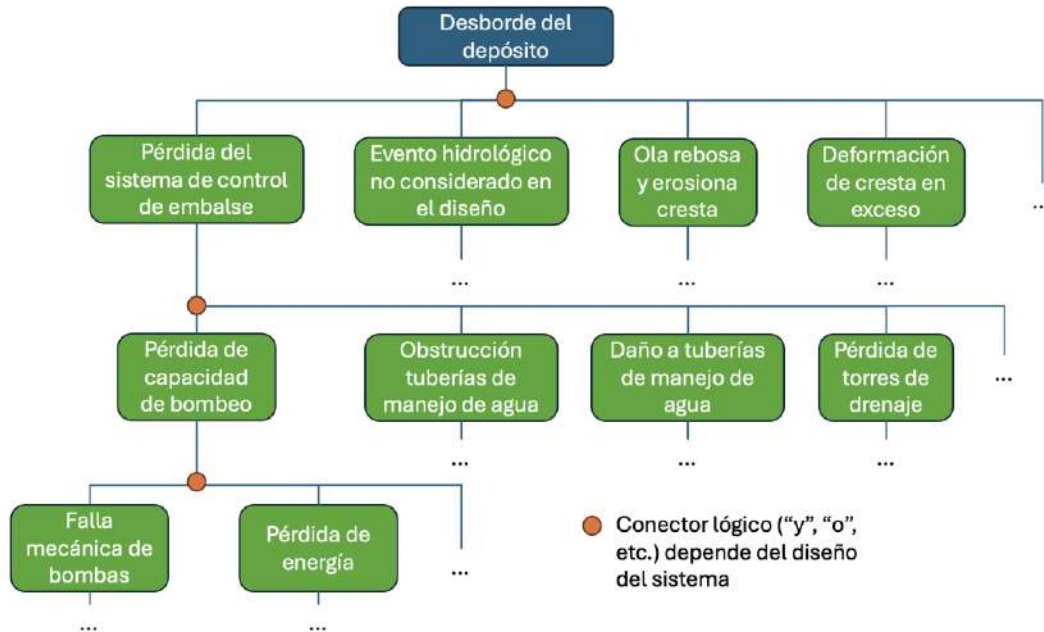


Figura 10 Ejemplo esquemático de un FTA para un escenario de desborde del depósito de jales – Estimación de probabilidades.

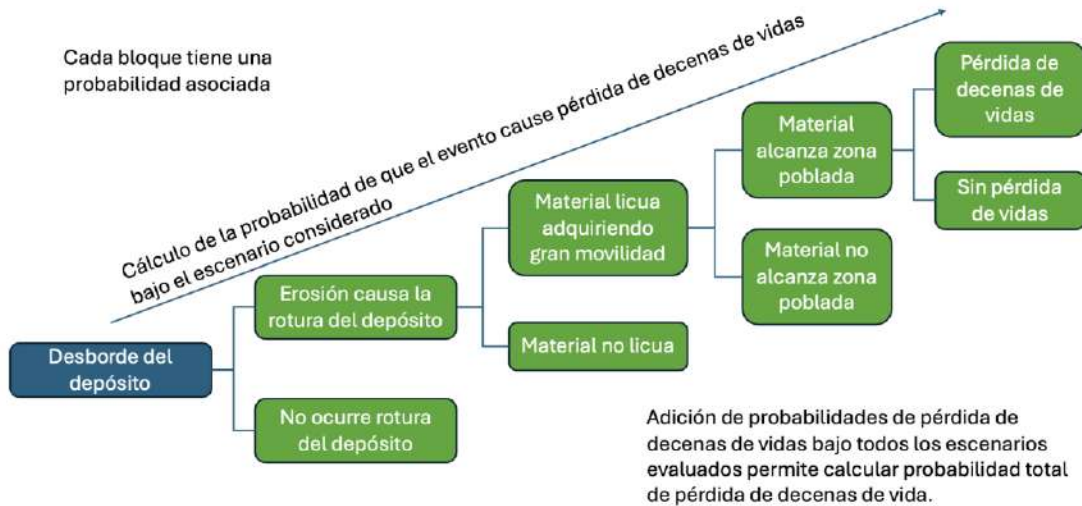


Figura 11 Ejemplo esquemático de un ETA para un escenario de desborde del depósito de jales – Estimación de consecuencias.

Adoptar análisis de riesgo cuantitativos requiere la adopción de criterios de riesgo cuantitativos. Criterios de riesgo de fatalidades han sido propuestos y sugeridos por algunas organizaciones, incluyendo HSE (2001) en UK, ERM (1998) en Hong Kong, ANCOLD (2003) en Australia, US Bureau of Reclamation (2003), CDA (2013) en Canadá. Ejemplos de criterios de riesgo se presentan en la Figura 12 considerando riesgo individual (riesgo asociado a un individuo expuesto, en particular) y riesgo social (riesgo asociado a 1 o más fatalidades, donde la tolerancia decrece al incrementar el número de fatalidades). Nótese también que CDA (2013) presenta periodos de retorno para cargas externas en

el diseño de presas, asociado a la clasificación de riesgo; lo cual constituye un criterio cuantitativo de riesgo, si bien es cierto de manera algo indirecta. Sin embargo, criterios de riesgo de fatalidades deben ser validados para el contexto en donde se ubica las estructuras, y acordados en consenso con las partes afectadas, lo cual puede estar asociado a gran dificultad. Macciotta y Lefsrud (2018) presentan técnicas para validar o adoptar criterios de riesgo de fatalidades. Criterios cuantitativos de riesgo asociados a otras dimensiones de riesgo (financiero, operacional, ambiental, etc.) deben ser definidos por las partes afectadas y responsables.



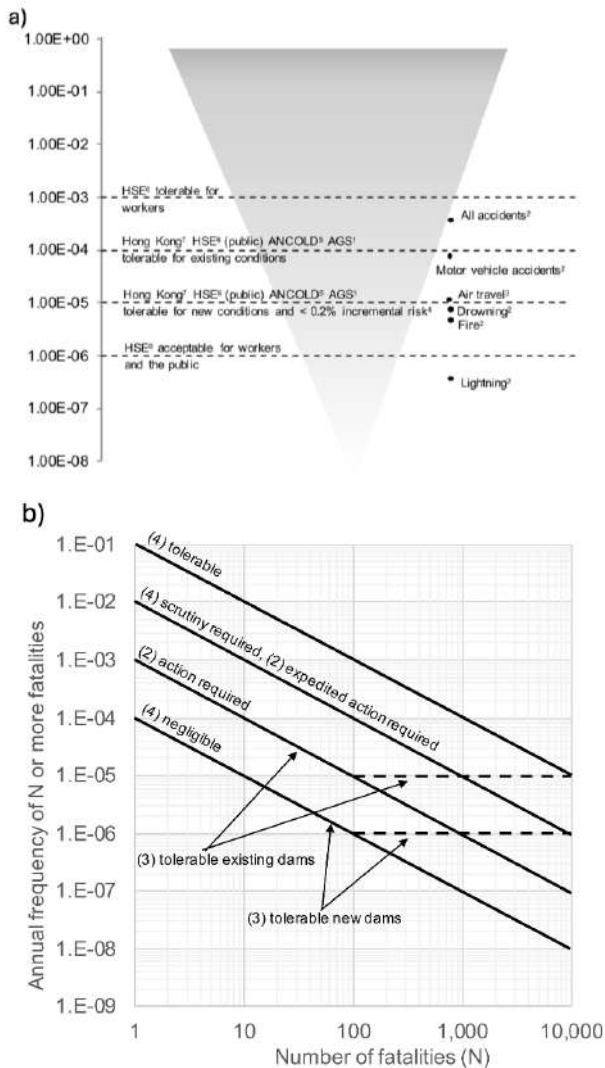


Figura 12 Ejemplos de criterios de riesgo de fatalidades considerando riesgo individual (a) y riesgo social (b) (Macciotta y Lefsrud, 2018).

El principio ALARP (Tan Bajo Como sea Razonablemente Factible, por sus siglas en inglés) ha venido siendo adoptado por muchas industrias. ALARP requiere demostrar que los riesgos están siendo gestionados para que sean tan bajos como sea razonablemente practicable. En este sentido, la definición de “razonable” y “practicable” presentan dificultades en cuanto a lograr consenso, y en la práctica se consideran tanto los niveles de riesgo como el costo asociado con la mitigación del riesgo. La demostración de ALARP puede ser cuantitativa o argumentativa, en donde todas las medidas de reducción del riesgo deben implementarse siempre que el costo de implementarlas sea razonablemente práctico de acuerdo con consideraciones de rentabilidad. Esto requiere sopesar los riesgos frente a los beneficios/expectativas, maximizando los beneficios y minimizando los daños (Macciotta y Lefsrud, 2018). En la experiencia del autor, el uso de criterios de riesgo cuantitativo que definen tolerancia

en combinación con una demostración de ALARP se vuelven parte importante de un sustento robusto para demostrar diligencia debida desde un punto de vista legal.

La adopción de análisis cuantitativos de riesgo, sin embargo, debe tener en cuenta sus limitaciones. Algunas de estas se presentan a continuación con opiniones del autor respecto a su significado comparado con análisis cualitativos.

- Requiere elicitación de probabilidades y escenarios por parte de expertos para poblar parte del análisis. Puede resultar en incertidumbre importante respecto a la estimación de riesgo. Sin embargo, esta incertidumbre es compartida por análisis cualitativos.
- Análisis elaborados por distintos grupos o adoptando métodos distintos pueden llevar a resultados distintos. El autor tiene la opinión que esto es compartido por los análisis cualitativos.
- Obviar algún peligro o escenario puede llevar a subestimar el riesgo. El autor tiene la opinión que esto es compartido por los análisis cualitativos.
- Los resultados casi nunca pueden verificarse. El autor tiene la opinión que esto es compartido por los análisis cualitativos.
- Complicaciones relacionadas con obtener consenso respecto a los criterios de aceptabilidad de riesgo.
- Análisis cuantitativos están relacionados a un mayor costo en comparación a análisis cualitativos. El autor tiene la opinión que el costo incremental es normalmente muy pequeño comparado a los costos de construcción y operación, particularmente cuando análisis explícitos y rigurosos pueden llevar a soluciones más eficientes desde un punto de vista económico.
- Dificultades e incertidumbre relacionada a estimaciones de probabilidades de eventos de muy baja probabilidad.

Como se indicó anteriormente, el gran beneficio de un análisis de riesgo explícito y cuantitativo es la necesidad de la evaluación detallada de los elementos, procesos y secuencia de condiciones que pueden llevar a una falla del depósito de jales. En este sentido, el valor final de riesgo no debe tomarse como único objetivo del proceso, ni el más importante. El análisis detallado permite evaluar áreas en donde existe mucha incertidumbre y mayores estudios o análisis son necesarios, así como identificar controles que pueden tener el mayor impacto en la reducción de riesgos de manera de evaluar la eficiencia de controles propuestos.

#### 4 ANÁLISIS DE RIESGO PARA LAS CONDICIONES DE CIERRE

Los depósitos de jales permanecerán en el sitio después del cierre de operaciones. Los planes de

cierre de estas estructuras deben tener objetivos a largo plazo para minimizar la posibilidad de riesgos significativos para la seguridad pública y ambiental, así como impactos en el uso futuro del suelo y las actividades económicas cercanas a la estructura. En este sentido, los requerimientos reguladores para aceptar planes de cierre, y finalmente el cierre del depósito; continúan evolucionando hacia requerimientos explícitos de análisis de riesgo que demuestren que el riesgo de las estructuras al cierre (sea cierre inmediato o cuidado y mantenimiento a largo plazo) es tolerable (e.g. Manual 019 en Alberta, Canadá – AER 2020). El reto en la aplicación de análisis de riesgo a mediano y largo plazo, en términos de los requerimientos de algunas regulaciones; es la estimación de escenarios futuros y las dificultades que conlleva el predecir eventos climáticos (con el cambio climático), uso futuro del terreno en áreas aledañas, y la evolución de las características de la estructura y los jales en el largo plazo. Como ejemplo, Schafer et al. (2020) identificaron temas asociados a gran incertidumbre (mediano y largo plazo) en el proceso de evaluación de planes de cierre de depósitos de jales en Alberta, Canadá:

- Cambios en los modos de falla.
- Dificultades de lograr un "cierre".
- Desarrollo de peligros y detonantes.
- Impacto en la regulación ocasionado por fallas de depósitos de jales recientes.
- Monitoreo y vigilancia a largo plazo.
- Distintos escenarios de falla posibles.
- Comunicación de riesgo.

Esta sección presenta un resumen de los resultados de un trabajo de investigación en la Universidad de Alberta que propone una herramienta para el análisis de riesgo de estructuras considerando el cierre a corto, mediano y largo plazo. Esta herramienta se detalla en Schafer et al. (2021), Schafer et al. (2022), Schafer (2022), Al-Mohamad (2023); y es una extensión del proceso de FMEA, de manera de identificar modos de falla que requieran un análisis más detallado o una evaluación de riesgo explícita y cuantitativa.

Schafer et al. (2021) presenta un proceso de FMEA generalizado (G-FMEA) desarrollado con base a las características de depósitos de jales en la industria de las arenas de petróleo y minas de carbón en Alberta, Canadá. El G-FMEA fue desarrollado con la intención de sistematizar los análisis de riesgo presentados por la industria como parte de sus planes de cierre, de manera de homogeneizar los mínimos requerimientos y brindar una guía de los componentes y elementos mínimos que deben ser considerados en el análisis. En este sentido, el G-FMEA se presenta como una herramienta para identificar áreas con mucha incertidumbre que deben ser investigadas a mayor profundidad y para identificar riesgos críticos que requieren de mayores estudios y análisis de riesgo explícitos. El G-FMEA sigue los pasos de un FMEA, y

el autor considera que el uso de un PFMA como parte de la identificación de los modos de falla puede ser muy útil. Schafer et al. (2021) presenta un listado de componentes y elementos, así como modos de falla potenciales, desarrollados para estructuras en Alberta, Canadá; sin embargo, el proceso puede ampliarse para otros tipos de estructuras y otras localidades.

Un FMEA es considerado atemporal, o válido para el momento en que se realiza el taller de FMEA. Una herramienta de evaluación de riesgo al cierre debe considerar la evolución del riesgo en función del tiempo causado por cambios en los elementos del depósito y las cargas externas (Figura 13).

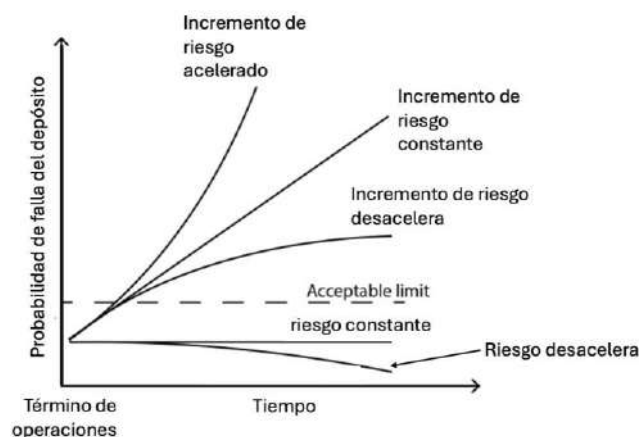


Figura 13 Posible evolución de riesgo luego del cierre (Schafer et al. 2021)

Para este fin, una manera simplificada es adoptada por el G-FMEA en donde el proceso se repite considerando distintos periodos luego del cese de operaciones. La definición de los periodos de tiempo considera el contexto geológico del área, guías y regulaciones de desechos nucleares, y periodos de manejo de depósitos de jales post cierre identificados en INAP (2017). Estos periodos incluyen el manejo adaptado (el operador y regulador pueden adaptar planes de acuerdo con el comportamiento de la estructura), el manejo proactivo (equipo y personal reducido, considera monitoreo y mantenimiento programado para confirmar que el depósito se comporta como lo esperado), y el manejo reactivo (monitoreo o mantenimiento ocurre luego de un evento). La escala de tiempo considera un período de 1000 años como el máximo apropiado dadas las limitaciones de predicción y la expectativa de recurrencia de periodos glaciares (10,000 años). Los periodos para la evaluación del G-FMEA son (Schafer et al. 2021):

- Inmediato – Manejo adaptado – 0 a 10 años
- Corto plazo – Manejo adaptado o proactivo – 10 a 50 años
- Mediano plazo – Manejo reactivo – 50 a 200 años
- Largo plazo – 1000 años

El G-FMEA también desarrolla matrices de probabilidad y consecuencia relevantes a la industria en Alberta. Estas se encuentran en Schafer et al. (2021) y están disponibles para descarga en la página de la editorial de la revista. El objetivo de presentar estas matrices es el de homogeneizar la evaluación en la industria en Alberta y facilitar la comunicación del riesgo en términos consistentes entre regulador y operadores. Schafer et al. 2021 presenta el proceso para definir las matrices de riesgo de manera de que cada jurisdicción pueda desarrollar la matriz que mejor representa la industria y localidad.

Un factor importante que fue mencionado anteriormente es el nivel de incertidumbre asociado a las evaluaciones requeridas por el G-FMEA. El nivel de incertidumbre debe ser estimado y evaluado de manera consistente como parte del G-FMEA. En este sentido, Al-Mohamad (2023) presenta una adición al G-FMEA que consiste en un proceso sistemático de evaluación de incertidumbre para cada modo de falla evaluado en el G-FMEA. El proceso se basa en la categorización de esfuerzo en ingeniería presentado por Silva et al. (2008), en el que se clasifica el esfuerzo en investigación de campo, análisis como parte del diseño, monitoreo y calidad de construcción. Su adaptación para evaluaciones de cierre requiere definiciones específicas que reflejen las características y prácticas en el diseño, implementación y operación de depósitos de jales; lo cual siguió la adaptación propuesta en Oboni y Oboni (2020). La adaptación también requiere incluir fases en la vida de la estructura, como son el cierre de la estructura, y criterios de categorización. Los criterios de categorización se basan en las recomendaciones por Morgenstern (2018). Al-Mohamad (2023) propone un sistema de puntaje para los distintos factores considerados en la evaluación de incertidumbre en el proceso G-FMEA en donde las categorías de confianza varían entre “muy bajo” y “Alto”, con respectivas acciones recomendadas (e.g.):

- Confianza Alta – Análisis G-FMEA es efectivo.
- Confianza Baja y Moderada – Evaluación de sensibilidad del factor es necesaria para evaluar la posibilidad de aumentar la confianza en el G-FMEA y la necesidad de mayores estudios.
- Confianza Muy Baja – Más información es necesaria para iniciar una evaluación de riesgo.

Schafer et al. (2022) y Al-Mohamad (2023) presentan ejemplos de aplicación del G-FMEA y la evaluación de incertidumbre. Las limitaciones del G-FMEA adopta las limitaciones de los FMEA presentados anteriormente. Schafer et al. (2021) presenta una discusión sobre las limitaciones del G-FMEA. En particular, el autor nota que el G-FMEA no puede realizar un agregado de riesgos, lo cual no permite estimar y evaluar el riesgo total de la estructura al cierre. Otra limitación en el proceso es la tendencia a estimar las probabilidades y consecuencias de los modos de falla considerando

las consecuencias más extremas. Modos de falla de menores magnitudes y consecuencias menores pudiesen tener riesgos agregados por encima de los criterios de aceptabilidad. Otra limitación está asociada al análisis de eventos en cascada, en donde un evento puede ser el detonante de otro evento. Esta última limitación puede ser remediada, de cierta manera, mediante el proceso de PFMA y como refleja en la estructura de modos de falla del G-FMEA.

## 5 CONCLUSIONES

Los estándares de mejores prácticas en el diseño, implementación y manejo de depósitos de jales requieren decisiones informadas por evaluaciones integrales de riesgo. Este también es el caso para planes y diseños de cierre. Para ello, son necesarias herramientas sistemáticas para el análisis de riesgo que permitan una comunicación eficaz entre reguladores, la industria y el público. En este sentido, herramientas como FMEA, PFMA y análisis explícitos de riesgo tienen un rol importante; siempre y cuando se sepan explotar sus ventajas y mitigar sus limitaciones.

Con la finalidad de brindar una guía y recomendaciones para la aplicación de análisis de riesgo para depósitos de jales, el documento presenta un resumen de los procesos FMEA, el valor añadido que puede obtenerse del PFMA, y el rol de los análisis de riesgo cualitativos (e.g. FMEA) y los análisis explícitos cuantitativos. Los objetivos, ventajas y limitaciones de estos métodos son discutidos desde la perspectiva ganada por la experiencia del autor en análisis de riesgo. Adicionalmente, el documento presenta un resumen de los resultados de un trabajo de investigación en la Universidad de Alberta que propone una herramienta para el análisis de riesgo de estructuras considerando el cierre a corto, mediano y largo plazo; recursos para el lector interesado en su implementación; y sus limitaciones.

Finalmente, el autor es de la opinión que las herramientas de riesgo a utilizar deben ser adoptadas según la finalidad del análisis, así como la cantidad y calidad de información disponible; de manera de identificar áreas críticas que requieren mayor investigación y análisis; así como riesgos críticos que requieran de análisis de riesgo a mayor detalle a manera de identificar controles eficaces y eficientes.

## REFERENCIAS

- Al-Mohamad, M. (2023). Incorporating Uncertainty into Dam Closure Risk Assessments. University of Alberta, Edmonton, AB, Canada. Available at <https://era.library.ualberta.ca>
- Alberta Energy Regulator (AER). (2020). Manual 019 Decommissioning, Closure, and Abandonment of

- Dams at Energy Projects; Alberta Energy Regulator (AER): Calgary, AB, Canada
- Alberta Energy Regulator (AER). (2021). Dams. Content available from <https://www.aer.ca/providing-information/by-topic/dams>, accessed May 10, 2021
- Armstrong, M., Petter, R., Petter, C. (2019). Why have so many tailings dams failed in recent years? Resources Policy 63, published online May 31, 2019
- Australian National Committee on Large Dams (ANCOLD). (2003). Guidelines on riskassessment. Melbourne: Australian National Committee on Large Dams Inc.
- Australian National Committee on Large Dams (ANCOLD). (2019). Guidelines on tailings dams – planning, design, construction, operation and closure – revision 1 (July 2019). Available from <https://www.ancold.org.au>, accessed May 11, 2021
- Ayyub, B.M. (2014). *Risk Analysis in Engineering and Economics*, 2nd ed.; CRC Press: Boca Raton, FL, USA, ISBN 978-1-4665-1826- 1
- Ball, D.J., and Watt, J. (2013). “Further Thoughts on the Utility of Risk Matrices”. *Risk Analysis: An International Journal*, 33(11): 2068–2078. Wiley-Blackwell. doi:10.1111/risa.12057.
- Bao, C., Li, J., and Wu, D. (2018). “A fuzzy mapping framework for risk aggregation based on risk matrices”. *Journal of Risk Research*, 21(5): 539–561. doi:10.1080/13669877.2016.1223161.
- Baybutt, P. (2016). “Designing risk matrices to avoid risk ranking reversal errors”. *Process Safety Progress*, 35(1): 41–46. Wiley Online Library. doi: 10.1002/prs.11768.
- Baybutt, P. (2018). “Guidelines for designing risk matrices”. *Process Safety Progress*, 37(1): 49–55. Wiley Online Library. doi: 10.1002/prs.11905.
- Blight, G. 2010. *Geotechnical Engineering for Mine Waste Storage Facilities*. CRC Press, Taylor & Francis Group, London, UK. Pp. 634
- Brown, B.S. (2019). What are the real risks for tailings facilities? In: J. Wesseloo (ed.) Mining geomechanical risk 2019. Australian Centre for Geomechanics. Perth, AU. Pp: 21-30
- Canadian Dam Association (CDA). (2007). CDA Dam Safety Guidelines Technical Bulletin: Surveillance of Dam Facilities.
- Canadian Dam Association (CDA). (2007). Technical Bulletin: Dam safety analysis and assessment. Available at <https://www.cda.ca>, accessed May 11, 2021
- Canadian Dam Association (CDA). (2013). Dam Safety Guidelines 2007. 2013 Edition. Available at <https://www.cda.ca>, accessed May 11, 2021
- Canadian Dam Association (CDA). (2019). Technical Bulletin: Application of dam safety guidelines to mining dams. 2019 Edition. Available at <https://www.cda.ca>, accessed May 11, 2021
- Center for Security Studies. (2012). Visualizing Risk: The Use of Graphical Elements in Risk Analysis and Communications. Center for Security Studies, Zurich, Switzerland.
- Cobb, C.F. (2017). Update on mine tailings dam regulation in Alaska and North America. Alaska Business Monthly, January 2017. Pg:34-35
- Cox, L.A. 2008. “What’s Wrong with Risk Matrices? Risk Analysis”. *An International Journal*, 28(2): 497–512. Wiley-Blackwell. doi:10.1111/j.1539-6924.2008.01030.x.
- Donnelly, C.R., Acharya, M., Iqbal, J., Rutherford, J., Groeneveld, J., Woods, C., Zangeneh, P. (2022). Alberta Environment and Parks PFMEA Tool for Risk-informed Dam Safety Prioritization. CDA Bulletin 33(2): 12-28
- Dos Santos, R.N.C., Caldeira, L.M.M.S., Serra, J.P.B., Dos Santos, R.C. (2012). FMEA of a tailings dam. *Georisk: Assess. Manag. Risk Eng. Syst. Geohazards* 2012, 6, 89–104
- Duijm, N.J. (2015). “Recommendations on the use and design of risk matrices”. *Safety Science*, 76: 21–31. Elsevier. doi: 10.1016/j.ssci.2015.02.014.
- ERM-Hong Kong Ltd. (1998). Landslides and boulder falls from natural terrain: Interim risk guidelines, 183. The Government of Hong Kong Special Administrative Region: ERM-Hong Kong Ltd.
- FERC. (2017). “Chapter 14: Dam Safety Performance Monitoring Program”. *Engineering Guidelines for the Evaluation of Hydropower Projects*. Federal Energy Regulatory Commission
- France, J.W., Alvi, I.A., Dickson, P.A., Falvey, H.T., Rigbey, S.J., and Trojanowski, J. (2018). Independent Forensic Team Report: Oroville Dam Spillway Incident [online]. Available online <https://damsafety.org/sites/default/files/files/Independent%20Forensic%20Team%20Report%20Final%2001-05-18.pdf> [accessed 29 March 2022].
- Franks, D.M., Stringer, M., Torres-Cruz, L.A., Baker, E., Valenta, R., Thygesen, K., Matthews A., Howchin, J., Barrie, S. (2021). “Tailings facility disclosures reveal stability risks”. *Scientific Reports* 11:5353
- Global Tailings Review Expert Panel. (2020). Global Industry Standard on Tailings Management. Available at <https://globaltailingsreview.org>, accessed May 10, 2021
- Hartford, D.N.D., Baecher, G.B. (2004). *Risk and Uncertainty in Dam Safety*, Thomas Telford Publishing: London, UK, 2004, ISBN 9780727740397
- HSE (Health and Safety Executive, UK). (2001). Reducing risks, protecting people. London: Her Majesty’s Stationery Office.
- IEC. (2009). IEC/ISO 31010 Risk management - Risk assessment techniques. International Electrotechnical Commission (IEC), Geneva, Switzerland.
- INAP. (2017). Global Cover System Design Technical Guidance Document; International Network for Acid Prevention (INAP).

- International Council on Mining & Metals (ICMM). (2020). Tailings governance framework: Position statement. Available at <https://www.icmm.com>, accessed May 11, 2021
- International Council on Mining & Metals (ICMM). (2021a). Tailings management good practice guide. Available at <https://www.icmm.com>, accessed May 11, 2021
- International Council on Mining & Metals (ICMM). (2021b). Conformance protocols - Global Industry Standard on Tailings Management. Available at <https://www.icmm.com>, accessed May 11, 2021
- International Organization for Standardization (ISO) (2009). ISO 31000 Risk Management – Principles and Guidelines. ISO, Geneva, Switzerland.
- Kupper, A.G., Hurdall, B., Morgenstern, N., Sobkowicz, J., Abeda, W., Baldwin, G., Cameron, R., Eenkooren, N., Grapel, C., Martens, S., et al. (2013). “De-Licensing Oil Sands Tailings Dams-When Is a Dam No Longer a Dam?” *In Proceedings of the 17th International Conference on Tailings and Mine Waste*, Banff, AB, Canada, 3–6 November 2013
- Lambe, T.W. (1985). “Amuay landslides”. *In: 11th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, San Francisco, CA. A.A. Balkema. Pp: 137-158.
- Levine, E.S. (2012). “Improving risk matrices: the advantages of logarithmically scaled axes”. *Journal of Risk Research*, 15(2): 209–222. Taylor & Francis. doi: 10.1080/13669877.2011.634514
- Macciotta, R., Creighton, A., Martin, C.D. (2020). “Design Acceptance Criteria for operating open pit slopes - an update”. *CIM Journal*. 11(4): 248-265.
- Macciotta, R., Lefsrud, L. (2018). “Framework for developing risk to lifeevaluation criteria associated withlandslides in Canada”. *Geoenvironmental Disasters* 5:10
- Macciotta, R., Lefsrud, L. (2020). “PBRISD, Dam Safety Management Systems, and the Role of Communication and Culture for Tailings Dam Failure Preventability”. *CDA Bulletin Fall 2020*:10-21
- Meyerhof, G.G. (1970). “Safety factors in soil mechanics”. *Canadian Geotechnical Journal* 7(4): 349-355.
- Mining Association of Canada (MAC). (2017). A guide to the management of tailings facilities. Third Edition. The Mining Association of Canada. Pp: 86
- Mining Association of Canada (MAC). (2019). A guide to the management of tailings facilities. Version 3.1. The Mining Association of Canada. Available at <https://mining.ca/our-focus/tailings-management/tailings-guide>, accessed May 11, 2021
- Mining Association of Canada (MAC). (2021). A guide to the management of tailings facilities. Version 3.2. The Mining Association of Canada. Available at <https://mining.ca/our-focus/tailings-management/tailings-guide>, accessed May 11, 2021
- Monat, J.P., and Doremus, S. (2018). “Alternatives to Heat Map Risk Matrices for Project Risk Prioritization”. *The Journal of Modern Project Management*, 6(1): 104–113.
- Morgenstern, N.R. (2018). Geotechnical Risk, Regulation, and Public Policy – 6th de Mello Lecture. Soils and Rocks, Sao Paulo, 41(2):107-129
- Morgenstern, N.R., Vick, S.G., van Zyl, D. (2015). Report on Mount Polley Tailings Storage Facility Breach. Independent Expert Engineering Investigation and Review Panel to the Province of British Columbia, January 30, 2015
- Morrison, K.F., Pedrosa, H.G., dos Santos, G.J.I., Gomide, P.C.R., Ferreira, A.M. (2018). “Changes to Tailings Dam Regulation in Brazil in the Aftermath of Failures”. *Proceedings of the 2018 Tailings & Mine Waste conference*. September 30 – October 2, 2018, Keystone, Colorado, USA
- Oboni, C. Oboni, F. (2012). “Is it true that PIGs fly when evaluating risks of tailings management systems?” *In Proceedings of the 6th International Conference on Tailings and Mine Waste*. Keystone, Colorado, USA, 14-17 October 2012.
- Oboni, F., and Oboni, C. (2020). Tailings Dam Management for the Twenty-First Century. Springer Nature Switzerland AG, Cham, Switzerland.
- Pickering, A., and Cowley, S.P. (2010). “Risk Matrices: implied accuracy and false assumptions”. *Journal of Health and Safety Research and Practice*, 2(1): 11–18.
- Robertson, A., Shaw, S. (2006). Mine Closure, Info Mine E-book: 2006
- Robertson, P.K., de Melo, L., Williams, D.J., Wilson, G.W. (2019). Report of the Expert Panel on the Technical Causes of the Failure of Feijão Dam I. December 12, 2019
- Santamarina, J.C., Torres-Cruz, L.A., Bachus, R.C. (2019). “Why coal ash and tailings dam disasters occur”. *Science* 364(6440):526-528
- Schafer, H. 2022. Risk Management for Tailings Dam Safety: Considerations for Long-term and Post-closure Timelines. University of Alberta, Edmonton, AB, Canada. Available at <https://era.library.ualberta.ca>
- Schafer, H., Beier, N.A., Macciotta, R. (2021). A Failure Modes and Effects Analysis Framework for Assessing Geotechnical Risks of Tailings Dam Closure. *Minerals* 11:1234
- Schafer, H., Beier, N.A., Macciotta, R. (2022). Applying a Generalized FMEA Framework to an Oil Sands Tailings Dam Closure Plan in Alberta, Canada. *Minerals* 12:293
- Schafer, H., Macciotta, R. Beier, N. (2020). “Tailings Dam Closure Scenarios, Risk Communication, Monitoring, and Surveillance” *in Alberta. CIM Journal* 11(1):80-90



- Silva, F., Lambe, T.W., Marr, W.A. (2008). "Probability and Risk of Slope Failure". *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* 134(12): 1691–1699.
- Smith, E.D., Siefert, W.T., and Drain, D. (2009). *Risk matrix input data biases*. *Systems Engineering*, 12(4): 344–360. John Wiley & Sons, Ltd. doi:10.1002/sys.20126.
- Thomas, P., Bratvold, R.B., and Bickel, J.R. (2014). "The Risk of Using Risk Matrices". *SPE Economics and Management*; 56–66. doi: 10.2118/166269-MS.
- U.S. Bureau of Reclamation. (2003). Guidelines for achieving public protection in damsafety decisionmaking. Denver: United States Department of the Interior.
- Valis, D., Koucky, M. (2009). Selected Overview of Risk Assessment Techniques. *Probl. Eksploat.* 2009, 4, 19–32
- Vick, S. (1983). *Planning, Design, and Analysis of Tailings Dams*. John Wiley & Sons. Pp. 369
- Vick, S.G. (2017). "Dam Safety Risk – From Deviance to Diligence". *Proceedings of Geo-Risk 2017, Denver, Colorado*, June 4-7, 2017. Geo-Institute of ASCE
- Zhang, M., Daly, T. (2019). China tightens rules on tailings dam safety. December 19, 2019 news piece available from Reuters at <https://www.reuters.com/article/us-china-tailings/china-tightens-rules-on-tailings-dam-safety-idINKBN1YN12S>, accessed May 10, 2021



# Estudio probabilístico de análisis de rotura de presas de jales

## Probabilistic study on tailings dam break assessments

Federico GIURICH<sup>1</sup>✉, Francisco MOYANO<sup>1</sup> e Ignacio EZAMA<sup>1</sup>

<sup>1</sup>SRK Consulting Argentina

**RESUMEN:** Los análisis de rotura de presas tienen como objetivo identificar las consecuencias de la eventual rotura de una presa. Las consecuencias aguas abajo están directamente relacionadas al volumen desembalsado durante la rotura. Sin embargo, en el caso de las presas de jales, existen incertidumbres al momento de definir este volumen, puesto que depende tanto de las propiedades físicas de los jales como de la geometría de la falla. A pesar de esto, el enfoque general actual típicamente considera un único volumen desembalsado, cuyas características son definidas de manera determinista. En este trabajo se presenta un método probabilístico para la estimación del volumen desembalsado, basado en el método del cono deprimido, que considera la variabilidad introducida por los parámetros involucrados. De esta forma, es posible obtener extensiones de inundación con probabilidades de excedencia asociadas y, por ende, optimizar la toma de decisiones referidas a la respuesta y mitigación de las eventuales consecuencias de una rotura. En este trabajo, se explica el procedimiento para aplicar este método probabilístico, que ha sido validado mediante la replicación de la falla de la presa Mount Polley.

**ABSTRACT:** Dam breach assessments aim to identify the consequences of a potential dam failure. The downstream consequences are directly related to the volume discharged during the breach. However, in the case of tailings dams, uncertainties arise when defining this volume, as it depends on both the physical properties of the tailings and the geometry of the failure. Despite this, the current general approach typically considers a single deterministic discharged volume. In this work a probabilistic method is presented for estimating the discharged volume based on the depression cone method, taking into account the variability introduced by the involved parameters. This allows for the obtention of flood extents with associated exceedance probabilities, thereby optimizing decision-making regarding the response and mitigation of potential dam failure consequences. This work explains the procedure for applying this probabilistic method, which has been validated through the replication of the Mount Polley dam failure.

✉ Autor de Correspondencia: fgiurich@srk.com.ar

## 1 INTRODUCCIÓN

### 1.1 Análisis de rotura de presas

El análisis de rotura de presas (DBA, por sus siglas del inglés dam break assessment) es una herramienta usada en la industria minera para identificar las potenciales consecuencias de la eventual rotura de una presa de jales en las zonas ubicadas aguas abajo. Sus resultados se utilizan para determinar la categoría de consecuencia de una presa, delimitar zonas seguras ante una eventual falla y establecer planes de acción y emergencia.

A pesar de la implicancia estrecha de los resultados de un DBA sobre las medidas de seguridad en una presa de jales, tanto la geometría de la falla como las propiedades físicas de los jales actúan como fuentes de incertidumbre en su modelado. En particular, es difícil de determinar a priori el volumen desembalsado de manera confiable, un parámetro que influye directamente sobre la mancha de inundación ante una eventual rotura. Sin

embargo, la práctica estándar habitual consiste en desarrollar los DBA mediante un enfoque determinista, es decir, sin reconocer la variabilidad inherente a los parámetros involucrados, en particular el volumen desembalsado.

En este trabajo se validan los conceptos referentes a la incertidumbre del volumen desembalsado presentados en (Giurich y Ezama, 2022) mediante el análisis estadístico de fallas pasadas y la replicación de la falla de la presa de jales Mount Polley.

### 1.2 Volumen desembalsado

Los métodos existentes actualmente para estimar el volumen desembalsado ( $V_d$ ) se dividen entre los que construyen regresiones basadas en fallas pasadas y los que replican simplificada y físicamente la física de la falla. La Tabla 1 muestra un resumen de algunos de los métodos típicamente utilizados para la estimación de  $V_d$ .

Tabla 1. Métodos típicamente usados para la estimación del volumen desembalsado.

Método	Tipo	Descripción
(Rico et al, 2007)	Regresión	$V_d$ en función del volumen total de jales almacenados ( $V_T$ ), ajustado a partir de 29 observaciones.
(Rourke y Lupnow, 2015)	Regresión	$V_d$ en función de $V_T$ y del área cubierta con agua sobrenadante, ajustado a partir de 5 observaciones.
(Tocher, 2016)	Regresión	$V_d$ en función de la altura de la rotura, ajustado a partir de 20 observaciones (tres ajustes representando límite superior, medio e inferior).
(Larrauri y Lall, 2018)	Regresión	$V_d$ en función de $V_T$ , ajustado a partir de 29 observaciones.
(Piciullo, 2022)	Regresión	$V_d$ en función de $V_T$ , ajustado a partir de 71 observaciones. Estimación de $V_d$ a partir del volumen de agua sobrenadante y de una selección arbitraria del contenido de sólidos del flujo desembalsado, con el fin de calcular el volumen de jales requerido para alcanzar tal contenido de sólidos.
(Fontaine y Martin, 2015)	Replicación de fenómeno físico	Investigación de la mecánica del flujo de jales, cuya principal conclusión es que $V_d$ depende del ángulo de fricción residual de los jales licuados y de la geometría del terreno natural.
(Lucia, 1981)	Replicación de fenómeno físico	

### 1.3 Método de depresión del cono

El método del cono deprimido se basa en simplificar la superficie de falla en un cono parcial cuya coordenada central se encuentra entre el pie de presa y el coronamiento, a una elevación coincidente con la del terreno natural. La Figura 1, obtenida de (CDA, 2021), esquematiza en corte y planta esta superficie de falla simplificada.

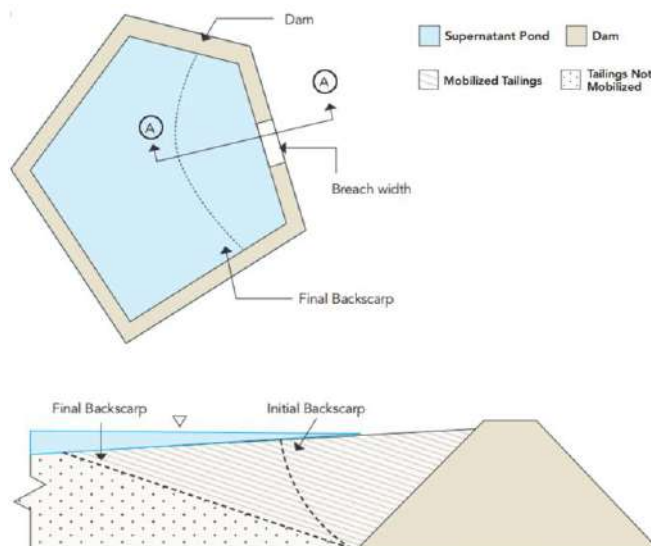


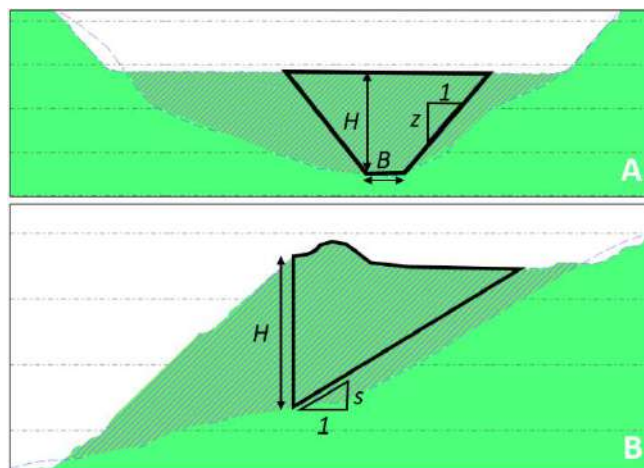
Figura 1. Superficie de falla según el método del cono deprimido, obtenida de (CDA, 2021).

Para el caso de jales licuables, el ángulo del cono puede asemejarse al ángulo de fricción residual de los jales licuados (como sugiere el método de (Lucia, 1981)), mientras que, para el caso de jales no licuables, el ángulo puede estimarse como el ángulo de fricción de fluencia de los jales incrementado por los efectos de la erosión del flujo saliente. El volumen desembalsado  $V_d$  corresponde a la suma de los jales movilizados en la superficie de falla cónica, del agua sobrenadante y del segmento de terraplén afectado por la rotura.

En este estudio, se aplicó el método del cono deprimido para estimar el volumen de jales desembalsado, parametrizado como se muestra en la Figura 2 en función de las siguientes variables, asumidas aleatorias e independientes:

- La pendiente de los jales retenidos tras la falla ( $s$ ), limitada por la pendiente del terreno natural;
- El ancho de rotura  $B$  a lo largo del coronamiento de la presa;
- La pendiente  $z$  de los taludes laterales de la rotura;
- La altura de la rotura  $H$ , medida en la coordenada central del cono desde la elevación del terreno natural.

En todos los casos, la geometría del cono está restringida a la volumetría de la presa. Por lo tanto, el método requiere conocer tanto la superficie de la presa como la del terreno natural.

Figura 2. Parametrización de la superficie de falla cónica según las variables  $H$ ,  $s$ ,  $B$  y  $z$  (Giurich y Ezama, 2022).

## 2 METODOLOGÍA

### 2.1 Enfoque

Con el objetivo de reflejar la incertidumbre que existe en los parámetros de la superficie de falla cónica y, por ende, en el volumen desembalsado, este estudio ha evaluado la variabilidad de  $V_d$  mediante la asignación de distribuciones de probabilidad en los parámetros  $s$ ,  $B$  y  $z$ . En particular, se ha considerado conservadoramente que  $H$  corresponde siempre a la sección de mayor altura de la presa en el tramo de

coronamiento considerado. De este modo, ha sido posible realizar una simulación de Montecarlo, en la cual cada iteración combina valores aleatorios de los parámetros  $s$ ,  $B$  y  $z$  para dar lugar a un valor de  $V_d$ .

El análisis de frecuencia de los valores resultantes de  $V_d$  permite asignar una probabilidad de excedencia (P.E.) a cada volumen desembalsado, la cual está limitada a la muestra bajo las condiciones consideradas de geometría de falla y distribución de los parámetros de entrada. De esta forma, no sólo se reconoce la variabilidad de  $V_d$ , sino que también la variabilidad de las potenciales consecuencias aguas abajo.

## 2.2 Análisis de registro histórico de fallas

Se llevó a cabo una revisión histórica de fallas pasadas, tanto de presas de jales como de terraplenes en general, para poder aproximar y asignar distribuciones de probabilidad a los parámetros  $s$ ,  $B$  y  $z$ .

### 2.2.1 Pendiente de jales retenidos $s$

Para poder caracterizar la pendiente  $s$  en el caso de jales licuables, se recurrió al registro de (Olson y Stark, 2002), donde se estimó la resistencia licuada normalizada (Ecuación 1) para una serie de 33 fallas de terraplenes en general, incluyendo presas de jales. Para el caso de jales no licuables, se aprovechó el estudio de (Olson y Stark, 2003) de análisis de disparadores de licuación, donde se estimó la resistencia de fluencia normalizada de las mismas 33 fallas (Ecuación 2).

La Figura 3 y la Figura 4 muestran las funciones de distribución empírica obtenidas para ambos casos. En particular, para el caso de jales no licuables, se consideró una reducción de  $s$  causada por la erosión del flujo saliente de agua sobrenadante mediante la aplicación de un factor de reducción uniformemente distribuido, variable entre 0.1 y 0.9.

$$s_{\text{jales licuables}} \approx \frac{s_u(\text{licuada})}{\sigma_{v0}} \approx \tan(\varphi_r) \quad (1)$$

$$s_{\text{jales no licuables}} \approx \frac{s_u(\text{fluencia})}{\sigma_{v0}} \approx \tan(\varphi_f) \quad (2)$$

### 2.2.2 Ancho de rotura $B$

Se compiló un registro de 27 fallas de presas de jales, de las cuales se obtuvo el ratio entre el ancho de rotura medido en el coronamiento y la longitud del coronamiento. Se prefirió considerar la función de distribución empírica del ratio para ampliar su aplicabilidad, independientemente de la longitud del coronamiento.

En particular, se decidió que el parámetro  $B$  nunca tenga un valor inferior a la altura de rotura  $H$ , puesto que: 1) la bibliografía indica mayoritariamente que el ancho de rotura debería ser como mínimo igual a la altura de rotura; 2) de los 19 casos analizados que

tienen datos de ancho y altura de rotura, en 18 casos se cumple lo anterior.

En la Tabla 2 se presenta el registro histórico, cuya función de distribución empírica se muestra en la Figura 5. A excepción de las dos fallas más recientes, la mayoría de estos valores se obtuvieron de la base de datos del proyecto World Mine Tailings Failures (WMTF, 2022).

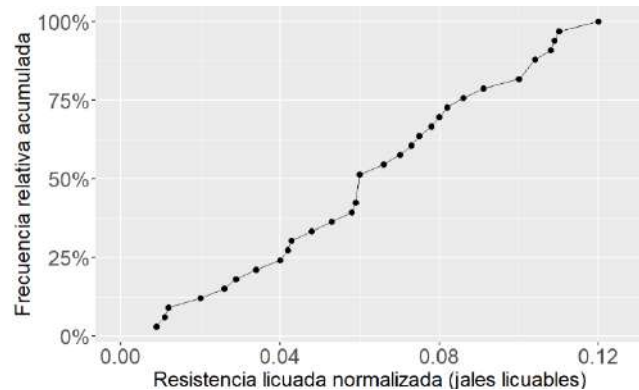


Figura 3. Función de distribución empírica asumida para la pendiente  $s$  en el caso de jales licuables, obtenida a partir de 33 observaciones (Olson y Stark, 2002).

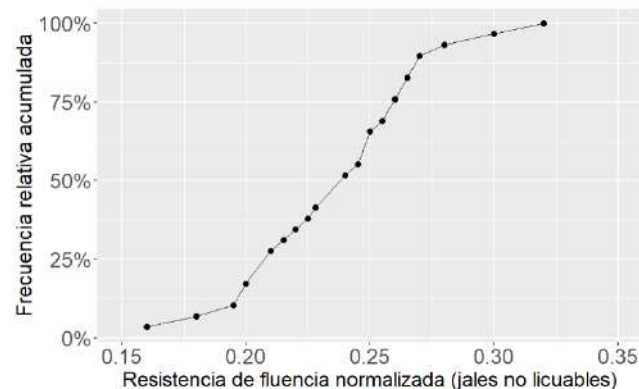


Figura 4. Función de distribución empírica asumida para la pendiente  $s$  en el caso de jales no licuables, obtenida a partir de 33 observaciones (Olson y Stark, 2003).

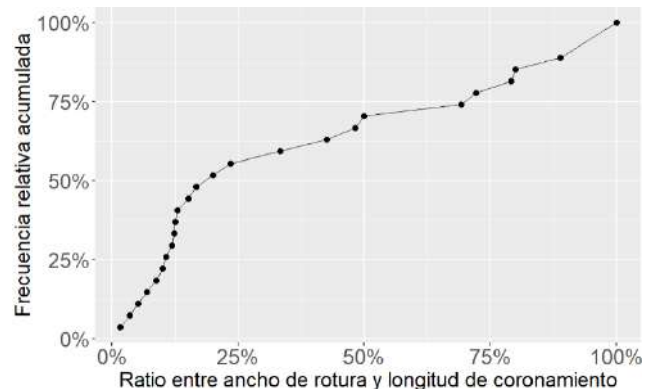


Figura 5. Función de distribución empírica asumida para el ratio entre el ancho de rotura  $B$  y la longitud de coronamiento, obtenida a partir de 27 observaciones.



Tabla 2. Registro de fallas de presas de jales con datos disponibles del ancho de rotura.

Mina/proyecto, país, año del accidente	$H$ (m)	$B$ (m)	Ratio entre $B$ y longitud de coronamiento
Williamson Mine, Tanzania, 2022	30	150	11%
Jagersfontein, Sudáfrica, 2022	N/D	200	24%
Brumadinho, Brasil, 2019	87	570	79%
Cieneguita Mine, México, 2018	N/D	130	72%
Cadia, Australia, 2018	94	260	13%
Vedanta Aluminium, India, 2017	N/D	800	89%
Mishor Rotem, Israel, 2017	60	20	5%
Tonglvshan Mine, China, 2017	N/D	265	48%
Dahegou Village, China, 2016	45	270	69%
Fundao-Santarem, Brasil, 2015	110	690	100%
Mount Polley, Canadá, 2014	40	310	15%
Gullbridge Mine, Canadá, 2012	7	25	3%
Ajka, Hungría, 2010	22	70	12%
Huancavelica, Perú, 2010	10	40	33%
Las Palmas, Chile, 2010	15	200	43%
Karamken, Rusia, 2009	27	50	17%
Kingston, Estados Unidos, 2008	N/D	N/D	100%
Bernburg, Alemania, 2007	22	90	9%
Mineração, Brasil, 2007	35	N/D	50%
Malvés, Francia, 2004	N/D	N/D	100%
Aitik, Suecia, 2000	15	120	10%
Baia Mare, Rumania, 2000	7	23	2%
Aznalcóllar, España, 1998	27	200	13%
Merriespruit, Sudáfrica, 1994	31	150	12%
Tapo Canyon, Estados Unidos, 1994	24	60	20%
Prestavel Mine Stava, Italia, 1985	29.5	N/D	80%
Bafokeng, Sudáfrica, 1974	20	110	7%

### 2.2.3 Taludes laterales $z$

Los registros históricos de este parámetro son escasos, por lo cual no ha sido posible aproximar la distribución de probabilidad correspondiente a partir de datos medidos. Sin embargo, siguiendo la recomendación de (FEMA, 2013) de adoptar  $z$  en el rango de 0H:1V y 1H:1V, se ha adoptado una distribución de probabilidad uniforme entre esos valores.

## 3 APLICACIÓN

### 3.1 Caso de análisis

Se validó la metodología propuesta para la estimación del volumen desembalsado mediante el modelado de la falla de la presa de jales Mount Polley, ubicada en Columbia Británica, Canadá. La falla ocurrió en agosto de 2014 y se desencadenó por deslizamiento a través de una capa de arcilla ubicada en la fundación de la presa. Al momento de la falla, la presa presentaba un volumen almacenado de aproximadamente 74 Mm<sup>3</sup>. El reporte oficial (BC Ministry of Energy and Mines, 2015) indica que el volumen desembalsado fue  $V_d = 21 - 25$  Mm<sup>3</sup>, de los cuales 10.1 Mm<sup>3</sup> correspondieron a agua sobrenadante presente al momento de la falla.

Para la superficie del terreno natural, se recurrió a la base de datos topográfica pública SRTM. La superficie de la presa Mount Polley antes de la falla se reconstruyó en el software GlobalMapper aplicando las características geométricas de la presa.

### 3.2 Simulación de Montecarlo

Para el volumen desembalsado, se realizó la simulación de Montecarlo considerando que los parámetros  $s$ ,  $B$  y  $z$  son variables aleatorias independientes que siguen las distribuciones presentadas en la Sección 2.2. En particular, dado que los jales de la presa Mount Polley no licuaron, se utilizó el enfoque de  $s$  para jales no licuables. Se asumió conservadoramente que  $H = 40$  m, correspondiente a la mayor altura en el tramo de coronamiento analizado, y que el volumen de agua sobrenadante = 10.1 Mm<sup>3</sup>, como se informó en el reporte oficial de la falla (BC Ministry of Energy and Mines, 2015).

La simulación se detuvo cuando la media y la desviación estándar de  $V_d$  no variaron más de 0.1% al agregar nuevas iteraciones, lo cual se alcanzó tras 5,000 iteraciones.

La Figura 5 muestra la función de distribución empírica de los valores de  $V_d$ , en la cual el complemento de la frecuencia relativa acumulada puede aproximarse como la probabilidad de excedencia de los valores (es decir, la probabilidad de que un valor dado sea igualado o superado). En particular, el volumen desembalsado observado durante la falla de Mount Polley, entre 21 y 25 Mm<sup>3</sup>,

corresponde a una P.E. entre 6.8% y 2.5% para la muestra bajo las condiciones consideradas de geometría de falla y distribución de los parámetros de entrada. Esto confirma que tanto la geometría de falla como las distribuciones paramétricas adoptadas conducen a valores de  $V_d$  que funcionan como envolvente razonable de los valores observados.

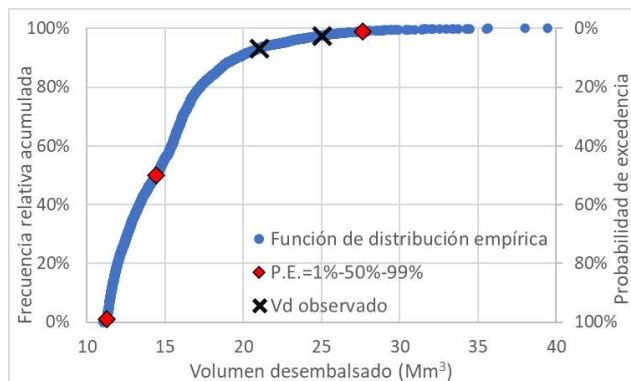


Figura 5. Función de distribución empírica de volumen desembalsado resultante de la simulación de Montecarlo. Se resaltan los valores de  $V_d$  observados y los valores para P.E. = 1%, 50% y 99%.

### 3.3 Modelación de la inundación

Se seleccionaron como escenarios los  $V_d$  correspondientes a las probabilidades de excedencia 1%, 50% y 99% para analizar sus potenciales consecuencias aguas abajo. Los valores de  $V_d$  se distribuyeron en el tiempo mediante un hidrograma triangular suavizado, cuyos caudal pico  $Q_{pico}$  y tiempo al pico  $t_{pico}$  se estimaron con las ecuaciones de Wetmore y Fread (Estado de Colorado, 2020) (Ecuación 3) y de (Froehlich, 2008) (Ecuación 4), respectivamente.

$$Q_{pico} = 3.1B_m H^{1.5} \left( \frac{c}{c + t_{pico} H^{0.5}} \right)^3 \quad (3)$$

$$t_{pico} = 63.2 \left( \frac{V_d}{gH^2} \right)^{0.5} \quad (4)$$

Donde  $B_m$  = ancho de rotura promedio (a la altura media de la presa);  $H$  = altura de rotura;  $c$  = factor de reducción igual a  $23.4A_{rel}/B_m$ ;  $A_{rel}$  = área del volumen desembalsado;  $g$  = aceleración de la gravedad.

La Tabla 3 muestra los valores de las variables para los tres escenarios considerados. El hidrograma asociado a cada variable se ingresó como condición de borde al programa HEC-RAS 6.4.1, en la zona del coronamiento de la presa Mount Polley donde se registró la falla. Se simuló la evolución de la inundación por un período de 12 h.

Tabla 3. Valores de las variables para los tres escenarios considerados.

P.E.	$V_d$ (m <sup>3</sup> )	$s$ (-)	$B$ (m)	$z$ (1H:zV)	$t_{pico}$ (h)	$Q_{pico}$ (m <sup>3</sup> /s)
1%	27.6	0.03	620	87.8	0.66	12,100
50%	14.4	0.17	376	50.3	0.31	3300
99%	11.2	0.19	38.7	35.8	0.12	2350

## 4 RESULTADOS

La Figura 7 muestra los mapas de inundación resultantes para los tres escenarios considerados, superpuestos con la mancha de inundación real causada por la falla de la presa Mount Polley. Además, se incluye en los tres casos la vista en planta de la superficie de falla cónica.

La mancha de inundación real se encuentra dentro del rango dado por las manchas de P.E. 1% y 99%. Como se mencionó anteriormente, si bien existen incertidumbres que impiden determinar a priori el volumen desembalsado ante la eventual falla de una presa de jales (y, por ende, las consecuencias aguas abajo), esta metodología reconoce esa variabilidad mediante la generación de un rango plausible de  $V_d$ , posteriormente, de sus áreas afectadas asociadas.

## 5 DISCUSIÓN

Mientras que la mancha correspondiente a la P.E. = 1% puede considerarse como un límite superior que indica las máximas consecuencias esperables bajo las hipótesis asumidas, la mancha correspondiente a P.E. = 99% puede establecerse como la mínima área que resultará impactada en cualquier evento de rotura de presa.

En particular, para el caso de la presa Mount Polley, este trabajo indica que para un  $V_d \leq 14.4$  Mm<sup>3</sup> (correspondiente a un  $V_d$  con P.E. = 50%), la mancha de inundación modelada es bastante más reducida que la real. Por lo tanto, este caso ejemplifica que es recomendable considerar más escenarios de P.E., especialmente cuando se desea aplicar este método para evaluar impactos incrementales ante variaciones de  $V_d$ .

Analizar los impactos incrementales es posible mediante este método, al aceptar la variabilidad inherente a los parámetros involucrados en un DBA, especialmente el volumen desembalsado, a diferencia de los métodos deterministas informados en la Tabla 1. Incluso cuando el enfoque tradicional también considere análisis de sensibilidad de los parámetros involucrados, este por sí solo no basta para poder estudiar la variación de las consecuencias bajo un criterio racional y unificado en la variación de los parámetros de entrada. Establecer un criterio coherente (como, por ejemplo, mediante la simulación de Montecarlo de ciertos parámetros) es particularmente importante para los análisis de

riesgo, que requieren evaluar un amplio abanico de potenciales consecuencias ante una falla. El método probabilístico presentado en este trabajo puede entonces ofrecer una respuesta a la evaluación de la probabilidad de las consecuencias ante la falla de una presa de jales en los análisis de riesgo.



Figura 6. Contornos de manchas de inundación para los tres escenarios considerados (en rojo), superpuestos a la mancha de inundación real (en azul). En naranja, vista en planta de la superficie de falla cónica. Nótese la diferencia entre la inundación modelada vs la observada en el caso de P.E.=1% en el encuentro del lago de la derecha, causada por la utilización de topografía obtenida de la base de datos pública SRTM.

## 6 CONCLUSIONES

Este trabajo ha evaluado la incertidumbre que existe en el volumen desembalsado ante la eventual rotura de una presa de jales, un parámetro de entrada crucial en cualquier DBA, puesto que influye directamente sobre la magnitud de las consecuencias aguas abajo. Se consideró que el volumen desembalsado de jales está dado por una superficie de falla cónica, que se parametrizó en función de la altura de rotura, la pendiente de los jales retenidos, el ancho de rotura y la pendiente de los taludes laterales de la rotura. La variabilidad se analizó mediante una simulación de Montecarlo, a través de la asignación de distribuciones de probabilidad basadas en registros históricos disponibles. Como resultado, se obtuvo la función de distribución empírica del volumen desembalsado, a partir de la cual se puede asociar a cada  $V_d$  una probabilidad de excedencia.

El método se validó replicando la falla de la presa de jales Mount Polley. El volumen desembalsado observado en el rango de 21 – 25 Mm<sup>3</sup> quedó enmarcado dentro de los límites resultantes de la simulación de Montecarlo para  $V_d$ . Asimismo, la mancha de inundación observada quedó dentro de los límites dados por las modelaciones en HEC-RAS 6.4.1 de los  $V_d$  con P.E. 1% y 99%. Mientras que la mancha de inundación causada por el  $V_d$  con P.E. = 1% puede considerarse como la máxima inundación esperable bajo las hipótesis asumidas, la que está causada por el  $V_d$  con P.E. = 99% puede establecerse como la mínima área que resultará impactada en cualquier evento de rotura de presa.

Finalmente, este método ofrece una herramienta para poder analizar las consecuencias incrementales de una rotura de presa de jales ante variaciones en su volumen desembalsado, de utilidad especialmente cuando se desea evaluar la probabilidad de las consecuencias de una falla en los análisis de riesgo.

## REFERENCIAS

- BC Ministry of Energy and Mines (2015). "Mount Polley Mine Tailings Storage Facility Breach, Investigation Report of the Chief Inspector of Mines", November 2015.
- CDA (2021). "Technical Bulletin: Tailings Dam Breach Analysis".
- Estado de Colorado (2020). "Guidelines for Dam Breach Analysis".
- FEMA (2013). "Federal Guidelines for Inundation Mapping of Flood Risks Associated with Dam Incidents and Failures".
- Fontaine D. y Martin V. (2015). "Tailings mobilization estimates for dam breach studies", *Memorias del Congreso Tailings and Mine Waste Conference*, Vancouver 2015.

- Froehlich D. (2008). "Embankment dam breach parameters and their uncertainties", *Journal of Hydraulic Engineering* 134-12: 1708-1721.
- Giurich F. y Ezama I. (2022). "A Probabilistic Approach to Determination of Breach Characteristics Used in DBA", *Memorias del Congreso Tailings and Mine Waste Conference, Colorado 2022*.
- Larrauri P. y Lall U. (2018). "Tailings Dams Failures: Updated Statistical Model for Discharge Volume and Runout", *Environments*, 2018, 5, 28.
- Lucia, (1981). "Review Of Experiences With Flow Failures Of Tailings Dams And Waste Impoundments", Tesis de PhD, Universidad de California, Berkeley.
- Olson S. y Stark T. (2002). "Liquefied strength ratio from liquefaction flow failure case histories", *Canadian Geotechnical Journal*, 39: 629–647 (2002).
- Olson S. y Stark T. (2003). "Yield Strength Ratio and Liquefaction Analysis of Slopes and Embankments", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, Vol. 129, No. 8, 2003.
- Piciullo L. et al (2022). "A new look at the statistics of tailings dam failures", *Engineering Geology* 303 (2022) 106657.
- Rico M. et al (2007). "Floods from tailings dam failures", *Journal of Hazardous Materials*, 154 (2008) 79–87.
- Rourke H. y Luppnow D. (2015). "The Risks of Excess Water on Tailings Facilities and Its Application to Dam-break Studies", *Memorias del Congreso Tailings And Mine Waste Management For The 21st Century*, Sydney 2015.
- Tocher R., O'Brien J., Chao K. y Overton D. (2016). "Predicting Tailings Dam Failure and Release Volumes", *Memorias del Congreso Tailings and Mine Waste Conference, Colorado 2014*.
- World Mine Tailings Failures (2023). Sitio web <https://worldminetailingsfailures.org/>.





# Monitoreo Satelital InSAR para la detección de movimientos del terreno en depósitos de jales

InSAR satellite monitoring for the detection of ground motion in Tailings Storage Facilities

Ciscu SÁNCHEZ<sup>1</sup>, Isora BRITO<sup>1</sup> and Miguel Ángel VERDUGO<sup>1</sup>✉

<sup>1</sup>TRE-Altamira SLU, Barcelona, España.

**RESUMEN:** La tecnología satelital InSAR (interferometría Radar de Apertura Sintética) es capaz de generar mapas de la deformación del terreno de forma totalmente remota, sin necesidad de instalación de instrumentación en terreno, usando sensores Radar embarcados en satélites que orbitan alrededor de la tierra. El principal valor de la tecnología InSAR es la capacidad de medir la deformación del terreno y detección de movimiento, aceleraciones y/o deformación precursora con precisión milimétrica, cubriendo grandes áreas de terreno (de hasta 100 x100 km) con muy alta densidad de puntos de medida sobre el terreno. El uso de la tecnología InSAR para monitorear deformaciones en depósitos de jales ha incrementado en los últimos años, debido a sus ventajas técnicas y aplicativas en el ámbito minero como: monitoreo de todo el distrito completo (estabilidad de taludes del tajo, deformación en lixivaderos, botaderos, tepetates, infraestructuras, etc.), alta frecuencia de adquisición y entrega de reportes de monitoreo y complemento a la definición y implementación de umbrales de riesgo y definición de alarma temprana en base a deformación y aceleración del terreno obtenida por InSAR. Los nuevos desarrollos InSAR empujan a esta técnica a seguir estando presente, y a aumentar su presencia, en el monitoreo minero estratégico y operacional, y en concreto a ser la herramienta de referencia en el control de muros de presas de jales a gran escala, monitoreando frecuentemente varios activos mineros al mismo tiempo.

**ABSTRACT:** Satellite InSAR technology (Synthetic Aperture Radar Interferometry) can generate terrain deformation maps in a fully remote manner, without the installation or deployment of any sensor or instrumentation in the ground. Just using Radar sensors carried by satellites that are orbiting the earth. The main value of InSAR technology is the capacity of detecting ground deformation, accelerations and or precursory deformation with millimetric precision over wide areas (100 x 100 kms) obtaining high density of measurement points, in the range of a thousand per square kilometer depending on the satellite sensor. In the last 2 decades the InSAR application to detect deformations in the mining Tailing Dams becomes higher, mainly due to some technical and application advantages in the mining environment such as: Full mine district monitoring (pit slope stability, leach pads deformation, waste dumps compaction, Infrastructure integrity, etc.), high data acquisition and reporting frequency and the integration of the InSAR deformation in the implementation of risk management strategies as definition of early warning systems. InSAR new developments push the technique to stay and increase its presence in the strategic and operational monitoring for mining, and to become the tool of reference for the tailing dam wall monitoring in every mining operation.

✉ *Autor de Correspondencia: alberto.manso@tre-altamira.com*

## 1 INTRODUCCIÓN

Aproximadamente el 35% de las causas principales de un colapso de terreno se pueden relacionar con desplazamientos superficiales (ICOLD 2001, Chambers 2017 y Roche 2017). En muchos casos, las fallas o colapsos de taludes o vertientes están precedidos por una serie de anomalías que, interpretadas y detectadas correctamente de forma previa, pueden pronosticar el incidente. Estas anomalías y fenómenos, generalmente, incluyen la aparición de grietas de tensión y/o aceleración de desplazamientos (Vanden Berghe, 2011).

Por estos motivos, los muros de los depósitos de jales (en sus siglas en inglés TSF: Tailings Storage

Facilities) necesitan ser monitorizados en sus diferentes fases de vida: pre-construcción, operación (respuesta a la descarga continua, Vanden Berghe, 2011) y en su etapa de cierre. Al ser estructuras críticas, tanto en la operación minera y en relación con seguridad minera, el monitoreo continuo de la estabilidad y la integridad del muro de los depósitos de jales es clave.

Durante prácticamente la última década, la Interferometría Radar Satelital (InSAR) ha liderado el catálogo de metodologías de monitoreo de deformación o movimientos del terreno, representando una solución económica que proporciona una alta densidad de datos en grandes

áreas de terreno con precisión milimétrica y sin la necesidad de instalar instrumentación en terreno.

Además de no tener que instalar ningún instrumento o dispositivo en terreno, la tecnología satelital InSAR, completamente remota, ha proporcionado resultados confiables en todo el mundo, desde hace más de 20 años, en numerosas aplicaciones (minería, petróleo y gas, obra civil o riesgos naturales, entre otras) por lo que es una tecnología suficientemente establecida y probada para controlar con precisión milimétrica o subcentimétrica la estabilidad en los muros de los depósitos de jales, así como en todo el entorno minero (estabilidad de taludes del tajo, asentamiento de depósitos, etc.). Los nuevos desafíos en los últimos años, con respecto al monitoreo de presas de jales, debido a su condición crítica, tanto en seguridad como en operación minera, incluyen el monitoreo operativo y estratégico. Un monitoreo que debe contemplar, por tanto, diferentes periodos de muestreo que se adapten a la operación del muro, con entrega rápida de la información y control de diferentes estructuras en diferentes ubicaciones y en diferentes etapas de su operación.

## 2 METODOLOGÍA

### 2.1 *La Interferometría radar satelital InSAR*

En las últimas dos décadas el InSAR avanzado, se ha desarrollado y aplicado en multitud de aplicaciones y es ampliamente conocido, en particular en el mundo minero, donde las más grandes mineras de todo el mundo cuentan con el InSAR como una más de las tecnologías de monitoreo de la operación y de sus diferentes activos mineros.

La interferometría radar satelital es una técnica de detección remota capaz de medir deformación del terreno usando conjuntos de imágenes complejas de radar satelital SAR. La información principal utilizada en los análisis InSAR corresponde a la información de fase interferométrica obtenida por el cálculo de la diferencia de fase entre pares de imágenes radar, el interferograma, en un espacio de tiempo concreto. Estas diferencias de fase extraídas a lo largo de periodos de tiempo concretos y en puntos o porciones del terreno concretas (píxeles), que mantiene unas propiedades reflectivas radar determinadas, aproximadamente constantes, durante todo el periodo de estudio (sin cambios bruscos en la reflectividad fruto de excavación, tronadura o construcción) permiten definir puntos de medidas y extraer su magnitud relativa de movimiento respecto el terreno y el sensor satelital. En aquellas zonas donde se producen cambios constantes, fruto de construcción, excavación, vegetación o nieve, se debe adaptar la selección del satélite adecuado a la sensibilidad a cambios o a

penetración de vegetación, o adaptar el tiempo de monitoreo a los periodos donde no se produzcan cambios relevantes que no permiten asegurar la medida del mismo punto de terreno en el tiempo. Así como adaptar las técnicas SAR (radar) para detección de movimientos del terreno dependiendo del tipo y magnitud de movimiento e integrarlas entre ellas para en definitiva realizar un monitoreo dinámico. Otras técnicas que no se discuten en esta publicación pueden incluir: generación de interferogramas de movimiento, correlación de amplitud, etc.

Desde las técnicas PSI (Permanent Scatterer Interferometry), relacionadas con la detección de desplazamientos milimétricos y centimétricos en la superficie del terreno, provocados por actividad subterránea o inestabilidades lentas de la superficie terrestre (Adam et al., 2009), los algoritmos avanzados como el PS-InSAR (Ferretti et al., 2000) hasta técnicas patentadas más avanzadas como el SqueeSAR® (Ferretti et al., 2011), las diversas técnicas han sido capaces de extraer mediciones precisas y con alta densidad de medidas del movimiento del terreno de forma remota utilizando los datos de diferentes misiones satelitales radar disponibles.

El enfoque estándar propuesto para el monitoreo de TSF se basa en el uso de satélites de alta resolución (típicamente 3x3 metros o 1X1 metros de píxel) con un tiempo de revisita o de toma de datos de 11 días. Este tiempo de revisita puede ser incluso menor cuando se utilizan dos satélites de una misma constelación, obteniendo un cronograma de adquisición, o de toma de lectura, de 4+7 días (es decir, se obtiene una imagen en T<sub>0</sub>, 4 días después se obtiene una nueva imagen del satélite emparejado T<sub>1</sub>=T<sub>0</sub>+4; y la siguiente se adquiere 7 días después de la anterior T<sub>2</sub>=T<sub>1</sub>+7 o T<sub>2</sub>=T<sub>0</sub>+11).

La resolución propuesta para el monitoreo de TSF entrega un muestreo adecuado del espacio con densidad adecuada de puntos de medida teniendo en cuenta las dimensiones que presentan los muros de los TSF y las posibles dimensiones de sectores de fallamiento o deformación. Satélites de menor resolución pueden enmascarar o no tener suficiente detalle para detectar movimiento diferencial en el muro. Por otro lado, el periodo de revisita o de lectura satelital también es adecuado (11 días), y típicamente presente en otras plataformas satelitales como el SENTINEL-1, cada 12 días, por el buen compromiso y capacidad de muestreo temporal de aceleraciones o incrementos de movimiento dada la naturaleza de los movimientos precursores que ocurren en este tipo de estructuras para poder capturarlos de forma adecuada y que no queden opacados o indetectables por una frecuencia de lectura demasiado baja o amplia.

### 3 APLICACIÓN

La amplia disponibilidad temporal de datos SAR, desde 1992, en multitud de zonas geográficas a nivel mundial, y un número creciente de adquisiciones y cobertura radar en los últimos años, sitúan en una posición prioritaria la metodología InSAR como técnica de detección de movimiento del terreno que puede usarse en una amplia gama de aplicaciones y adaptarse a diferentes necesidades de monitoreo terrestre, en particular en operaciones mineras.

#### 3.1 *Línea de base o estudio histórico (estratégico)*

Para iniciar el procesado de datos SAR es necesario adquirir un número mínimo de imágenes radar que será usado para realizar el primero estudio o línea de base. Este estudio o línea de base tendrá un mínimo de 15 adquisiciones radar por cada una de las geometrías o puntos de vista satelitales (órbita ascendente: en dirección de vuelo sur-norte, o descendente: en dirección de vuelo norte-sur) lo que cubrirá un periodo de tiempo de aproximadamente 6 meses, dependiendo de la frecuencia de adquisición de la constelación utilizada o un tiempo menor en el caso de ya disponer de imágenes de archivo sobre la zona de interés que permitan comenzar el estudio sin necesidad de realizar adquisición satelital previa. Desde este estudio inicial o línea de base es desde donde empieza la fase de monitoreo, en la cual se proporcionan actualizaciones frecuentes con cada nueva adquisición radar disponible (cada 11 días o cada 7/4 días) que se añadirá al conjunto inicial del estudio inicial o línea de base.

Teniendo en cuenta que en ciertas ocasiones existen adquisiciones radar satelitales de archivo sobre la zona de interés (algunos satélites toman datos de forma sistemática sobre algunas zonas de la superficie terrestre), es posible realizar estudios retrospectivos de una zona concreta para proporcionar información de estabilidad del terreno del pasado. En el caso de los depósitos de jales, esta información histórica o del pasado, puede ser de utilidad en estudio de pre-factibilidad de construcción o ampliación del muro o depósito de jales para entender la condición del terreno previo a la construcción o detectar si existen condiciones o fenómenos de inestabilidad donde se va a ubicar el depósito. Asimismo, este tipo de estudios retrospectivos son muy útiles en estructuras o depósitos abandonados o antiguos que permanecen sin instrumentación o en localizaciones remotas lejos de la actividad de monitoreo en curso en el distrito o operación minera activa.

#### 3.2 *Estudio de Monitoreo continuo (operacional)*

La fase de monitoreo activo u operativo aborda la necesidad por parte del personal geotécnico y de

control de contar con datos periódicos y frecuentes en el tiempo, de deformación superficial del terreno en las presas de jales. El control de la integridad de los taludes y la evolución de la estructura durante la operación y descarga de relaves son clave para garantizar la seguridad y la continuidad de la operación minera. Por ese motivo, el programa de monitoreo busca obtener y entregar información de movimiento del terreno de forma frecuente cada vez que se adquieran nuevas imágenes o datos radar (típicamente cada 7, 11 días). El estudio de monitoreo, por tanto, es la continuación natural del estudio línea de base o histórico, que contará con adquisiciones radar a futuro, que en este caso se programaran con el operador satelital correspondiente para asegurar la toma de datos durante el programa de monitoreo. La información clave en un programa de monitoreo además de la propia detección de zonas de movimiento del terreno, es rastrear y detectar aceleraciones o cambios de tendencias en estas zonas o aparición de nuevos sectores inestables que pueden ser indicadores de futuros eventos o fenómenos de inestabilidad o colapso. El seguimiento puede permitir en algunos casos la detección de deformación precursora.

### 4 RESULTADOS

Como se expone en la sección anterior, el principal resultado de un estudio de monitoreo InSAR es la obtención y entrega de un mapa de deformación del área de interés con cada nueva adquisición satelital. Estos mapas de deformación o desplazamiento del terreno se pueden obtener en una sola línea de visión satelital (LOS) o punto de vista (estudio 1D), o en ambas geometrías disponibles: ascendente y descendente (estudio 2D). En este último caso se va a observar el terreno, desde dos puntos de vista o geometrías diferentes, la ascendente y la descendente.

Al utilizar ambas órbitas sobre la misma área de interés, se puede lograr una cobertura y visibilidad casi total del sector. Además, también se puede obtener o proyectar el movimiento en vertical y horizontal (Este-Oeste), que son ambas las direcciones del espacio de mayor sensibilidad satelital debido a la configuración orbital y línea de visión de las geometrías disponibles de observación. Con menor sensibilidad en la dirección norte-sur. Por tanto, el análisis completo InSAR con doble geometría sobre una zona de interés consta de 4 mapas de deformación del terreno como los que se muestran en la Figura 1.

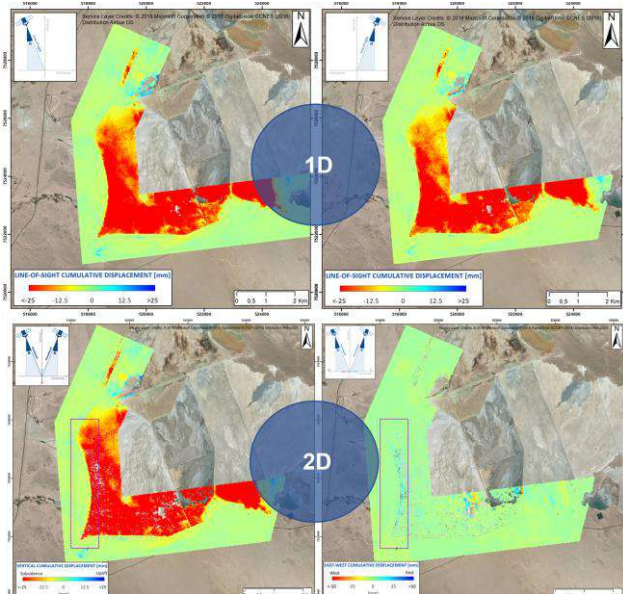


Figura 1: Ejemplo de entrega de mapas de deformación del terreno en un depósito de jales. Ascendente y descendente (mapas 1D) y los mapas de proyección de movimiento en vertical y Este Oeste (mapas 2D).

Los resultados de los algoritmos avanzados InSAR, como SqueeSAR®, consisten en la entrega de una base de datos de puntos de medida georreferenciados sobre el terreno o área de interés. La información principal que contiene la base de datos incluye tasa de desplazamiento medio anual (mm/año), movimiento acumulado en cada una de las adquisiciones radar (fechas) incluidas en el periodo de estudio, coordenadas de localización del punto de medida y otros parámetros de calidad de los puntos de medida. Esta base de datos con información de miles, incluso millones, de puntos de medida puede ser representada como un mapa de deformación del terreno que mostrará la distribución espacial y las magnitudes de movimiento de los sectores y puntos de medida.

La información de movimiento del terreno también se entrega mediante una plataforma online, de tipo Sistema de Información geográfica (SIG), web GIS, que permite mostrar información georreferenciada, visualizar los mapas de deformación del terreno. La plataforma permite al usuario explorar e interrogar los datos, descargar la información y analizar los datos utilizando herramientas diseñadas específicamente para trabajar los datos InSAR.

Desde la visualización más sencilla de datos sobre una ortofotografía del área de interés hasta la posibilidad de extraer gráficos de series temporales para ver la evolución de la deformación en ubicaciones específicas, extraer secciones transversales de movimiento versus tiempo o incluso personalizar la visualización de movimiento acumulado mostrando mapas de movimiento relativo a lo largo del periodo de estudio. Estas son algunas de las herramientas disponibles, entre otras.

Cada nueva actualización de información es automáticamente subida a la plataforma de visualización online después de la verificación y del control de calidad interno y es almacenada en el perfil de usuario correspondiente de manera segura y totalmente confidencial. Por esto, la plataforma de visualización desempeña tanto una función de repositorio de las continuas actualizaciones como una plataforma GIS totalmente funcional que puede usarse como herramienta operacional de consulta o para compartir los datos con otros miembros de su organización.

Los puntos de medida de un estudio InSAR pueden integrarse además en otros softwares, comunes en la industria minera, e integrarse con información proveniente de otro tipo de sensores localizados en el muro del depósito de jales como piezómetros, inclinómetros, GPS o levantamientos topográficos.

Otras aplicaciones, resultado del análisis más profundo de las series temporales de deformación de los puntos de medida incluyen la detección de aceleraciones, cambios de tendencias y las fechas donde se presentan estos eventos. Otra de las aplicaciones más específicas incluye el cálculo de la velocidad inversa en zonas afectadas por aceleraciones de movimiento bruscas para pronosticar el momento de fallamiento o colapso del terreno. Se basa en un método semi-empírico desarrollado por Fukuzono (1985), quien identificó que el tiempo de aceleración de una falla de un material geológico (geo material) era inversamente proporcional a la tasa de cambio de la deformación, de lo cual se deriva que el tiempo de falla del geo material se puede pronosticar extrapolando la tendencia lineal hacia cero. Se muestra ejemplo en la Figura 2.

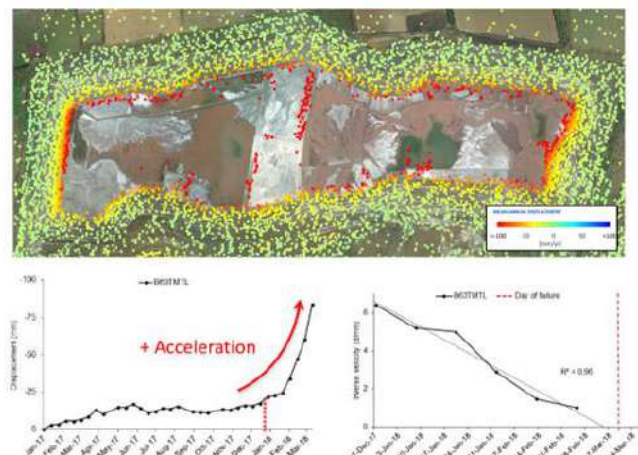


Figura 2: Detección de aceleración en serie temporal de movimiento (izquierda) y pronóstico de fecha de colapso mediante velocidad inversa (derecha), usando la información de desplazamiento de un punto de medida en la zona de movimiento.

## 5 CONCLUSIONES

Existen muchos factores que pueden comprometer la estabilidad del muro del depósito de jales y muchos de ellos son visibles y detectables como signos claros de desplazamientos en superficie. La interferometría radar satelital es una técnica capaz, y ampliamente demostrada, para detectar casi en tiempo real desplazamientos de terreno durante un programa o periodo de monitoreo continuo. Gracias a la disponibilidad temporal de datos continua, operativa día y noche y en cualquier condición climática, esta técnica es sensible a la detección de movimientos del terreno y los cambios en las tendencias que pudieran ocurrir en los mismos. Además, puede detectar signos de deformación precursora que pueden ser usados en el pronóstico de una inminente falla en el muro o presa de jales. Una de las características que le confiere su condición de técnica de teledetección es que no requiere la instalación de instrumentación en terreno ni el despliegue de personal en el lugar. Además, gracias a su rango de operación radar y al procesado avanzado de la data SAR, se obtienen resultados de movimiento relativo con precisión milimétrica.

Por otro lado, los estudios históricos InSAR entregan la misma información que los estudios de monitoreo continuo, pero del pasado. Estos estudios retrospectivos están indicados para fases tempranas a la construcción del muro como por ejemplo para la selección y análisis del terreno de emplazamiento de un futuro depósito de jales. Otras aplicaciones de back-análisis incluyen la verificación y o calibración de modelos geotécnicos de deformación con datos del pasado, cuando no se había trabajado con InSAR anteriormente en el lugar.

Al ser una técnica de monitoreo de largo plazo se debe asegurar la operatividad de las misiones satelitales en el tiempo, y con relación a esto se puede decir que el futuro es muy prometedor. Además de ya contar con una historia SAR muy amplia, desde las primeras misiones en 1992, y el sucesivo incremento de misiones sobre todo en la segunda década de los 2000, se planea ahora activar y lanzar nuevas plataformas satelitales en el futuro próximo. La aparición de nuevos operadores satelitales, y los ya existentes, plantean lanzamientos de satélites con menor mantenimiento, con mayor cobertura espacial y altas resoluciones y con frecuencias de adquisición más elevadas que pueden incluso llegar a ser diarias o de pocas horas. Estas mejoras permitirán desarrollar nuevos servicios y productos InSAR mucho más cercanos al monitoreo en tiempo real, más cerca de las necesidades del monitoreo geotécnico en las operaciones de un depósito de jales.

## REFERENCIAS

- Adam, N., Parizzi, A y Crossetto, M. (2009). "Practical Persistent Scatterer Processing Validation in the Course of the Terrafirma Project". *Journal of Applied Geophysics*. Vol. 69, pp.59-65.
- Ferretti, A., Prati, C., y Rocca, F., (2000). "Nonlinear subsidence rate estimations using permanent scatterers in differential SAR interferometry" *IEEE Transactions on Geoscience and Remote Sensing*, 35(5) :2202-2212.
- Ferretti, A., Fumagalli, A., Novati, F., Prati, C., Rocca, F., y Rucci, A. (2011). "A new algorithm for processing interferometric data-stacks: SqueeSAR™" *IEEE Transactions on Geoscience and Remote Sensing*, 2011.
- Chambers, D.M., Bowker, L.N. (2017) *Tailings Dam Failures 1915 – 2017*.
- ICOLD (2001). "Tailings Dams Risk of Dangerous Occurrences: Lessons Learnt from Practical Experiences". *Bulletin 121* (pp. 145). Paris, France: International Commission on Large Dams (ICOLD).
- Roche, C., Thygesen, K., Baker, E. (Eds.) (2017). "Mine Tailings Storage: Safety Is No Accident. A UNEP Rapid Response Assessment". *United Nations Environment Programme and GRID-Arendal*, Nairobi and Arendal, www.grida.no ISBN: 978-82-7701-170-7
- Vanden Berghe, J-F., Ballard, J-C., Wintgens, J-F. y List, B. (2011). "Geotechnical risks related to tailings dam operations". *In Proceedings Tailings and Mine Waste Conference*, 2011. Vancouver, BC, University of British Columbia Library.
- Fukuzono T. (1985). "A new method for predicting the failure time of a slope". *In: proceedings of the fourth international conference and field workshop on landslides*. Tokyo: Japan Landslide Society. (p. 145-50).





## Retos en la implementación del plan de atención y preparación ante emergencias en depósitos de jales.

### Challenges in the Implementation of the Emergency Preparedness and Response Plan in Tailings Storage Facilities.

Yariceli BERNAL<sup>1</sup>, Jonatan CANDELARIA<sup>1</sup>✉, Natividad ENCARNACIÓN<sup>1</sup>, Sergio HERNÁNDEZ<sup>1</sup> y Osvaldo FLORES<sup>2</sup>

<sup>1</sup> Flopac Geotecnia S.A. de C.V., Ciudad de México, México

<sup>2</sup> Instituto de Ingeniería de la Universidad Autónoma de México, Ciudad de México, México

**RESUMEN:** Los depósitos de jales son estructuras que deben contar con una estricta gestión y análisis de riesgo, de lo contrario pueden ocurrir eventos adversos que generen situaciones de emergencia. Debido a lo anterior, y dado el potencial de impacto ambiental y social, así como los riesgos asociados, uno de los mayores retos a los que se enfrentan los diseñadores y operadores de depósitos es contar con un Plan de Preparación y Atención ante Emergencias (EPRP por sus siglas en inglés) que logre minimizar impactos y prevenir pérdidas de vidas. Sin embargo, la implementación de dicho plan enfrenta desafíos relacionados con la evaluación de riesgos, el diseño y construcción adecuados, la gestión del agua, la capacitación del personal y la participación de las partes involucradas. Superar estos desafíos requiere experiencia geotécnica, planificación integral y colaboración entre las partes involucradas. Este artículo busca servir como recurso informativo para profesionales de la industria minera, autoridades reguladoras, especialistas en geotecnia y cualquier persona interesada en comprender los desafíos asociados a la implementación de un EPRP en un depósito de jales. Al abordar los retos clave se espera que este trabajo promueva la adopción de medidas preventivas, el mejoramiento de las prácticas existentes y la promoción de la seguridad y la protección ambiental en el manejo de los depósitos de jales.

**ABSTRACT:** Tailings storage facilities are structures where a wide variety of potential emergencies can occur. Given the potential for environmental impact and associated risks, it is essential to have an Emergency Preparedness and Response Plan (EPRP) in place to minimize impacts and prevent loss of life. However, the implementation of such a plan faces challenges related to risk assessment, proper design and construction, water management, staff training, and community engagement. Overcoming these challenges requires geotechnical expertise, comprehensive planning, and collaboration among the industry, authorities, and affected communities. This article aims to serve as an informative source for professionals in the mining industry, regulatory authorities, geotechnical specialists, and anyone interested in understanding the challenges associated with the implementation of an EPRP at a tailings storage facility. By addressing key challenges, it is hoped that this article will promote the adoption of preventive measures, the improvement of existing practices, and the promotion of safety and environmental protection in the management of tailings storage facilities.

✉ *Autor de Correspondencia:* [ybernal.flopac@gmail.com](mailto:ybernal.flopac@gmail.com)

## 1 INTRODUCCIÓN

Uno de los principales objetivos de los propietarios de depósitos de jales debe ser construir y operar dichos depósitos de manera segura. Sin embargo, la seguridad no se valora únicamente por las acciones para prevenir, sino también en cómo se responde ante una emergencia. Es por esto que la existencia de un plan de respuesta ante emergencias para hacer frente a diversos escenarios de riesgo se convierte en una prioridad de suma importancia, con la finalidad de minimizar el impacto que ésta pueda tener en el entorno de un depósito de jales.

El Plan de Atención y Preparación ante Emergencias (EPRP por sus siglas en inglés) de un depósito de jales es un documento integral y

estructurado que establece las estrategias, procedimientos y recursos necesarios para responder eficazmente a situaciones de emergencia, buscando que una organización esté preparada para abordar cualquier percance de manera eficiente, minimizando riesgos y protegiendo la seguridad de las personas y los activos. Este documento debe ser apropiado para la etapa del ciclo de vida en la cual se encuentre el depósito y debe ser actualizado conforme este ciclo avance. Además, debe complementar otros documentos de preparación y respuesta en caso de emergencia en el resto de la infraestructura del complejo minero, tales como interior mina o demás instalaciones.

Un EPRP se compone de secciones que abarcan información general del depósito, roles y

responsabilidades en emergencias, actualizaciones anuales, riesgos y efectos de fallas, detección y evaluación de eventos, procedimientos de respuesta, capacitación y simulacros. Este enfoque completo garantiza una respuesta efectiva ante situaciones críticas.

Es necesario aclarar que las actividades rutinarias no relacionadas con crisis y prevención no forman parte del EPRP y se deben incluir en el Manual de Operación, Mantenimiento y Vigilancia (OMS por sus siglas en inglés).

El objetivo del presente trabajo es proporcionar información relevante sobre los retos que enfrenta la implementación de un EPRP en depósitos de jales, así como fomentar la adopción de mejores prácticas en la gestión de depósitos de jales, con un enfoque en la mitigación de riesgos geotécnicos y la prevención de emergencias. Adicionalmente, se busca resaltar la importancia de la colaboración entre la industria minera, las autoridades regulatorias, el ingeniero de diseño, el ingeniero de registro, así como otras partes interesadas, con el fin de abordar los desafíos de manera efectiva y promover la seguridad y la protección ambiental.

## 2 EVALUACIÓN DE RIESGOS

La elaboración de un EPRP es un proceso crítico que depende en gran medida de la disponibilidad de información. Para desarrollar un plan sólido y efectivo se requiere una comprensión detallada de la ingeniería de diseño, así como de la historia y las características generales del depósito. Sin embargo, un elemento fundamental del EPRP implica la comprensión del historial de incidentes en el depósito, junto con la identificación, evaluación y mitigación de riesgos específicos para dicho depósito. Esto debe ir seguido de un análisis de los posibles modos de falla basado en los riesgos identificados. La integración de esta información permite una planificación completa y precisa de la respuesta a emergencias en un depósito de jales.

### 2.1 Historial de incidentes

Una buena práctica que debe ser implementada en el proceso de construcción y operación de un depósito de jales es llevar el registro detallado de cada incidente sucedido en el depósito. A partir de dicho registro se puede generar un historial de incidentes, el cual es una herramienta de suma importancia para el EPRP, ya que ofrece una valiosa perspectiva sobre las causas y consecuencias de dichos incidentes, además de que permite identificar problemas recurrentes y lecciones aprendidas de dichos eventos. Esto ayuda en la evaluación de riesgos futuros y en la formulación de procedimientos de respuesta más efectivos. Además, esta información es esencial para comprender cómo las condiciones

del depósito pueden cambiar con el tiempo debido a factores como la acumulación de material, las condiciones geotécnicas cambiantes o eventos climáticos extremos.

En muchos casos se tiende a pasar por alto el registro de incidentes para no generar alarmas innecesarias. Sin embargo, es importante que se cuente con este registro, el cual debe incluir información relevante como el personal que presenció los incidentes, la zona, los daños y otros detalles específicos. Este enfoque no sólo permite un análisis más exhaustivo, sino que también contribuye a cultivar una cultura de mejora en la seguridad, impulsando iniciativas enfocadas a prevenir y mitigar eventos similares en el futuro.

### 2.2 Gestión de riesgos

La gestión de riesgos es la identificación formal, evaluación y priorización de los riesgos del proyecto, seguida de la aplicación coordinada y económica de recursos para minimizar, monitorear y controlar esos riesgos. En otras palabras, la gestión de riesgos busca reducir la probabilidad e impacto de dichos riesgos” (Hickson, 2015). Entre los factores clave se encuentran aquellos que tienen que ver con la constructibilidad, costos, operación, geología, hidrología, impacto ambiental, permisos, sostenibilidad, etc.

La identificación y evaluación rigurosa de los riesgos potenciales permite comprender las amenazas que enfrenta el depósito, evaluar la probabilidad y la magnitud de los eventos adversos que suelen ser tareas complicadas; además de priorizar las acciones de preparación y respuesta en consecuencia. Esta gestión de riesgos también ayuda a identificar vulnerabilidades y deficiencias en la gestión del depósito. De esta manera es posible generar un EPRP sólido, el cual es esencial para la seguridad del personal y la protección del entorno circundante.

### 2.3 Posibles modos de falla

Los modos de falla creíbles son mecanismos que técnicamente podrían presentarse debido a la influencia de los materiales, la operación y los factores externos en la seguridad e integridad de los depósitos de jales. De acuerdo con el ICMM (2022), se dividen los escenarios de falla creíbles en dos categorías, de acuerdo con los factores que pudiesen incluirlas y sus consecuencias en el entorno:

- Escenarios de falla creíbles, ocasionados por deficiencias de diseño y operativas del depósito que puedan desencadenar el flujo de materiales con diversas concentraciones de sólidos y tipos de suelo (es decir, residuos y otros sólidos arrastrados como suelo), con dirección aguas abajo de la estructura.

- Escenarios de falla creíbles con consecuencias potencialmente catastróficas, pero que no están relacionados con un flujo de materiales hacia el entorno aguas abajo (por ejemplo, un deslizamiento de una ladera o de una estructura térrea).

Por otra parte, los modos de falla pueden ser de naturaleza geotécnica o de naturaleza no geotécnica. Para el primer caso, los modos de falla pueden deberse a *overtopping*, flujo y erosión, inestabilidad debido a deformación del terraplén y/o cimentación; mientras que, para el segundo caso, pueden ser fallas asociadas al transporte de jales, incendios forestales, etc. (ICMM, 2021). La falla de un depósito puede ser resultado de uno o más de estos modos.

De no considerar adecuadamente los posibles modos de falla al desarrollar un EPRP, las consecuencias producidas por un evento adverso pueden ser de mayor gravedad, tanto en términos de seguridad como de protección del medio ambiente. A continuación, y de acuerdo con el ICMM (2021), se describen de forma general algunos de los modos de falla a considerar en un depósito de jales, los cuales producirían liberación de materiales.

### 2.3.1 Modos de falla del depósito

Estos se refieren a fallas o deslizamientos que ocurren directamente en la estructura del depósito de jales. Pueden incluir deslizamientos internos del material acumulado, erosión de las capas superiores o rupturas de las barreras de contención debido al alto potencial de licuación de los jales.

### 2.3.2 Modos de falla por cimentación o empotres

Estos modos de falla se relacionan con problemas en la base o cimentación del depósito, como capas débiles no detectadas, erosión interna, análisis de deformación inadecuados, respuesta sísmica del sitio, etc. Pueden involucrar asentamientos no deseados, inestabilidad de la base o la interacción entre el depósito y su entorno de apoyo.

### 2.3.3 Modos de falla combinados (Presa, cimentación y empotres)

En esta categoría se considera la posibilidad de que múltiples modos de falla actúen de manera simultánea o interconectada. Esto puede incluir una combinación de fallas en la estructura del depósito, problemas en la cimentación y asuntos relacionados con la estabilidad de las estructuras circundantes.

### 2.3.4 Modos de falla hidrológicos

Estos modos de falla se relacionan con eventos hidrológicos como inundaciones, desbordamientos de ríos cercanos o acumulación excesiva de agua debido a lluvias intensas que exceden lo previsto en el diseño, estructuras de alivio bloqueadas, playas de jales inadecuadas, etc. Pueden amenazar la integridad del depósito al aumentar la presión sobre las estructuras de contención.

### 2.3.5 Modos de falla geológicos

Se refieren a situaciones en las que eventos geológicos como terremotos, movimientos tectónicos, deslizamientos de tierra, fallas activas, karsticidad, avalanchas, estructuras o trabajos mineros en la cimentación impactan la estabilidad del depósito de jales. Estos eventos pueden causar daños significativos en la estructura.

### 2.3.6 Modos de falla específicos del sitio

Estos modos de falla se refieren a condiciones o eventos únicos que son específicos de la ubicación del depósito. Pueden incluir factores como la geología local, características del terreno o interacciones con infraestructuras cercanas que aumentan el riesgo de falla.

Los modos de falla anteriores son algunos de los más comunes que pueden presentarse en los depósitos de jales. Sin embargo, cada depósito tendrá sus particularidades, las cuales deben ser evaluadas e incluidas en un posible modo de falla.

## 3 PUNTOS CLAVE PARA LA ELABORACIÓN DEL EPRP

Como se mencionó anteriormente, la elaboración de un Plan de Atención y Respuesta ante Emergencias (EPRP) depende en gran medida de un conocimiento profundo del depósito. Actualmente, la normativa mexicana establece la necesidad de contar con condiciones de seguridad, prevención y protección ante diferentes emergencias dentro de las instalaciones de los complejos mineros. Sin embargo, este requisito aún no se extiende a los depósitos de jales a pesar de que son parte de dichas instalaciones. La normativa mexicana que regula el diseño de Depósitos de Jales, la NOM-141-SEMARNAT-2003 no aborda explícitamente los planes de atención a emergencias, lo que implica un área de oportunidad para la legislación mexicana y un reto para el sector minero, ya que debe desarrollar planes específicos que den atención a algún percance. En este contexto, se reconoce la necesidad de fomentar el desarrollo y aplicación de planes de respuesta a emergencias en pro de la seguridad de los depósitos de jales y el medio que los rodea.

En este capítulo se presentan algunos puntos clave que son indispensables para la elaboración adecuada e integral de un EPRP.

### 3.1 Información básica

La información básica en un EPRP es el cimiento fundamental de cualquier plan efectivo de respuesta a emergencias; sin esta información cualquier documento carecería de valor significativo y efectividad. A continuación, se describen los datos clave con los que se debe contar para el desarrollo de un EPRP integral.

### 3.1.1 Información esencial

Dentro de los datos fundamentales para la creación de un EPRP es necesario contar con la ubicación, descripción y características de los jales. Además, es necesario que se contemple un inventario de recursos disponibles que va desde equipo básico de seguridad del personal e instalaciones, hasta medidas de contención ante emergencias. Esta recopilación minuciosa de recursos es esencial para garantizar la disponibilidad de las herramientas y equipos necesarios para reaccionar de manera eficaz ante situaciones críticas. En línea con este enfoque, el EPRP tiene como objetivo prevenir, mitigar o reducir impactos en caso de emergencias (ICMM, 2021), proporcionando una descripción detallada de las medidas a ser tomadas, la identificación de posibles emergencias, los recursos requeridos, y la coordinación con equipos de respuesta externos, comunidades locales y otras partes interesadas. Es importante agregar que el EPRP también tiene como propósito alinearse con el manual del OMS y, a su vez, proporcionar información vital a equipos de respuesta externos, comunidades y agencias del sector público, así como a otras partes afectadas en caso de una emergencia (ICMM, 2021).

### 3.1.2 Roles y responsabilidades

Es igualmente importante mantener información actualizada sobre el personal asignado a labores en el depósito y sus áreas circundantes. Esto incluye datos sobre sus roles y responsabilidades en situaciones de emergencia, así como sus niveles de capacitación y certificaciones. La preparación del personal desempeña un papel crucial en la implementación exitosa del EPRP.

### 3.1.3 Procedimientos existentes

En muchas operaciones mineras se han establecido procedimientos de seguridad y planes de evacuación desde el inicio de las operaciones para diversas situaciones o entornos, como incendios, fugas o incidentes dentro de la mina. Por lo tanto, es esencial conocer y divulgar estos planes existentes, además de adaptar el EPRP del depósito de jales para que esté en sintonía con lo que el personal ya conoce y en lo que ha sido entrenado. Esta integración con los procedimientos de seguridad establecidos ayuda a garantizar una respuesta armoniosa y coordinada en caso de emergencia (ICMM, 2021).

Además, es crucial disponer de un equipo de ingeniería que conozca a fondo el depósito, incluyendo su desempeño a lo largo de las actividades que ha tenido, tanto en operación como en construcción, como lo es un Ingeniero de registro (EoR por sus siglas en inglés), en conjunto con el sistema de gestión de jales, ya que su función es garantizar al propietario que tanto el diseño como la construcción del depósito de jales son seguros y cumplen con los estándares aplicables y las intenciones de diseño (Solís *et. al.*, 2023). Con este

enfoque integral no sólo se cumple con los estándares aplicables, sino que también se avanza hacia una mejora en la gestión de depósitos de jales.

### 3.2 Gestión del agua

La gestión del agua en depósitos de jales es un componente esencial para garantizar la seguridad, la protección ambiental y el uso racional de este recurso. Dicha gestión requiere un enfoque integral que considere sistemas de drenaje efectivos, almacenamiento de agua, monitoreo constante y planes de respuesta, con el objetivo de no solo prevenir desbordamientos, si no también minimizar la liberación de sustancias contaminantes. Esta gestión debe ser adaptable para abordar los riesgos específicos asociados al tipo de material depositado y a las condiciones del entorno circundante de cada depósito (ICMM, 2021).

Un punto esencial en la operación de un depósito de jales, que está asociado a la gestión del agua y estrechamente ligado al desarrollo del EPRP, es la prevención y alerta de desbordamientos. Esto se puede lograr mediante la implementación de sistemas de alerta temprana que detectan condiciones críticas y permiten establecer un plan de respuesta ante situaciones adversas que pudiera ocasionar el manejo inadecuado de dicho recurso natural.

### 3.3 Diseño y construcción

El diseño geotécnico de un depósito de jales es esencial para garantizar su estabilidad a largo plazo. Dentro de los principales puntos a tomar en cuenta en el diseño se tiene a la selección de la ubicación, incluyendo la topografía, la cercanía con cuerpos de agua, estructuras importantes de la mina y factores ambientales

El diseño de la estructura del depósito está directamente relacionado con la gestión de riesgos. Contar con la información básica del diseño del depósito y construcción del depósito es fundamental para la elaboración del EPRP, ya que tener referencias sobre elementos como la exploración geotécnica de cimentación, el método constructivo, control y aseguramiento de calidad durante la construcción, existencia de elementos como sistemas de drenaje, geomembranas, etc., es esencial para la evaluación de los posibles modos de falla que podrían presentarse en el depósito.

Hasta la fecha, en México uno de los retos más importantes a afrontar es la falta de un diseño y construcción apropiados, incorporando la exigencia y rigor que se exige en cualquier otro tipo de estructura, y aplicarlo de manera adecuada en los depósitos de jales. Afortunadamente, las lecciones aprendidas de eventos desafortunados pasados, la divulgación, así como la aplicación de las guías y mejores prácticas de diseño han jugado un papel importante para transitar a condiciones más seguras, al resaltar la



necesidad de gestionar los riesgos asociados con un depósito de jales desde la concepción del proyecto.

### 3.4 Operación

Al igual que el diseño y construcción, la información concerniente a la operación del depósito es fundamental para la elaboración del EPRP. Existen varios métodos de disposición, como el uso de jales fluidos, jales en pasta, jales filtrados, entre otros. Cada uno de estos métodos tiene características específicas que influyen en el comportamiento hidráulico y mecánico de los materiales presentes en el depósito. La industria en general tiende a optar por la operación con jales fluidos, lo que a menudo resulta en un gran número de depósitos con niveles de agua y saturación elevados, desencadenando algún modo de falla.

Es importante destacar que la disposición de jales fluidos no es inherentemente problemática, sin embargo, derivado de la vulnerabilidad a la licuación de los jales dada su naturaleza, obliga a tener consideraciones de diseño más estrictos para mitigar riesgos, como la necesidad de asegurar longitudes de playa mayores que el tamaño y la altura del depósito, y un control estricto de la cantidad de agua utilizada en la operación y en el depósito (aguas clarificadas). A pesar de los controles mencionados previamente la posibilidad de licuación debería abordarse explícitamente en el contexto del EPRP. Actualmente, se observa una tendencia global hacia el uso racional del agua, implementando prácticas de deshidratación de jal. Aunque esta iniciativa podría implicar costos de capital y operativos potencialmente mayores. Los beneficios relacionados con estos métodos incluyen una estructura con menor riesgo y prácticas más sostenibles en la gestión del agua.

Tener claro el control y registro detallado de los jales durante la operación del depósito no sólo proporciona elementos para una correcta evaluación de los posibles modos de falla, sino que también contribuye a un mejor desarrollo del EPRP.

### 3.5 Controles críticos y TARP

El concepto de control crítico se define como un indicador que permite el manejo del riesgo asociado a un evento no deseado que puede afectar el comportamiento de una estructura, por ejemplo, los depósitos de residuos mineros (ICCM, 2015). No obstante, el control crítico debe acompañarse por un plan de respuesta (*TARP-Trigger Action Response Plan*) cuyo objetivo es establecer distintos niveles de activación basados en el desempeño del control crítico y del cual es responsabilidad de la Unidad Minera y del ingeniero de registro definir los niveles de activación correspondientes. De esta forma, los TARP describen las acciones a ejecutar cuando distintos niveles de activación son excedidos (Schütz, 2021). Ambos conceptos, control crítico y

TARP, pueden considerarse como elementos complementarios que conducen hacia una gestión adecuada de un depósito de jales. Además, permiten el desarrollo de un EPRP adecuado, el cual deberá contener los procedimientos y acciones de respuesta específicas cuando se presente algún evento que sobrepase los niveles de activación y emergencia establecidos.

La importancia de incentivar el uso y desarrollo de controles críticos y TARP, radica en que representan indicadores fundamentales que permiten detectar desviaciones con respecto a los niveles de desempeño históricos del depósito.

## 4 RETOS ESPECIFICOS

### 4.1 Definición de responsabilidades

La definición de responsabilidades y la identificación de los responsables ante una emergencia son pasos esenciales en la planificación y preparación para situaciones imprevistas. Establecer roles claros y designar a las personas encargadas de tareas específicas durante una emergencia es fundamental para lograr una respuesta eficiente y coordinada. Cada miembro del equipo de respuesta debe conocer sus responsabilidades y estar capacitado para actuar en consecuencia, lo que reduce la confusión y minimiza el riesgo de decisiones equivocadas en momentos críticos (SME, 2022 a). La asignación de responsabilidades asegura que las acciones necesarias se lleven a cabo de manera oportuna, marcando la diferencia entre la seguridad y el caos en una situación de crisis. Por el contrario, la falta de claridad en este aspecto puede tener consecuencias significativas, incluyendo una mayor probabilidad de respuestas ineficaces, exposición a riesgos innecesarios y tensiones dentro del equipo, lo que socava la moral y la capacidad de actuar efectivamente en situaciones de crisis (SME, 2022b).

### 4.2 Procedimientos ante emergencias

La creación de procedimientos de respuesta a emergencias dentro de un EPRP en un depósito de jales es un desafío fundamental, ya que garantizar una respuesta efectiva ante eventos inesperados es esencial para la seguridad y la protección del entorno circundante.

Un obstáculo clave en la elaboración de procedimientos de respuesta es la complejidad de los escenarios de emergencia en depósitos de jales. Éstos pueden variar desde desbordamientos repentinos y filtraciones, hasta fallas estructurales y liberaciones de contaminantes. Cada uno de estos escenarios requiere un enfoque específico y adaptado. La identificación y planificación para un amplio espectro de posibles eventos puede ser abrumadora y desafiante (ICMM, 2021).

La naturaleza dinámica de las operaciones mineras y de gestión de depósitos de jales introduce un desafío adicional en la elaboración de procedimientos de respuesta. Los procedimientos deben ser lo suficientemente flexibles como para adaptarse a los cambios en la operación del depósito, como variaciones en los volúmenes de jal depositado o modificaciones en las técnicas de construcción. La actualización de los procedimientos actualizados y su ajuste preciso a las condiciones operativas cambiantes es un reto constante. En este sentido, la colaboración estrecha entre especialistas en seguridad, operación y diseño es crucial para abordar este desafío de manera efectiva.

#### 4.3 Capacitación y planificación de emergencias

La capacitación ante una posible emergencia o incidente es de vital importancia, dado que permite a las personas involucradas comprender los procedimientos, roles, responsabilidades asignadas, protocolos de comunicación y medidas de seguridad, permitiendo así al personal tomar decisiones informadas y ejecutar acciones necesarias de manera oportuna.

El EPRP debe contemplar la capacitación de todo el personal de la mina, contratistas y visitantes; asimismo, se debe tener informado a los equipos locales de auxilio de los procedimientos con los que cuenta el EPRP ante emergencias, en caso de que las comunidades cercanas se vean involucradas (ICMM, 2021).

Es importante resaltar que la responsabilidad de detección de condiciones inusuales o incidentes no recae únicamente en el personal de seguridad, del equipo del ingeniero de registro o del encargado del desarrollo del EPRP, sino más bien es un trabajo que involucra a todo el personal presente en el sitio, por lo que es fundamental que todos los empleados y contratistas reciban capacitación para reconocer eventos inusuales, fomentando así una cultura de seguridad integral en la que cada individuo desempeña un papel importante en la detección y respuesta ante posibles situaciones de riesgo.

#### 4.4 Participación comunitaria y divulgación

De acuerdo con el ICMM, (2021), es muy importante involucrar a la comunidad local y garantizar una comunicación clara sobre los procedimientos de respuesta y los riesgos. La generación de confianza y la participación activa de la comunidad pueden ser desafiantes, especialmente si la relación entre la operación y la comunidad no es sólida.

Uno de los desafíos cruciales es la comunicación de los posibles riesgos asociados a un depósito de jales, adoptando un enfoque estratégico y cuidadoso, que promueva una comprensión mutua y construya relaciones sólidas entre las operaciones mineras y la comunidad. El trabajo conjunto entre estos actores no

sólo facilita la comprensión de los posibles riesgos, sino que también establece una base para una participación activa que pueda mitigar el impacto de eventos adversos en las comunidades cercanas.

## 5 CONCLUSIONES

La implementación de un EPRP en un depósito de jales es un proceso complejo que involucra múltiples desafíos, desde la evaluación de riesgos geotécnicos hasta la gestión del agua y elaboración de procedimientos de respuesta. Cada aspecto es fundamental para garantizar la seguridad y la protección ambiental.

La colaboración entre los actores de un proyecto minero no sólo facilita la comprensión de los posibles riesgos, sino que también establece las bases para una participación activa que pueda mitigar el impacto de eventos adversos en las comunidades cercanas.

Por otra parte, la revisión constante de los procedimientos y la capacitación del personal son elementos críticos en la preparación y respuesta a emergencias. Además, resulta esencial mantenerse al día con las mejores prácticas y las regulaciones cambiantes, asegurando así un enfoque continuo hacia la seguridad y la protección de las partes interesadas.

En conjunto, superar los retos en la implementación de un EPRP en un depósito de jales requiere un enfoque multidisciplinario, una planificación cuidadosa y un compromiso continuo con la seguridad, la protección del medio ambiente y las partes involucradas. Abordar estos desafíos es fundamental para evitar desastres o minimizar su impacto, buscando garantizar la seguridad, tanto de la operación minera como de las comunidades circundantes y el entorno natural.

## REFERENCIAS

- Hickson, R. J., y Owen, T. L. (2015). "Project management for mining: Handbook for delivering project success", *Published by the Society mining, metalurgy & exploration*, Colorado, USA.
- ICMM (2015). "Gestión de controles críticos para la salud y la seguridad, guía de buenas practicas", *Published by International Council on Mining and Metals*, London, England.
- ICMM (2021). "Tailings mangement, good practice guide", *Published by International Council on Mining and Metals*, London, England, Vol. 1: 40-45, 72-77.
- ICMM (2022). "Health and safety performance indicators, guidance 2021", *Tailings mangement, good practice guide*, *Published by International Council on Mining and Metals*, London, England.
- SEMARNAT (2004). "NOM-141-SEMARNAT-2003 procedimientos para caracterizar los jales, así

---

como las especificaciones y criterio para la caracterización y preparación del sitio, proyecto, construcción, operación y postoperación de presas de jales”, *Publicado por la Secretaria de Medio Ambiente y Recursos Naturales*, México.

SME (2022a). “Emergency preparedness and response planning”, *Tailings management handbook: A life-cycle approach. Published by the Society minning, metalurgy & exploration*, Colorado, USA.

SME (2022b). “Risk Assessment and risk management”, *Tailings management handbook: A life-cycle approach. Published by the Society minning, metalurgy & exploration*, Colorado, USA.





Sociedad Mexicana de  
Ingeniería Geotécnica, A.C.

#### **SECCIÓN 4. ANÁLISIS Y DISEÑO DE DEPÓSITOS DE JALES.**

**SESSION 4. ANALYSIS AND DESIGN OF TAILINGS FACILITIES.**





## Modelización numérica de depósitos de jales y su interpretación

### Numerical modelling of tailings storage facilities and its interpretation

Alejo SFRISO<sup>1,2</sup>, Osvaldo LEDESMA<sup>1,2</sup> y Mauro SOTTILE<sup>1,2</sup>

<sup>1</sup>Universidad de Buenos Aires<sup>2</sup>.SRK Consulting, Buenos Aires, Argentina

**RESUMEN:** En el análisis de estabilidad de depósitos de jales convencionales, los métodos numéricos están desplazando a los métodos de equilibrio límite porque los primeros permiten simular la generación de presiones de poros y el consecuente ablandamiento por deformación, un comportamiento típico de los jales saturados y sueltos sometidos a corte no drenado. Más allá de los análisis de estabilidad, los modelos numéricos permiten simular todo el proceso que se inicia con la deposición de jales, su enterramiento, su saturación y desaturación, y el paso del tiempo, con lo que se puede analizar la vulnerabilidad de la estructura resultante a licuación por flujo y sísmica. Este artículo tiene dos partes: i) un resumen de la Conferencia Eduardo Núñez, “el aporte de la modelización numérica a la ingeniería de depósitos de jales”, presentada en CAMSIG 2023; y ii) recomendaciones para la ejecución e interpretación de análisis de vulnerabilidad de presas de jales mediante disparadores de licuación por flujo.

**ABSTRACT:** In the stability analysis of conventional tailings deposits, numerical methods are displacing limit equilibrium methods because the former allow the simulation of the generation of pore pressures and the consequent strain-softening, a typical behavior of saturated and loose tailings subjected to undrained shear. Beyond stability analyses, numerical models allow the simulation of the entire process that begins with the deposition of tailings, their burial, saturation and desaturation, and time effects, with which the vulnerability of the resulting structure to flow and seismic liquefaction can be analyzed. This article has two parts: i) a summary of the Eduardo Núñez Conference, “the contribution of numerical modeling to the engineering of tailings deposits”, presented at CAMSIG 2023; and ii) recommendations for the execution and interpretation of vulnerability analyses of tailings dams employing triggers of flow liquefaction.

✉ Autor de Correspondencia: rflores@ingeam.com

## 1 INTRODUCCIÓN

Este artículo resume algunos aportes de la modelización numérica a la evaluación del comportamiento de presas de jales convencionales. Estas presas, que se cuentan por miles en todo el mundo, son estructuras vulnerables a falla catastrófica por licuación por flujo o por acción sísmica, como ocurrió en Merriespruit en 1994, Samarco en 2015, Cadia Valley en 2018 y Corrego do Feijão en 2019 (Santamarina et al 2019).

Motivada por estas dos últimas fallas, la industria desarrolló la guía para el manejo de jales (GISTM, ICM 2020) en la que se establecieron principios de diseño y operación que introdujeron la obligatoriedad de efectuar análisis de deformación en todas las presas cuya categoría de riesgo fuera mayor que un cierto umbral. También ANCOLD (2019) actualizó sus guías y agregó: i) “una aproximación conservadora para materiales susceptibles de licuación por flujo sería asumir que la licuación ocurrirá independientemente del mecanismo disparador que la produzca”; y ii) en su Figura 6 (Figura 1 en este texto) “analice la estabilidad y estime las deformaciones usando métodos de elementos finitos o métodos simplificados” los métodos simplificados no existen para materiales que ablandan).

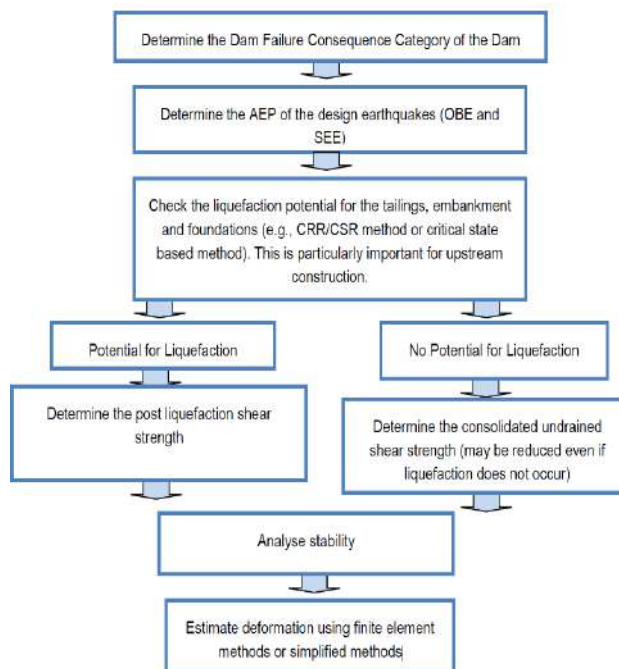


Figura 1. Reproducción de la Figura 6 de (ANCOLD 2019) que requiere la evaluación de deformaciones (de presas) por métodos de elementos finitos (o métodos simplificados, que no existen para materiales que ablandan).

Este artículo se refiere al empleo de métodos de elementos finitos en el proceso de diseño de presas de jales convencionales. La sección 2 es un resumen de la Conferencia Eduardo Núñez (Sfriso y Ledesma 2023); la sección 3 presenta recomendaciones para la ejecución de análisis de vulnerabilidad mediante disparadores de licuación por flujo; y la sección 4 discute la interpretación ingenieril de los resultados.

## 2 EL PROBLEMA GEOMECÁNICO DEL ALMACENAMIENTO DE JALES

### 2.1 La licuación por flujo

La licuación por flujo es la pérdida de resistencia al corte de los materiales granulares sueltos, producida por un rápido incremento de las presiones de poros. El fenómeno fue descrito por Casagrande (1936), medido experimentalmente por Castro (1969), y descrito de manera completa por Casagrande (1975).

### 2.2 La licuación por flujo es mecánica del continuo

La teoría tensión-dilatancia fue introducida por Taylor (1948) para materiales en falla, y luego extendida por Rowe (1962) a todo el proceso de deformación por corte. La teoría tensión-dilatancia permite explicar la licuación por flujo, que ocurre cuando se aplica una trayectoria de corte no drenado a un material contractivo. Sin entrar en fórmulas, el concepto se entiende con el auxilio de la Figura 2: la reducción de volumen en un ensayo drenado, y la reducción de presión efectiva en un ensayo no drenado, son ambas proporcionales al área entre la curva tensión-deformación (drenada) y la horizontal del estado crítico.

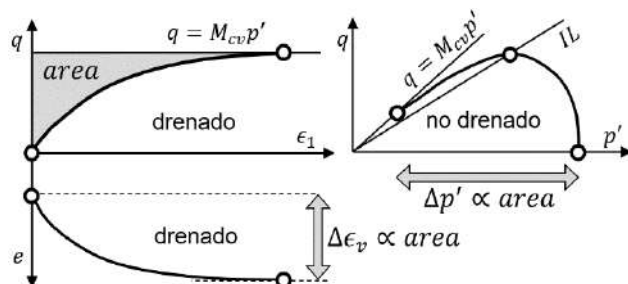


Figura 2. Relación entre cambio de volumen (drenado) o de presión efectiva (no drenado) y el área sombreada en la figura (Ledesma 2023).

### 2.3 Trayectoria de tensiones de los jales en un depósito convencional

La Figura 3 muestra la trayectoria de tensiones de un jal convencional en deposición sub-aérea, desde su descarga hasta que queda enterrado y cubierto por otras capas de jal (Bernardo et al 2023).

La secuencia es: A-B) los jales se depositan hidráulicamente en una playa y fluyen hasta que pierden humedad y se convierten en “suelos” (Figura 4,

izq.); B-C) el licor drena hacia abajo, parte del agua se evapora, hay sobreconsolidación y precipitación de sales; C-D) los jales se desaturan, se contraen y fisuran (Figura 4, der.); D-E) nuevas capas producen una compresión cuasi-edométrica de los jales, le aportan licor desde arriba, producen su resaturación y, eventualmente, los fuerzan a recorrer una trayectoria de compresión edométrica primaria.

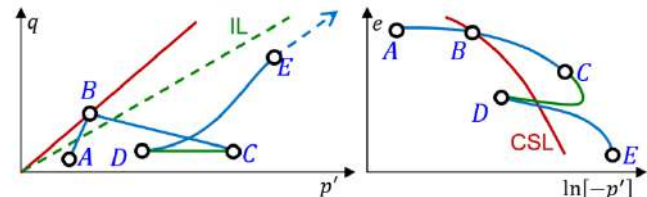


Figura 3. Esquema de trayectoria de tensiones de un jal convencional (Bernardo et al 2023).



Figura 4. Izq.: jales siendo depositados en una playa; der.: jales disecados y con fisuras superficiales.

Los jales depositados bajo agua, que nunca se desaturan, quedan del lado contractivo de la línea de estado crítico (cerca del punto C en la Figura 3), y por lo tanto tienen una susceptibilidad a la licuación por flujo más alta. Los jales espesados, en pasta, comienzan el proceso con una relación de vacíos mucho menor, pero aún saturados. Los jales filtrados, que se depositan como terraplenes en condición no saturada, comienzan su trayectoria cerca el punto D en la Figura 3.

En la Figura 3, derecha, el tramo C-D requiere una explicación adicional. Para analizar la transición saturado – no saturado se empleó la tensión efectiva de Bishop

$$p' = p + S_e \cdot s \quad (1)$$

donde  $p$  es la presión total,  $s$  es la succión

$$S_e = (S_{sat} - S_w) / (S_{sat} - S_{res}) \quad (2)$$

es el grado de saturación efectiva,  $S_w$ ,  $S_{sat}$  y  $S_{res}$  son el grado de saturación, el máximo y residual de la curva característica SWCC. El máximo valor de  $p'$  en el tramo C-D se alcanza cuando se maximiza el producto  $S_e \cdot s$ , que ocurre para un grado de saturación intermedio; cuando los jales se secan, aunque la succión es muy alta,  $S_w \rightarrow S_{res}$ ,  $S_e \rightarrow 0$ , y se recupera  $p' \rightarrow p$ , la definición de presión efectiva para suelos secos de Terzaghi. La trayectoria de tensiones

se mueve a izquierda y derecha de la línea de estado crítico, por lo que los jales pueden tener un comportamiento contractivo o dilatante, en función de qué parte del proceso experimentan.

Los jales depositados bajo agua, que nunca se desaturan, quedan del lado contractivo de la línea de estado crítico (cerca del punto C en la Figura 7), y por lo tanto tienen una susceptibilidad a la licuación por flujo más alta. Los jales espesados, en pasta, comienzan el proceso con una relación de vacíos mucho menor, pero aún saturados. Los jales filtrados, que se depositan como terraplenes en condición no saturada, comienzan su trayectoria cerca el punto D en la Figura 7.

#### 2.4 Análisis de la licuación por flujo

Para el análisis de la licuación por flujo puede emplearse el siguiente procedimiento (Ledesma et al 2022, Ledesma 2023):

- i) Simular los jales con un modelo constitutivo que capture el inicio de la licuación y el ablandamiento hasta el estado residual.
- ii) Calibrar el modelo constitutivo con énfasis en los parámetros necesarios para reproducir la licuación.
- iii) Simular la construcción y operación de la presa hasta la configuración de análisis, con un nivel de detalle adecuado al problema que se estudia.
- iv) Aplicar un conjunto de “disparadores” que perturben el equilibrio de la presa para comprobar su robustez (descritos en la Figura 5).
- v) Informar el valor de cada acción que induce la falla por licuación, si es que ésta se alcanza, y determinar si la remoción de la acción externa estabiliza la presa o si, una vez iniciado el proceso, éste continúa hasta el derrame de jales.

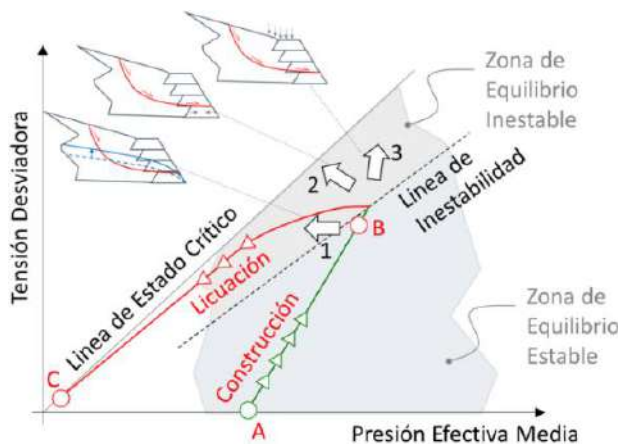


Figura 5. Disparadores de licuación por flujo para análisis de vulnerabilidad de presas de jales (Ledesma et al 2022).

#### 2.5 Selección y calibración de un modelo constitutivo

Un modelo constitutivo para modelar licuación por flujo debe, como mínimo, estar formulado en términos de tensiones efectivas e incluir una teoría tensión-

dilatancia realista que permita la calibración de la línea de inestabilidad (Andrade et al 2013). Algunos candidatos que cumplen con este requisito son HS-Small (Schanz y Vermeer 1999, Brinkgreve et al 2020), Norsand (Jefferies 2013, Jefferies y Been 2016), SaniSand (Dafalias y Manzari 2004) y CASM (Yu 1998).

Idealmente, la relación de vacíos  $e$  debería ser una variable de estado (Ledesma et al 2021, Sfriso y Weber 2010) de manera que el ángulo de fricción interna “movilizado”  $\phi'_{mob}$  evolucione con la tensión efectiva  $\sigma'$  y con  $e$ . Matemáticamente

$$\phi'_{mob}[\sigma', e] \Rightarrow \Delta\phi'_{mob} = \frac{\partial\phi'_{mob}}{\partial\sigma'} : \Delta\sigma' + \frac{\partial\phi'_{mob}}{\partial e} \Delta e \quad (3)$$

Sin embargo, esto no es estrictamente necesario, porque en los procesos de licuación por flujo la relación de vacíos se mantiene constante ( $\Delta e = 0$ ). La ec. 3 se reduce entonces a

$$\phi'_{mob}[\sigma', e] \Rightarrow \Delta\phi'_{mob} = \frac{\partial\phi'_{mob}}{\partial\sigma'} : \Delta\sigma' \quad (4)$$

HS-Small es un buen candidato: implementa una buena teoría tensión-dilatancia, es robusto, está disponible en todos los paquetes comerciales de geomecánica computacional, y tiene un proceso de calibración simple (Sottile et al 2020).

La Figura 6 muestra la secuencia de calibración de parámetros propuesta: i) calibre el modelo para comportamiento drenado; ii) reduzca los parámetros de rigidez elastoplástica en corte y compresión hasta el mínimo valor razonable; iii) aumente el coeficiente de Poisson hasta obtener la resistencia no drenada máxima objetivo; y iv) aumente el parámetro  $R_f$  hasta obtener la resistencia residual objetivo (Sfriso et al 2022).

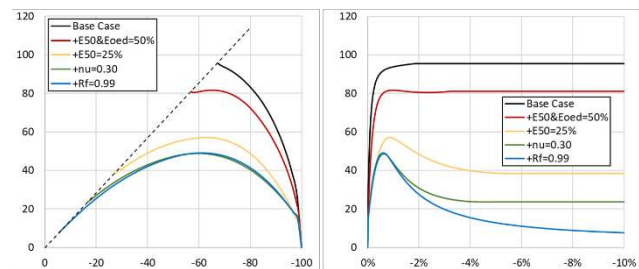


Figura 6. Ejemplo de calibración de HS-Small para corte no drenado con ablandamiento por deformación (Sfriso et al 2022).

#### 2.6 Uso de la mecánica de suelos no saturados

Si el grado de saturación de un jal es menor que aproximadamente  $S_w \cong 80\%$ , el material no licúa. Para tener en cuenta este aspecto, en la práctica se impone un comportamiento drenado si  $S_w < 80\%$  y un comportamiento no drenado si  $S_w > 80\%$ , partiendo el cuerpo de jales en dos materiales con propiedades distintas. Además de incompatible con la física, el procedimiento no es práctico, ya que crea dos regiones en la malla de elementos finitos (Figura 7).



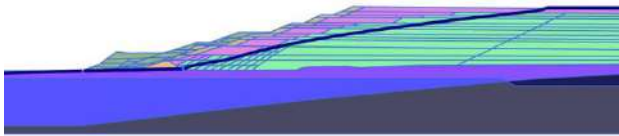


Figura 7. Ejemplo de presa en la que los jales saturados se simulan como un material no drenado (verde) y los jales no saturados como otro material drenado (rosado).

Esto implica que un cambio en la superficie freática requiere un nuevo mallado y un nuevo cálculo de todas las etapas previas. El problema se simplifica si se emplea una curva SWCC abrupta:  $S_{sat} = 80\%$ ,  $S_{res} = 75\%$  (ec. 2), lo que crea una fina transición entre jales “saturados” y “secos” (Figura 8).

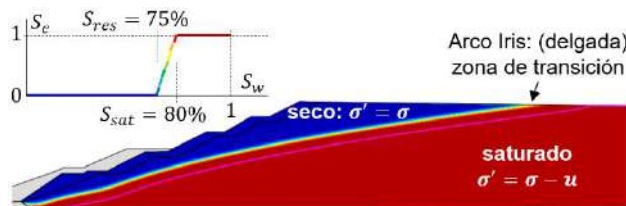


Figura 8. Ejemplo de presa en la que los jales se simulan como un único material y se recupera el comportamiento drenado vs no drenado con una SWCC abrupta (López Rivarola et al 2023).

El procedimiento fue validado para tres disparadores típicos (Figura 9) y nueve configuraciones de análisis (Figura 10) (López Rivarola et al 2023). En las configuraciones 1 a 3 se emplearon dos materiales, uno para la zona “drenada” y otro para la zona “no drenada”: (1) todos los jales saturados (conservador, no realista); (2) cambio de material en la superficie freática; (3) cambio de material en la altura capilar, cuando  $S_w = 80\%$ . En los casos 4 a 9 se emplearon curvas SWCC (Figura 11): (4) valor de entrada de aire alto, que recupera la condición de “todos los jales saturados”; (5) la función abrupta de la Figura 8; (6) SWCC típica de arcillas; (7) SWCC típica de arenas; (8) SWCC típica de jales de oro; y (9) SWCC típica de jales de hierro.

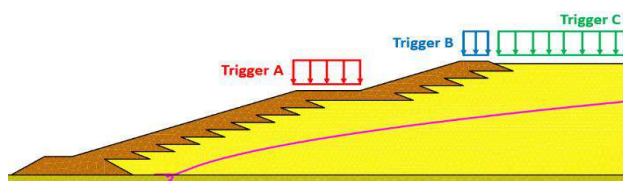


Figura 9. Validación del empleo de una SWCC abrupta para el análisis de licuación por flujo de presas de jales (López Rivarola et al 2023). Disparadores empleados.

Los resultados se presentan en la Figura 12, y prueban varios aspectos importantes: i) asumir que todos los jales están saturados no es realista (configuraciones 1 y 4); ii) la SWCC abrupta de la Figura 8 (configuración 5) arroja resultados muy comparables con el modelo que tiene una región drenada y otra no drenada (configuración 2); y iii) el empleo de SWCC

reales (configuraciones 6 a 9) que en la práctica implica la consideración de la succión como contribución a la resistencia, tiene muy poco impacto en la magnitud de los disparadores de licuación por flujo. Dado que el empleo de curvas SCWW realistas no distorsiona los resultados de los análisis de vulnerabilidad, todo el proceso de construcción, operación y falla de presas de jales puede efectuarse con un único juego de parámetros materiales.

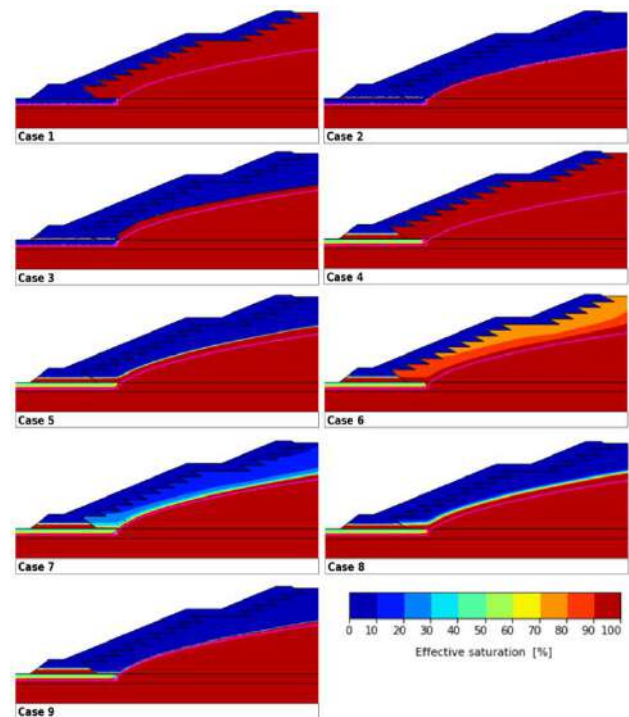


Figura 10. Validación del empleo de una SWCC abrupta para el análisis de licuación por flujo de presas de jales (López Rivarola et al 2023). Configuraciones analizadas.

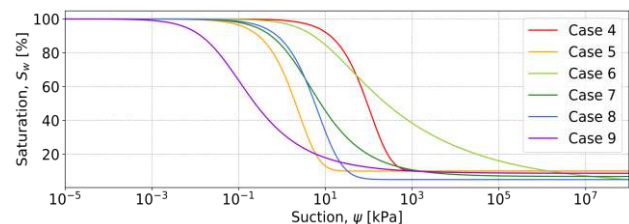


Figura 11. SWCC empleadas en los casos 4 a 9 de la Figura 22 (López Rivarola et al 2023).

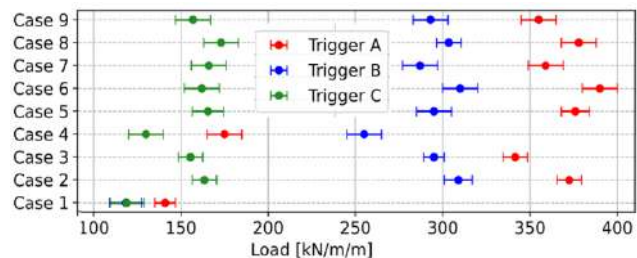


Figura 12. Validación del empleo de una SWCC abrupta para el análisis de licuación por flujo de presas de jales (López Rivarola et al 2023).



### 3 RECOMENDACIONES PARA LA EJECUCIÓN DE ANÁLISIS DE VULNERABILIDAD DE PRESAS DE JALES

#### 3.1 Resumen de las recomendaciones

En esta sección se presentan recomendaciones para la ejecución de análisis de vulnerabilidad de presas de jales mediante disparadores de licuación por flujo. Para facilitar la lectura, se presenta un resumen:

i) Modelo constitutivo: utilice HS-Small, calibrado para reproducir las relaciones  $s_u/\sigma'_{v0}$  pico y residual en todo el rango de presiones del modelo; use un único juego de parámetros materiales para todas las etapas; emplee una curva de retención (SWCC) realista para los jales.

ii) Zonificación, etapas y tasa de recrecimiento: efectúe una zonificación que permita simular capas intercaladas de jales débiles; simule muchas etapas con tasas de recrecimiento (*rate of rise*) realistas, incluyendo consolidación parcial; efectúe análisis de sensibilidad a los parámetros clave.

iii) Aspectos numéricos: corra los primeros modelos con dos mallas diferentes; ajuste los parámetros numéricos para minimizar las cargas de falla; considere los análisis dinámicos.

iv) Efectúe análisis acoplados flujo-deformación.

#### 3.2 Modelo constitutivo: use HS-Small

Como parte de la selección de modelos constitutivos se analizaron varios candidatos: HS-Small (Schanz y Vermeer 1999, Brinkgreve et al 2020), Norsand (Jefferies 2013, Jefferies y Been 2016), SaniSand (Dafalias y Manzari 2004), MPZ generalizado (Ledesma et al 2021) y CASM (Yu 1998). De éstos, los dos empleados con más frecuencia son HS-Small (en Plaxis) y Norsand (en FLAC). Como se explicó en la sección 2.5, HS-Small reproduce bien el incremento de presión de poros en trayectorias de corte, porque tiene implementada la teoría tensión-dilatancia de Li y Dafalias (2000), que es la misma del modelo SaniSand.

El primer hallazgo es de naturaleza práctica: de todos los modelos constitutivos disponibles (en Plaxis 2D), HS-Small es el que tiene una implementación numérica más robusta. Esto es, rara vez tiene problemas de convergencia e inestabilidad numérica. Las implementaciones de CASM y Norsand (las disponibles a mediados de 2023), por el contrario, son mucho menos robustas. Por supuesto, esta diferencia va a desaparecer con el tiempo.

Para emplear Norsand se debe incrementar mucho el parámetro  $M$  entre las etapas de construcción – con trayectorias de compresión dominante – respecto al valor realista que debe usarse en las etapas de análisis de vulnerabilidad – trayectorias de corte dominante. Esto es así porque Norsand tiene una única superficie de fluencia para compresión y corte y emplea plasticidad asociativa, como el modelo

Cam-Clay original, lo que produce  $K_0 \cong 1.0$  si se emplea un parámetro  $M$  realista.  $K_0$  tiene un fuerte impacto en la predicción de la relación  $s_u/\sigma'_{v0}$  pico y residual, tanto experimentalmente (Fourie y Tshabalala 2005) como numéricamente (Federico et al 2009, Bernardo et al 2023) (Figura 13). Sin embargo, si se emplea el artificio de cambiar  $M$  entre etapas, Norsand es un muy buen candidato para usarlo como contraste y validación de las predicciones de HS-Small.

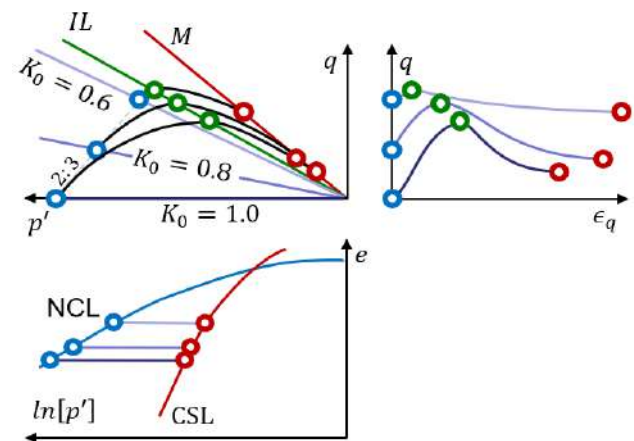


Figura 13. El efecto de  $K_0$  en la respuesta no drenada simulada con Norsand (Bernardo et al 2023).

Rivas et al (2023) efectuaron una comparación del comportamiento de HS-Small y Norsand para problemas de licuación por flujo y encontraron que, si la calibración de ambos modelos es adecuada para todas las etapas, los resultados son consistentes entre sí.

En la modelización de la licuación por flujo, es crítico que la calibración reproduzca razonablemente las trayectorias CK0UC y DSS. Tanto Norsand como HS-Small presentan limitaciones para simular una resistencia máxima y residual realista para esas trayectorias, sobre todo si la calibración inicial se hace con ensayos triaxiales convencionales CIUC. Sottile et al (2020) presenta un ejemplo de calibración de HS-Small que reproduce razonablemente todas esas trayectorias de tensiones con un único juego de parámetros materiales.

En la sección 2.6 se probó que el empleo de una curva de retención (SWCC) realista produce resultados que son comparables con los que se obtienen cuando se asume que los jales no saturados están secos. Esta comprobación tiene gran importancia práctica, porque permite emplear una SWCC realista, única a lo largo de todo el proceso de modelización, que reproduzca la generación de succión, y la desaturación y resaturación de las capas, sin un esfuerzo computacional significativo.

Hasta que la potencia computacional permita métodos probabilísticos en los análisis numéricos, es imperativo estudiar la incertidumbre mediante análisis de sensibilidad. La Figura 14 muestra un ejemplo de

parámetro de estado  $\psi$  calculado según dos métodos y para cinco sondeos CPTu, en la que puede verse que la dispersión es enorme, y que los dos procedimientos presentados difieren significativamente, lo que prueba que la incertidumbre proviene tanto de la variabilidad espacial – cinco sondeos cercanos con resultados muy diferentes – como de los modelos de interpretación – dos modelos que conducen a calibraciones diferentes (Sottile et al 2022).

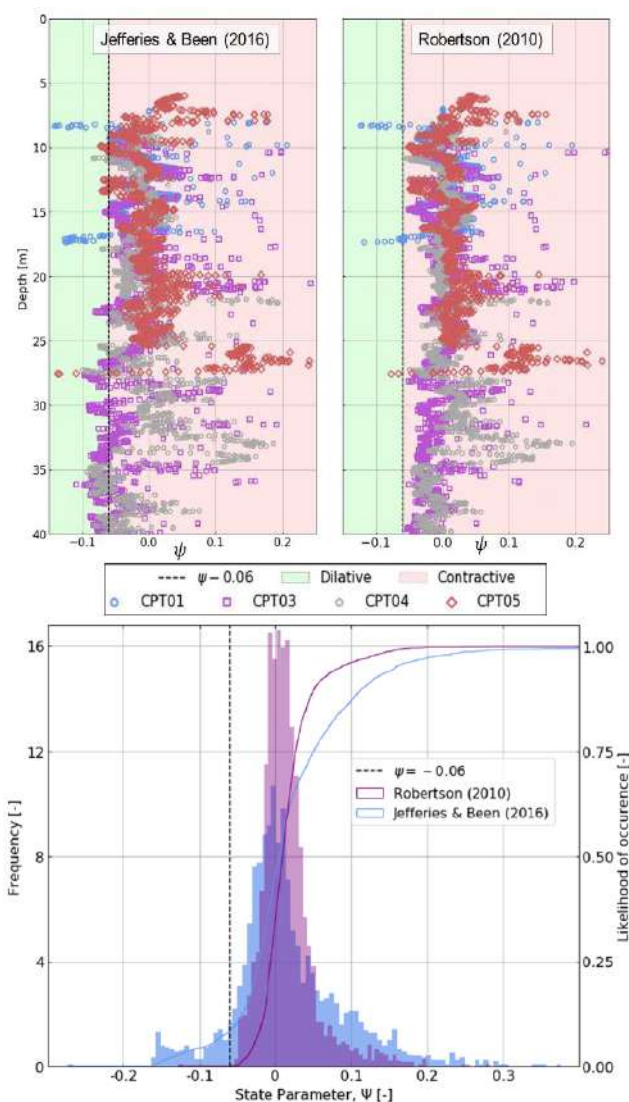


Figura 14. Ejemplo de incertidumbre en el análisis de datos de CPTu (Sottile et al 2022).

### 3.3 Zonificación, etapas y tasa de recrecimiento

Si se incorpora una SWCC y los jales son uniformes, todo el cuerpo puede ser modelado con un único juego de parámetros materiales (López Rivarola et al 2023, Sottile et al 2020). Aún así, para reproducir las condiciones iniciales de manera realista, es necesario reproducir muchas (o todas) las etapas de recrecimiento. Si la tasa de crecimiento es lenta, estas etapas pueden ser drenadas; si la tasa es rápida,

puede ser necesario simular el proceso de carga y consolidación parcial, que puede resultar en un exceso de presión de poros dentro del cuerpo de los jales, en el instante en el que se estudian los disparadores de licuación por flujo (Figura 15).

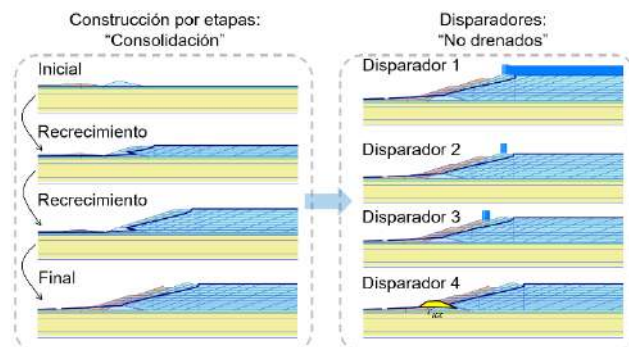


Figura 15. Secuencia de modelización típica y aplicación de disparadores de licuación por flujo (Sfriso et al 2022).

En la operación de depósitos de jales, es muy frecuente que la pileta de aguas claras se acerque al borde de la presa, permitiendo la deposición de capas de materiales más finos, de menor conductividad hidráulica y menor resistencia. Para comprender su impacto, conviene que los modelos numéricos incorporen varias zonas en las que pueda asignarse un material con propiedades mecánicas más desfavorables, extendiendo los análisis de sensibilidad a la configuración geométrica de las presas (Figura 16).

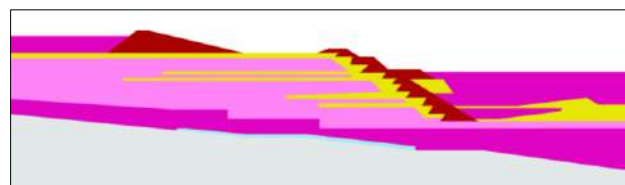


Figura 16. Ejemplo de modelo con capas débiles intercaladas (en amarillo).

### 3.4 Aspectos numéricos

En la mayoría de los modelos numéricos de vulnerabilidad mediante disparadores de licuación por flujo se emplean análisis estáticos, en las que se ignora el término de inercia y se asume que la falla ocurre cuando se pierde la convergencia numérica. Como ésta es afectada por las estrategias de integración, se requiere experiencia para determinar si la forma de falla representa una falla real o un problema numérico. La Figura 17, tomada de López Rivarola et al (2022) muestra el efecto de la cantidad de pasos de cálculo en los resultados de los análisis. Los resultados del extremo derecho son los que corresponden a los parámetros numéricos por defecto en Plaxis (versión 2021): puede verse que se necesitan cincuenta veces más pasos que el valor "por defecto" para que el resultado se estabilice y sea independiente del tamaño del paso.

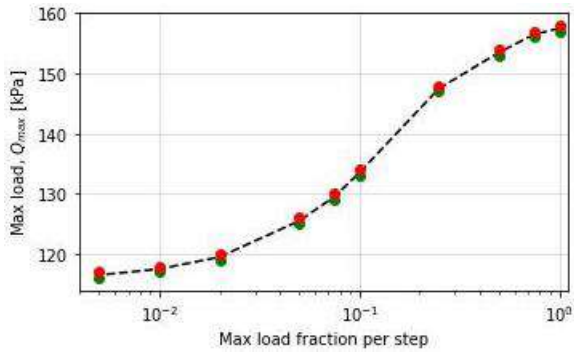


Figura 17. Efecto de la cantidad de pasos de cálculo en el valor de un disparador de licuación por flujo (López Rivarola et al 2022).

Hay otros aspectos numéricos, que dependen del programa de cálculo, del tipo de análisis, y del modelo constitutivo que se emplee, por lo que es imperativo que los aspectos puramente numéricos sean cuidadosamente estudiados y comprendidos: no es aceptable usar parámetros numéricos “por defecto” en problemas que involucran materiales que ablandan. Una buena práctica consiste en correr los primeros modelos con dos mallas diferentes, puesto que eso fuerza etapas de cálculo, cantidades de pasos y tolerancias también diferentes. Que dos mallas diferentes arrojen resultados muy parecidos es un indicador de la robustez de los modelos.

Algunas de las dificultades numéricas pueden reducirse si se recurre a análisis dinámicos, en los que se tienen en cuenta las fuerzas de inercia. En este tipo de análisis, las tensiones aplicadas se equilibran por una combinación de la resistencia de los diversos materiales y la aceleración de partes de la presa. No se observa falta de convergencia, por lo que la atención se dirige a la presencia de aceleraciones residuales dentro de la malla. Aunque ambas estrategias son correctas y son ampliamente utilizadas por la industria, la comparación de resultados no es directa debido a los diferentes criterios de terminación empleados (Sfriso et al 2023).

### 3.5 Análisis acoplados flujo-deformación

Desde el punto de vista hidráulico, las presas de jales son estructuras complejas. El agua entra por la deposición de jales, el clima y flujo subterráneo, y se elimina mediante bombeo y flujo a través de drenajes, cimientos y estructuras de cierre laterales. El flujo es de naturaleza transitoria e incluye componentes de almacenamiento, saturación y desaturación y consolidación de jales. Para los análisis de vulnerabilidad no se requiere modelar el problema hidráulico completo, sino que puede usarse una instantánea a partir de una red de flujo en estado estacionario que reproduzca razonablemente la superficie freática y la presión de poros estacionaria (Sfriso et al 2023).

Para el cálculo de los disparadores de licuación por flujo, la estrategia más simple y usual es el “análisis

no drenado” que implica que no hay ningún flujo dentro de la malla, por lo que la presión de poros no está equilibrada al final del análisis. Cuando la compresión y consolidación son relevantes, su contribución se puede calcular mediante etapas alternadas de deformación y flujo o mediante análisis acoplados. Cuál de estas estrategias se utiliza depende de la naturaleza y complejidad del problema y del peso del flujo inducido por la consolidación en el comportamiento de la presa (Sfriso et al 2023).

Cuando no hay técnicas numéricas de regularización, los problemas que incluyen materiales con ablandamiento por deformación muestran dependencia de la malla, porque la deformación tiende a concentrarse en una única cadena de elementos (Figura 18).

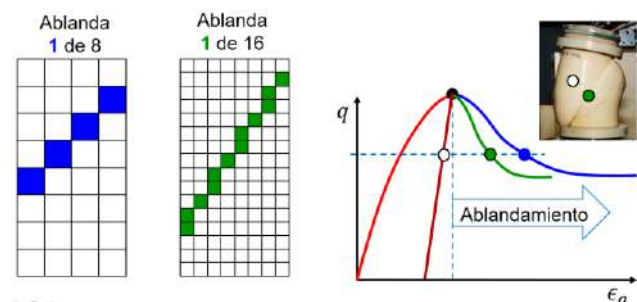


Figura 18. El problema de dependencia de malla para materiales que exhiben ablandamiento por deformación.

Las técnicas de regularización numérica resuelven esta dependencia de la malla transportando información desde un punto a sus inmediatos vecinos, de manera que cada punto “pregunta” información a los puntos que tiene a una cierta distancia definida por el usuario, y que depende en general del ancho de la banda de localización esperada. Así, la respuesta de un punto dado depende de las acciones que ocurren en ese punto y de la respuesta de los puntos que están dentro de la zona de influencia.

Sin embargo, el de la licuación por flujo no es un problema de localización de deformaciones convencional, porque el ablandamiento es impuesto por la fase fluida: la fase sólida no reduce sus propiedades mecánicas – como en el ablandamiento convencional – sino que pierde presión de confinamiento por el aumento de presión de poros, y es por eso que reduce su resistencia global. Esta característica abre una oportunidad para resolver la dependencia de la malla de una manera elegante:

i) Emplear una estrategia de análisis de flujo acoplado con deformación, o sea, permitir una cierta cantidad de flujo dentro de la malla – pero no a través de sus bordes.

ii) En función de la conductividad hidráulica de los jales, establecer una velocidad de aplicación de los disparadores de licuación por flujo tal que el exceso de presión de poros en un dado punto sólo tenga tiempo para propagarse la distancia predefinida como la “zona de influencia”.



De esta manera, el flujo dentro de la malla, aunque muy limitado, es suficiente para “transportar información” y así regularizar el problema numérico. Para explicar el método con un ejemplo muy simple se presenta la simulación de un ensayo de compresión plana no drenado. El modelo constitutivo es HS-Small, con los parámetros materiales indicados en la Figura 19 (izq.), que produce la curva tensión-deformación indicada en la Figura 19 (der.).

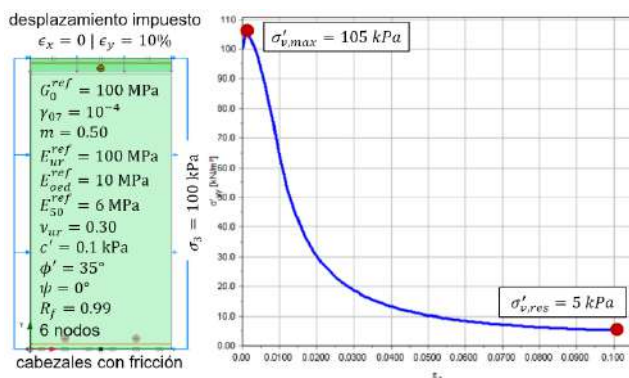


Figura 19. Ensayo de deformación plana con HS-Small. Parámetros materiales y curva tensión-deformación resultante.

En la Figura 20 (arriba) se muestra el resultado que se obtiene con un análisis no drenado convencional – no hay flujo en ningún punto de la malla – mientras que (abajo) se muestra el resultado de un análisis acoplado flujo-deformación, en el que se permite el flujo dentro de la malla pero no hay flujo a través de los bordes (como ocurre en un ensayo de laboratorio real). El análisis convencional genera una fuertísima localización – toda la deformación se concentra en una banda de un solo elemento de espesor, que falla a  $45^\circ$  – mientras que el análisis acoplado reproduce correctamente el ablandamiento global, con un patrón de tensión y deformación mucho más uniforme y bandas a  $45^\circ + \phi_{cv}/2$ .

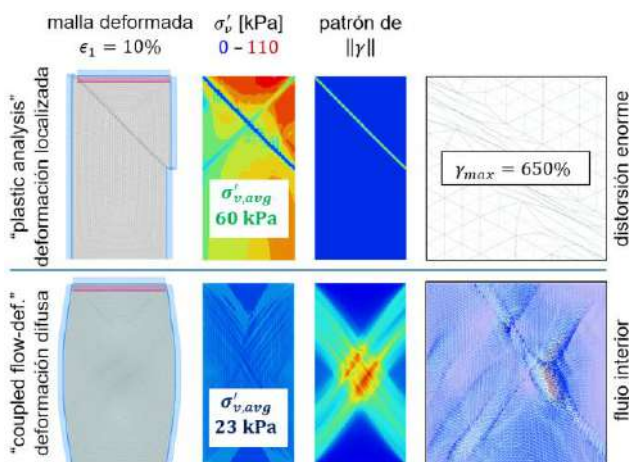


Figura 20. Simulación de un ensayo de compresión plana no drenado mediante cálculo no drenado convencional y mediante cálculo de flujo acoplado con deformación.

La mitad inferior de la Figura 20 merece una mirada detallada: i) La forma de barril de la muestra y el patrón de distorsiones  $\gamma$  muestran que la deformación es relativamente difusa y similar a lo que se observa experimentalmente; y ii) la tensión efectiva vertical  $\sigma'_v$  es relativamente uniforme, y esto se debe a que el flujo que ocurre dentro de la muestra – y que se muestra en la figura de la derecha – uniformiza la presión de poros. Esto es también consistente con las observaciones experimentales, y es por eso que se puede emplear la presión de poros medida en los cabezales para interpretar los ensayos triaxiales convencionales. Como comparación, en la mitad superior de la Figura 20, que corresponde a un análisis no drenado convencional, se aprecia que la tensión vertical  $\sigma'_v$  es muy variable y que no está en equilibrio con las cargas exteriores (por problemas numéricos derivados de la deformación enorme que se muestra a la derecha). Este ejemplo prueba que en los análisis de vulnerabilidad de presas de jales debe emplearse flujo acoplado con deformación.

## 4 INTERPRETACIÓN DE LOS RESULTADOS

### 4.1 Planteo del problema

El problema geomecánico de las presas de jales aguas-arriba existe porque la estabilidad de las presas depende de la resistencia de los propios jales. Las partes interesadas deben:

- Identificar las múltiples fuentes de incertidumbre y cuantificar su peso relativo.
- Evaluar el riesgo de que una presa, si comienza un proceso de deformación, desarrolle una falla progresiva que conduzca al derrame de jales. Es en este punto que intervienen los análisis numéricos de disparadores de licuación por flujo.
- Analizar qué eventos futuros son plausibles de iniciar un proceso de deformación de magnitud tal que conduzca a ese derrame.

En los análisis de disparadores de licuación por flujo se aplica una acción (Figura 5: una carga exterior, una deformación al pie de presa, un cambio en la superficie freática). El valor de esta acción se aumenta monótonicamente hasta que se alcanza la falla de la presa. Para cada disparador se informa la forma de la falla, el valor alcanzado por la acción aplicada y los desplazamientos calculados desde el inicio de la falla hasta la pérdida de contención de jales. Estos datos son fuentes de información que deben ser interpretadas por los dueños del riesgo para determinar su plausibilidad (Sfriso et al 2023).

Como ejemplo de un resultado típico, véase la Figura 21: a) una carga en la cresta crea una inestabilidad superficial que no tiene consecuencias mayores; b) la licuación espontánea de un volumen en el pie de la presa crea una superficie de falla global pero sin derrame aparente de jales; y c) un aumento de solo

2.0 m en la superficie del agua freática en el extremo derecho del modelo desencadena una falla global.

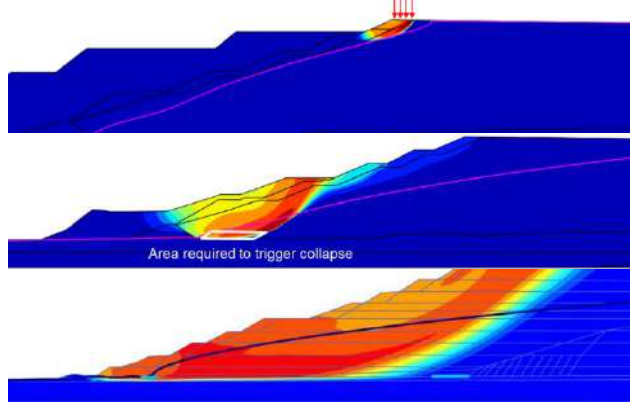


Figura 21. Ejemplo de disparadores de licuación por flujo: arriba: falla local por carga en la cresta, sin consecuencias; al medio: licuación espontánea en la base de los jales, sin derrame; abajo: falla global por ascenso de 2.0 m en la superficie freática.

#### 4.2 Incertidumbres no resueltas

Algunas de las incertidumbres que controlan la confiabilidad de los análisis numéricos de vulnerabilidad de presas de jales son (Sfriso y Ledesma 2023, Sfriso et al 2023):

i) Datos: la variabilidad espacial de los materiales y la incertidumbre epistémica los modelos de interpretación de los datos (por ejemplo, la Figura 14).

ii) Errores de “traducción”: estos son múltiples y pasan generalmente desapercibidos. Por ejemplo, en un ensayo triaxial se informa  $\sigma = P/A$  ( $A$  es el área deformada según ASTM 4767) mientras que en los modelos numéricos se emplea  $\sigma = P/A_0$  (área indeformada, Figura 21) (Sfriso 2015); los parámetros se determinan asumiendo que los ensayos triaxiales tienen deformación uniforme (p.ej. la Figura 19 obtenida con el módulo SoilTest de Plaxis) cuando los cabezales rugosos producen deformaciones localizadas (p.ej. Figura 20); en los ensayos DSS se interpreta que  $\tau_f = s_u$ , también asumiendo deformación uniforme, aunque en ellos el estado de tensiones no está definido (Ladd y DeGroot 2003); etcétera.

iii) Técnicas numéricas: por ejemplo, la cinemática de deformación infinitesimal invalida las predicciones de desplazamientos post-licuación; los programas (p.ej. Plaxis) no permiten simular la propagación de ondas de presión en la fase fluida junto con la propagación de ondas de corte de la fase sólida.

iv) La interpretación de los resultados: como los análisis de disparadores de licuación por flujo son muy recientes, aún no hay consenso sobre cómo aplicarlos e interpretarlos, ni hay “valores admisibles” reglamentados para casos típicos.

v) La diferencia (muy importante) entre el fenómeno físico que se observa en los problemas de licuación por flujo y lo que se simula numéricamente: la licuación es un proceso físico en el que se genera un pulso de presión de poros, que se propaga en todas direcciones a la velocidad de propagación del

sonido en el agua, unos 1600 m/s. Como esta propagación no puede modelarse con las técnicas numéricas que se emplean en los paquetes de software comerciales para geotecnia, lo que en realidad se simula no es un pulso de presión sino un problema elastoplástico, cuasi-estático, de ablandamiento por deformación (y localización). Todavía no es claro hasta qué punto esta simplificación afecta los resultados y las conclusiones de los análisis (Sfriso y Ledesma 2023, Sfriso et al 2023).

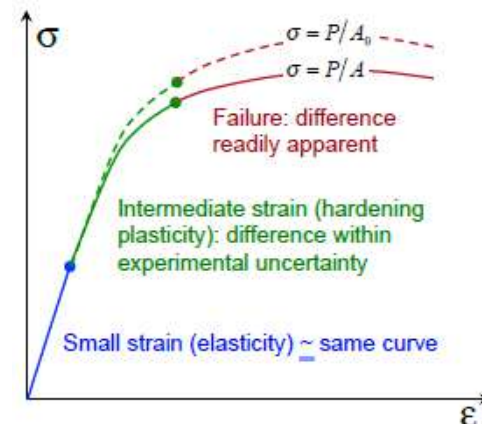


Figura 21. Diferencia entre la tensión  $\sigma = P/A$  informada en un ensayo triaxial y la tensión  $\sigma = P/A_0$  empleada en los modelos numéricos (Sfriso 2015).

#### 4.3 Recomendaciones

Los análisis de disparadores son excursiones numéricas alrededor de una configuración estable para verificar la resiliencia del sistema, y como tal, la plausibilidad de un disparador en particular no es muy importante (Ledesma et al 2022, Ledesma 2023).

Se recomienda emplear tres tipos de disparadores (Figura 5): i) un aumento de la superficie freática, que represente clima, fallo en los drenajes o un problema de operación de la pileta de aguas claras; ii) una contracción volumétrica al pie de la presa, que represente movimientos de la presa o sus fundaciones, o excavaciones en el muro de partida; y iii) una carga en la superficie del depósito, que represente un recrecimiento rápido, y en el borde de talud, que represente tránsito de equipos. Un cuarto disparador que puede ser útil para estudiar falla progresiva, es la licuación espontánea de un volumen pequeño dentro del cuerpo de los relaves, que represente por ejemplo la causa que CIMNE atribuyó a la falla de Corrego do Feijão (Arroyo y Gens 2022). Si las condiciones particulares de una presa dada lo justifica, agregue disparadores adicionales, orientados a determinar la vulnerabilidad de la presa.

El análisis en sí mismo es poco robusto cuando pequeños cambios en los parámetros de entrada producen grandes cambios de comportamiento. En cambio, la presa es vulnerable cuando i) el valor de un disparador representa un peligro claramente plausible de que se produzca un derrame de jales



(p.ej. en la Figura 21, el aumento de la superficie freática de sólo 2.0 m); ii) alguno de los disparadores genera una falla progresiva, de manera que, iniciado el mecanismo de falla, éste progresa aún cuando se remueva la acción desencadenante.

No se pueden calcular “factores de seguridad” respecto a disparadores de licuación por flujo. Sin embargo, sí es posible asignar una probabilidad de ocurrencia a un disparador dado. En la Figura 21, se puede estimar una probabilidad de que la superficie freática suba 2.0 m en el caso particular de esa presa. Esta probabilidad, así calculada, puede integrarse con todas las demás fuentes en el análisis de riesgo de la presa como sistema.

Además de brindar información útil para el análisis de vulnerabilidad, el procedimiento es útil para estimar los cambios en el comportamiento de la presa para eventos futuros. En el ejemplo de la Figura 22, cuando se alcanza la carga de falla, se observa una concentración de deformación en el contacto de los jales con el terreno de fundación; la presión de poros generada se propaga de manera difusa, y se observa flujo saliente por los drenes, junto con un ascenso de la superficie freática. La presa no resulta vulnerable en este caso, porque la carga superficial que se requiere para iniciar la falla es superior a 100 kPa. En este caso, se puede por ejemplo desactivar alguno de los drenes, simulando su mal funcionamiento, y evaluar cuánto cambia la carga que dispara la falla. Si ésta se redujera a 10 kPa, por ejemplo, éste sería un indicador de la vulnerabilidad de la presa al mal funcionamiento de sus drenes.

## 5 CONCLUSIONES

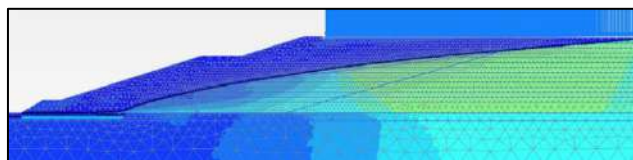
Este artículo resume la experiencia reciente en la modelización numérica de la vulnerabilidad de presas de jales mediante disparadores de licuación por flujo, obtenida a partir de la intensa demanda que surgió desde la vigencia de la norma GISTM en 2020.

El problema geomecánico de las presas de jales está definido por el hecho de que los jales se almacenan en presas, cuya estabilidad depende de la resistencia de los jales en sí mismos. Como son materiales que sufren ablandamiento por deformación y tienen riesgo de licuación por flujo, las normas de diseño exigen que se analice su estabilidad y que se “estimen las deformaciones usando métodos de elementos finitos o métodos simplificados”.

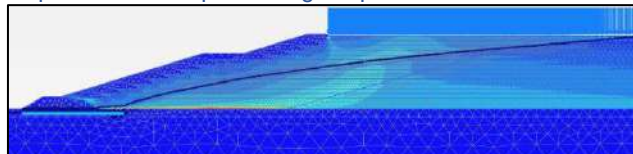
Para los dueños del riesgo y tomadores de decisiones, el problema es: cuantificar el riesgo asociado a que una cierta presa de jales, si inicia un proceso de deformación, se retroalimente en una falla progresiva que conduzca al derrame de los jales. También, determinar la plausibilidad de los eventos que pueden iniciar una falla progresiva, en función de las características propias de cada presa.

Para analizar este problema se puede efectuar un análisis de “disparadores de licuación por flujo” en el

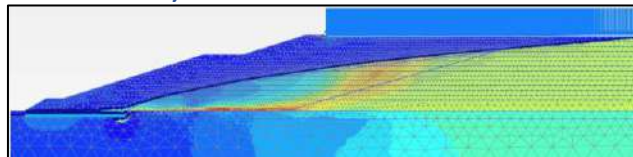
que se aplica una acción creciente – un “disparador” – y se determina si éste desencadena una falla progresiva que conduce al derrame de jales.



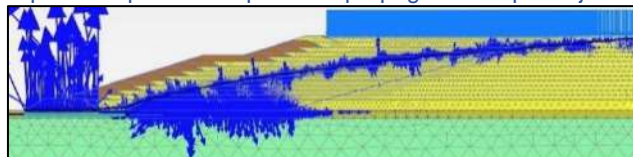
presión de poros antes de la falla: hay exceso de presión de poros inducido por la carga superficial no drenada



mapa de distorsión: la licuación se localiza en el contacto de los jales con el terreno de fundación



el pulso de presión de poros se propaga al cuerpo de jales



hay flujo en los drenes de pie y basales, y sube la superficie freática

Figura 22. Ejemplo de resultado de análisis de disparadores mediante la técnica de flujo acoplado con deformación.

Los análisis de disparadores de licuación por flujo pueden entenderse como excursiones numéricas alrededor de una configuración estable para verificar la estabilidad del equilibrio y la resiliencia del sistema, y como tal, no es muy importante si un disparador en particular es una acción creíble en una presa dada. El procedimiento puede ser aplicado con cualquier paquete de *software* para geomecánica y con cualquier modelo de plasticidad con endurecimiento que tenga una formulación tensión-dilatancia adecuada.

Los análisis de disparadores de licuación por flujo son útiles para la toma de decisiones. Resultados como la forma de falla, el valor de la acción desencadenante y la deformación desde el inicio de la falla hasta la pérdida de contención, ayudan a decidir si una presa requiere refuerzos, contrafuertes, cambios en sus sistemas de drenaje u otros trabajos, decisiones que no son simples con la información limitada proporcionada por los análisis de equilibrio límite.

Siendo uno, si no el más importante disparador, un aumento en la posición de la superficie freática siempre se emplea en análisis de disparadores de licuación por flujo. En este artículo se revisita el uso de la mecánica de suelos no saturados para mostrar que puede ser una herramienta numérica conve-

niente y robusta para simular el comportamiento de los jales saturados y no saturados, evitando la necesidad de remallado u otras actualizaciones manuales a los modelos.

Muchas incertidumbres se acumulan a lo largo del proceso de análisis: la calidad de los datos de entrada, la variabilidad espacial, los procedimientos de interpretación de ensayos de campo y laboratorio, el comportamiento acoplado hidráulico-mecánico de las presas a largo plazo y, sobre todo, la interpretación de los resultados de los análisis. Desde el punto de vista científico, la licuación es el resultado de un aumento localizado de presión de poros y no, como se asume en los estudios de rutina, un problema de ablandamiento por deformación. Todavía no es claro hasta qué punto esta simplificación afecta las conclusiones de los análisis, y por lo tanto se requiere más investigación y experiencia para abordar esta cuestión abierta.

Se presentaron también algunas recomendaciones: use siempre los mismos tres o cuatro disparadores de licuación por flujo para todas las presas, y eventualmente agregue mecanismos adicionales específicos de cada presa; evalúe primero la robustez de los modelos, antes de leer sus resultados; informe que la presa es vulnerable cuando i) el valor de un disparador representa un peligro claramente plausible de que se produzca un derrame de jales; ii) alguno de los disparadores genera una falla progresiva, de manera que, iniciado el mecanismo de falla, éste progresa aun cuando se remueva la acción desencadenante.

## AGRADECIMIENTOS

Este artículo es el resultado del trabajo en equipo de un grupo de especialistas en modelización numérica distribuido en varias partes del mundo, quienes han trabajado juntos para atender las urgentes demandas de la industria minera. Los nombres de los miembros de este grupo se pueden encontrar en la lista de autores de las muchas referencias citadas en este texto, y deberían ser considerados coautores de este documento. Todos ellos desean reconocer los aportes de clientes y revisores, que enriquecieron los estudios con sus opiniones. El primer autor, además, dedica un reconocimiento especial a su maestro, el Prof. Eduardo Núñez, en cuya memoria se realizó la conferencia que se resume en la segunda sección de este artículo.

## REFERENCIAS

ANCOLD (2019). *Guidelines on tailings dams—planning, design, construction, operation and closure, revision 1*. www.ancold.org.au.

- Andrade, J. , Ramos, A. y Lizcano, A. (2013). “Criterion for flow liquefaction instability”. *Acta Geotechnica*, 8(5), 525-535.
- Arroyo, M. y Gens, A. (2022). “Computational Analyses of Dam I Failure at the Corrego de Feijao Mine in Brumadinho”. *Final Report for VALE S.A.*, August 2021.
- Bernardo, K., López Rivarola, F. y Sfriso, A. (2023). “Stability analysis of TSFs using a simplified quasi-1D deformation model”. *10 NUMGE*, London.
- Brinkgreve, R., Kumarswamy, S., Swolfs, W., Engin, E., Fonseca Arévalo, F., Ragi Manoj, N., Zampich, L. y Zalamea, N. (2020). *Plaxis Manuals*. Bentley Systems.
- Casagrande, A. (1936). “Characteristics of cohesionless soils affecting the stability of earth fills”. *J Boston Soc of Civil Eng*, 23, 257–276.
- Casagrande, A. (1975). “Liquefaction and cyclic deformation of sands: A critical review”. *Proc 5 PCSMGGE*, Buenos Aires, Vol. 5, pp. 79–133.
- Castro, G. (1969). *Liquefaction of sands*. Harvard Soil Mechanics Series No. 81, Pierce Hall, Cambridge, Massachusetts.
- Dafalias, Y. y Manzari, M. (2004). “Simple plasticity sand model accounting for fabric change effects”. *Journal of Engineering Mechanics* 130, No. 6, 622–634.
- Federico, A., Elia, G. y Murianni, A. (2009). “The at-rest earth pressure coefficient prediction using simple elasto-plastic constitutive models”. *Computers and Geotechnics* 36, 187-198.
- Fourie, A. y Tshabalala, L. (2005). “Initiation of static liquefaction and the role of K0 consolidation”. *Canadian Geotechnical Journal* 42, 892-906.
- ICMM (2020). *Global Industry Standard on Tailings Management*. International Council on Mining and Metals, GlobalTailingsReview.org.
- Jefferies, M (1993). “Nor-Sand: A simple critical state model for sand”. *Géotechnique* 43(1), 91-103.
- Jefferies, M. y Been, K. (2016). *Soil Liquefaction - A critical state approach*. 2nd ed., CRC Press, London.
- Ladd, C. y DeGroot, J. (2003). “Recommended practice for soft ground site characterisation: Arthur Casagrande Lecture”. 12th PCSMGGE, Boston.
- Ledesma, O., Manzanal, D., y Sfriso A. (2021). “Formulation and numerical implementation of a state parameter-based generalized plasticity model for mine tailings”. *Computers and Geotechnics*, 135 (2021) 104158.
- Ledesma, O., Sfriso, A. y Manzanal, D. (2022). “Proce-dure for assessing the liquefaction vulnerability of tailings dams”. *Computers and Geotechnics*, doi.org/10.1016/j.compgeo.2022.104632.
- Ledesma, O. (2023). *Modelación numérica de licuación de presas de jales*. Tesis Doctoral: Universidad de Buenos Aires, 147 p.
- Li, X. and Dafalias, Y. (2000). “Dilatancy for cohesionless soils”. *Géotechnique*. 50(4), 449–460

- López Rivarola, F., Tasso, N., Bernardo, K. y Sfriso, A. (2022). "Numerical aspects in the evaluation of triggering of static liquefaction using the HSS model". 39 *MECOM*, Bahía Blanca.
- López Rivarola, F., Tasso, N., Bernardo, K., Sottile, M. y Sfriso, A. (2023). "Evaluation of the triggering of static liquefaction of tailings dams considering the SWCC". *Mine Waste and Tailings 2023*.
- Rivas N., Sottile, M., López Rivarola, F., y Sfriso, A. (2023). "Comparing HSS and NorSand constitutive models for modeling flow liquefaction in tailings dams". 1 *International Conference on Geotechnics of Tailings and Mine Waste*, Ouro Preto.
- Robertson, P. (2010). "Evaluation of flow liquefaction and liquefied strength using the cone penetration test". *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE.
- Rowe, P. (1962). "The stress dilatancy relation for static equilibrium of an assembly of particles in contact". *Proc Royal Soc London* 269:500-527.
- Santamarina, C., Torres-Cruz, L. A. y Bachus R. (2019). "Why coal ash and tailings dam disasters occur". *Science*, 364(6440): 526-528. doi: 10.1126/science.aax1927.
- Schanz T. y Vermeer P. (1999). "The Hardening soil model: Formulation and verification". *Beyond 2000 in Computational Geotechnics*, Rotterdam, p. 281-290.
- Sfriso, A. (2008). *Caracterización mecánica de materiales constituidos por partículas*. Tesis Doctoral, Universidad de Buenos Aires.
- Sfriso, A. y Weber, G. (2010). "Formulation and validation of a constitutive model for sands in monotonic shear". *Acta Geotechnica*, doi 10.1007/s11440-010-0127-y.
- Sfriso, A. (2015). "Selecting advanced constitutive models. An overview". *ISRM Congress*, Montreal.
- Sfriso, A., Sottile, M. y Cobos, D. (2022). "Análisis de vulnerabilidad a la licuación estática de presas de jales". XVII *Congreso Geotécnico Colombiano*, Cartagena.
- Sfriso, A. y Ledesma, O. (2023). "El aporte de la modelización numérica a la ingeniería de depósitos de relaves. Conferencia Eduardo Núñez", XXVI *CAMSIG*, Comodoro Rivadavia.
- Sfriso, A., Sottile, M., López Rivarola, F., y Ledesma, O. (2023). "On the interpretation of trigger analyses of upstream-raised tailings dams". 1 *ICGTMW*, Ouro Preto.
- Sottile, M., Cueto, I. y Sfriso, A. (2020). "A simplified procedure to numerically evaluate triggering of static liquefaction in upstream-raised tailings storage facilities". XX *COBRAMSEG*, Brasil.
- Sottile, M., Cueto, I., Sfriso, A., Ledesma, O. y Lizcano, A. (2022). "Flow liquefaction triggering analyses of a tailings storage facility by means of a simplified numerical procedure". XX *ICSMGE*, Sydney.
- Taylor, D. (1948). *Fundamentals of soil mechanics*. Wiley, New York.
- Yu, H. (1998). "CASM: a unified state parameter model for clay and sand". *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics* 22, 621–653.

## Aplicación de criterios de sustentabilidad y cálculo de emisiones GEI, en la construcción de depósitos de jales

Application of sustainability criteria and calculation of GHG emissions in the construction of tailings dams

**Alfredo GARCÍA<sup>1</sup>**, **Natalio FIGUEROA<sup>2</sup>**, **Alejandro BECERRA<sup>1</sup>**

<sup>1</sup>Grupo Peñoles, Dirección de Proyectos y Construcción

<sup>2</sup>SRK Argentina

**RESUMEN:** Los gases de efecto invernadero son necesarios para la vida humana, cuya actividad podría afectar su composición. Es por ello que se deben realizar acciones para no impactar la huella de carbono negativamente. Una actividad tal como la construcción de depósitos de jales u obras de movimientos de suelos, genera emisiones de Gases de Efecto Invernadero (GEI). Se aplicarán criterios de sustentabilidad en la construcción de este tipo de obras. El caso de aplicación es una obra en un dique, cuyo diseño original se modificó durante la construcción, optimizando la geometría y el aprovechamiento de los materiales. Se recolectaron datos para el cálculo de las emisiones de los GEI, dichos datos fueron insuficientes para estimar la huella de carbono de toda la obra, ya que solo se contaba con datos parciales. Y el volumen de relleno tampoco pudo ser usado como un dato asociado a las emisiones. Por consiguiente, se estimó que las horas hombre (HH) de equipos y personas, pueden asociarse, con mayor grado de certeza a las emisiones de los GEI. Se propone una metodología para calcular las emisiones que tenga en cuenta las HH e independizar el volumen de relleno de los GEI. Para poder aplicar la metodología se requiere de un modelo de calibración y ello implica la recopilación de datos en obras similares, aplicando lo indicado en los protocolos del Green House Gas (GHG) e Intergovernmental Panel on Climate Change (IPCC).

**ABSTRACT:** Greenhouse gases are necessary for human life, whose activity could affect its composition. That is why actions must be taken to avoid negatively impacting the carbon footprint. An activity such as the construction of tailings deposits or soil movement works generates greenhouse gas (GHG) emissions. Sustainability criteria will be applied in the construction of this type of works. The application case is a dam project, in which the original design was modified during construction, optimizing the geometry and the use of materials. Data were collected for the calculation of GHG emissions, but these data were insufficient to estimate the carbon footprint of the entire project, since only partial data were available. And the volume of fill could not be used as a data associated with emissions. Therefore, it was estimated that the man hour (MHRS) of equipment and people can be associated with a greater degree of certainty to GHG emissions. A methodology is proposed for calculating emissions that takes into account the HH and makes the GHG filling volume independent. In order to apply the methodology, a calibration model is required and this implies the collection of data in similar works, applying what is indicated in the Green House Gas (GHG) and Intergovernmental Panel on Climate Change (IPCC) protocols.

✉ *Autor de Correspondencia:* jose-alfredo\_garcia@penoles.com.mx

### 1 INTRODUCCIÓN

Debido a la necesidad de aumentar el volumen de almacenamiento de jales, fue necesario plantear el recrecimiento del depósito, empleando el método aguas arriba, lo que también implicó construir previamente un refuerzo. El diseño original se modificó durante la construcción, optimizando la geometría y el aprovechamiento de los materiales granulares, sin comprometer la capacidad de almacenamiento ni la seguridad de las instalaciones de almacenamiento de jales, conocido por sus siglas en inglés Tailing Store Facility (TSF).

Se mencionan algunos antecedentes del proyecto donde se realizó el crecimiento del depósito, tales como; la altura del refuerzo era de 106 m en su punto más alto y 550 m de longitud promedio en el coronamiento del dique, aumentando la capacidad operativa. La duración de la obra estuvo dentro de lo planificado.

En todas las obras de movimientos de suelos a gran escala, cada vez con más frecuencia es necesario aplicar los conceptos de sustentabilidad para contar con operaciones más amigables para el medio ambiente. En nuestro caso, se incursiona en



la determinación de la Huella de Carbono en la construcción del Depósitos de Jales.

Por la cantidad de equipos, maquinaria y el tiempo de ejecución de la obra, se realizó un análisis de la huella de carbono equivalente (eqT de CO<sub>2</sub>), el escenario presentado para el estudio actual fue el consumo de diésel, como la variable de mayor escala en este tipo de obras mineras (ENGECO REPORT V-06/2021).

## 2 ANTECEDENTES

### 2.1 Descripción de la obra

La obra consiste principalmente en un movimiento de suelos a gran escala, en este caso particular es un refuerzo de un dique de jales, de un poco más de 800 000 m<sup>3</sup> de rocas (ver Fig. 1). Para la obtención de los materiales fue necesario recurrir a una cantera, la cual requirió del destape y desmonte de suelo vegetal. Su explotación fue mediante ripeo y voladra. Las Figuras 2 y 3 muestran un perfil tipo de la construcción, indicando la primera y segunda fase, respectivamente.



Figura 1. Vista general del refuerzo y cantera.

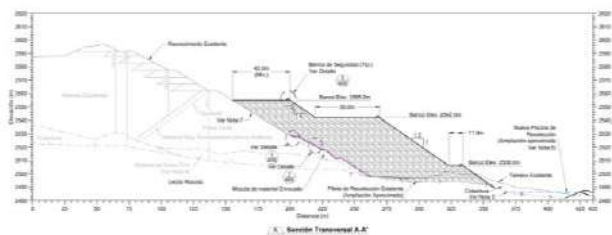


Figura 2. Perfil tipo del refuerzo, primera fase de construcción.

## 3 OBJETIVOS DEL TRABAJO

Calcular la huella de carbono una obra de movimiento de suelos a gran escala, en el sector

minero, orientado hacia la sustentabilidad en el proyecto y controlar el impacto que afectan los gases de efecto invernadero (GEI). Planteando acciones futuras para implementar la recopilación de datos y poder intervenir en la toma de acciones para un plan hacia cero emisiones.

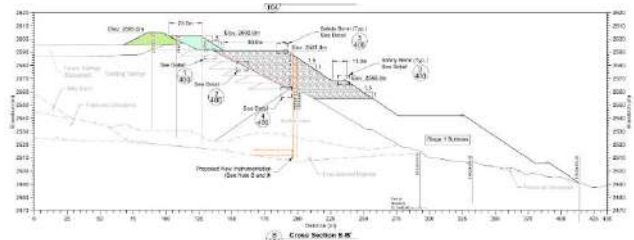


Figura 3. Perfil tipo del refuerzo, segunda fase de construcción.

## 4 ANÁLISIS DE DATOS

Las variables que intervienen en la determinación de la huella de carbono son directas e indirectas. Las primeras están relacionadas con los consumos de combustibles fósiles principalmente y las segundas con los consumos de energía eléctrica, gasto de combustible en el traslado de personal hacia la obra, manejo de residuos, etc.

La definición de variables según la Greenhouse Gas Protocol (GHG), se mencionan a continuación:

- Las variables directas son las que pertenecen o son controladas por la organización.
- Las variables indirectas son las resultantes de las operaciones y actividades de una organización, pero proveniente de fuentes de GEI que no pertenecen ni son controladas por la organización.
- El Potencial de Calentamiento Global (PCG), es el factor que describe el impacto de la fuerza de radiación (grado de daño a la atmósfera) de una unidad de un determinado GEI en relación a una unidad de CO<sub>2</sub>.

Se aclara que el cálculo se realizó para un periodo de 6 meses, y para un consumo de diésel parcial aportado hasta ese momento de la construcción. Dado que los datos finales de diésel, de los 13 meses de obra se procesaron después del presente trabajo.

Para el cálculo de la huella de carbono, se llevaron a cabo los siguientes pasos:

- a. Identificación de variables.
  - I. Directas: consumo de diésel.
  - II. Indirectas: consumo de energía, manejo de residuos, traslado de personal, etc.
- b. Cuantificación de variables para el presente cálculo.
  - I. Volumen de diésel usado en periodo de estudio 406, 635 litros.



II. Periodo de estudio para calcular la huella de carbono 176 días.

III. Volumen de roca en período de estudio 133,333 m<sup>3</sup>.

c. Variables descartadas.

Se descartan las variables Indirectas, tales como el consumo de energía de oficinas móviles, consumibles y residuos de oficinas. Durante varios meses no se contó con oficinas en sitio, tampoco se conoce el consumo de combustible en camionetas utilitarias.

d. Incertidumbres.

I. Los registros de diésel fueron abastecidos con un caudalímetro con alta de calibración. Este dispositivo debería ser calibrado periódicamente, al menos 1 vez al año.

II. La demora en la recolección y revisión de datos.

III. Definir la totalidad de variables que intervienen en el proceso, dado que cada proyecto podría no tener GEI no contemplados.

IV. Falta de medición en campo de alguna variable por considerarse de bajo aporte a los GEI.

El registro de datos debe ser verificado para asegurar la fiabilidad de la información, se deberá mencionar el lugar, fecha u otra característica relevante de la actividad que se está midiendo, para después, iniciar el cálculo confiable de la huella de carbono.

## 5 MATERIALES PRINCIPALES

La extracción en la cantera constó de 2 materiales principales, el primero denominado rockfill y el segundo también roca, pero con presencia de arena llamado random rockfill.

Se realizaron pruebas de control de calidad para poder verificar el material colocado en el refuerzo, y, el material que no cumplía con los requerimientos se destinó a un botadero.

La Figura 4 muestra la variación de volúmenes colocados vs tiempo, en ella se aprecia una variabilidad importante ya que el volumen depende de muchos factores, tales como manejo de cantera, obras complementarias en la zona del relleno, tareas de limpieza previas al relleno, etc.

## 6 CÁLCULO DE LA HUELLA DE CARBONO

Estos procedimientos de cálculo se basaron en los lineamientos que proporciona el GHG (Greenhouse Gas Protocol), además de lo indicado en el panel denominado IPCC (Intergovernmental Panel on Climate Change). Se menciona que este cálculo es propio de la obra de movimiento de suelo y no tiene en cuenta los aportes de GEI de otras empresas u organizaciones cercanas a la obra.



Figura 4. Volumen de relleno vs tiempo.

La fórmula empleada para determinar el aporte de los GEI es la siguiente:

$$\text{Emisiones de GEI} = \text{Dato actividad} \times \text{Factor de emisión}$$

El dato de actividad, es el parámetro que define el grado o nivel de actividad generadora de las emisiones del GEI. Por ejemplo, cantidad de diésel consumido en litros o consumo de electricidad en Kw/h, etc.

El factor de emisión, indica la cantidad de GEI emitido por cada unidad del parámetro “datos de la actividad”. Como lo muestra la Tabla 1.

En la ultima columna de la Tabla 2, se muestra el potencial de calentamiento global (PCG) de cada gas, el cual debe multiplicarse por las emisiones de GEI para obtener las emisiones equivalentes de CO<sub>2</sub>.

Las emisiones de GEI se expresan en CO<sub>2</sub> equivalente, dado que existen muchos gases que aportan a la huella de carbono, y poder expresarlos en una unidad comparable, como lo muestra la Tabla 3.

Tabla 1. Factores de emisión (\*).

Diésel-CO <sub>2</sub>	2.67649200
Diésel-CH <sub>4</sub>	0.00036120
Diésel-N <sub>2</sub> O	0.00037976

(\*) GHG Protocol AR5, 2014.

Tabla 2. Potencial de calentamiento global (PCG) de GEI más importantes (\*).

Nombre	Fórmula	PCG 2do inf.	PCG 3er inf.	PCG 4to inf.	5to inf.
Dióxido C.	CO <sub>2</sub>	1	1	1	1
Metano	CH <sub>4</sub>	21	23	25	28
Óxido N.	N <sub>2</sub> O	310	296	298	265

(\*) GHG Protocol AR5, 2014.

En la Tabla 3, se muestran los valores de consumo de diésel y huella carbono para cada mes estudiado.

Tabla 3. Consumos de diseño y CO2 eq.

Meses	Diésel/mes (litros)	Diésel/acumulado (litros)	CO <sub>2</sub> eq (T)
Octubre	49,384	49,384	138
Noviembre	66,479.20	115,863.20	185
Diciembre	70,148	186,011.20	196
Enero	62,113	248,124.20	173
Febrero	78,417	326,541.20	219
Marzo	80,094	406,635.20	223
Total	406,635.20	-	1,133

En la Figura 5, se muestra el gráfico de consumo de diseño vs tiempo, y en la figura 6, la huella de carbono calculada por mes.

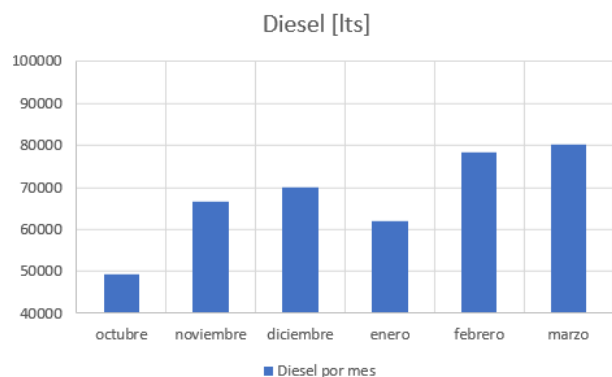


Figura 5. Consumo de diésel vs tiempo.

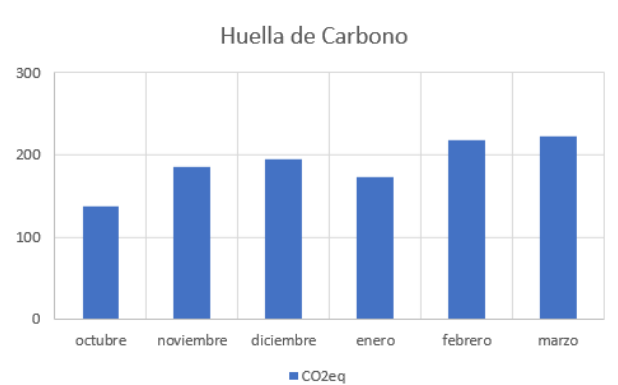


Figura 6. Huella de carbono vs tiempo.

## 7 GESTIÓN PARA LA DISMINUCIÓN DE LA HUELLA DE CARBONO

Como parte de la sustentabilidad aplicada en el proyecto se trabajó en la optimización de los materiales, mejorando el aprovechamiento de la cantera y disminuyendo la cantidad de material enviado a los botaderos. Además, se modificó el diseño, logrando una disminución cercana al 4% en el relleno, como lo muestra la Tabla 4.

Tabla 4. Información del autor

Diseño	Volumen de Relleno (m <sup>3</sup> )
Original	849,697.02
Optimizado	814,657.20

## 8 METOLOGÍA APLICADA PARA LA DETERMINACIÓN DE EMISIONES

En el futuro debería implementarse este cálculo de la huella de carbono en las obras de movimiento de suelos, entre otras obras, con el propósito de poder medir el impacto de los GEI previo al inicio de la obra y durante la fase de construcción.

Para implementar el cálculo de la huella de carbono, se menciona una metodología que se aplicaría en las futuras obras de movimiento de suelos. Para ello se hará énfasis en la recopilación de variables tanto directas como indirectas, y evitar la pérdida de información para dar mayor precisión en el cálculo, tal como lo sugiere la GHG Protocol en la Tabla 5.

Tabla 5. Principios para la recopilación de datos (\*)

**Establecer procesos de recolección** que conlleven a la mejora continua de los conjuntos de datos utilizados en el inventario (priorización de recursos, planificación, implementación, documentación, etc.)

**Priorizar las mejoras** en la recopilación de los datos necesarios para mejorar las estimaciones de las categorías principales que son los más grandes, tienen el mayor potencial para cambiar, o tienen la mayor incertidumbre.

**Revisar las actividades de recopilación de datos** y metodologías necesarias de manera regular para orientar una mejora progresiva u eficiente inventario.

**Trabajar con los proveedores** de datos para apoyar los flujos de información continua y uniforme.

(\*) GHG Protocol, 2014.

Para poder obtener un buen modelo de calibración para la determinación de la huella de carbono, primero se deberá trabajar con la obtención de datos reales en varios proyectos similares y en varias minas. Luego podrá estimarse el impacto de los GEI de una obra en particular con los datos de la planificación previo a la construcción.

La recopilación de información de HH de personas y datos de horómetros de equipos, entre otras variables, nos permitirán estimar la huella de carbono independizándonos de las particularidades de cada obra, por ejemplo, m<sup>3</sup> totales colocados, ya que una obra a igualdad de m<sup>3</sup>, pero mayor HH, implicaría una mayor huella de carbono.

Contando con las HH de personas y equipos, que a su vez están asociadas a maquinarias, las cuales tienen un rendimiento asociado, podrá calcularse el consumo de diésel. En el caso de los camiones además de las HH, se deberán conocer los kilómetros recorridos, pudiéndose estimar el consumo de diésel y con ello, la huella de carbono. Contando así, con información suficiente para realizar el modelo de calibración.

La metodología propuesta implicará:

1. Definición y descripción de las variables.
2. Definición de incertidumbres de las variables.

3. Frecuencia y plazos de recolección.
4. Recopilación de información.
5. Verificación de información.
6. Descarte de datos.
7. Identificación de interferencias en la recolección de datos (ejemplo, rotura del equipo de medición de diésel, colocación de un medidor de energía, etc.).
8. Verificación de la actualización de los factores de potencial del calentamiento global en las tablas que propone el GHG Protocol.
9. Aplicación del modelo de calibración.
10. Cálculo de la huella de carbono.
11. Propuesta de disminución de GEI.
12. Elaboración de informes sobre GEI.

Para un mejor aprovechamiento de la base de datos obtenida, se debe realizar un modelo de calibración, que independice de los m<sup>3</sup> colocados, tipo de material y tenga en cuenta la relación de HH de equipo y maquinaria para la obtención de emisiones del GEI. Este modelo además de estimar las emisiones planeadas del proyecto podrá ser usado para verificar las emisiones reales durante el avance de la obra.

## 9 CONCLUSIONES

Los gases de efecto invernadero permiten la vida en el planeta tierra, es por ello que la actividad humana no debe alterar su composición. Sabemos que la vida humana genera emisiones de dióxido de carbono (CO<sub>2</sub>) que pueden impactar los GEI. Se hace necesario tomar acciones para cuantificar las emisiones y revertir esa situación, realizando cambios para acercarnos a cero emisiones.

Es por ello que, en esta obra del refuerzo del depósito de jales, se quería determinar las emisiones de los GEI que impactan en la huella de carbono.

En este caso es factible calcular las emisiones, debido a que se cuenta con la determinación de una variable directa asociada al consumo de diésel, siendo esta la de mayor relevancia.

Se recopiló información, de la cual solo se contaba con los registros de 6 meses de obra, ya que el resto de los registros no habían sido presentados, por estar la obra en proceso de construcción, al momento de realizar el presente trabajo. Con la información disponible, se verificaron y calcularon las emisiones.

Analizando las variables directas e indirectas y el volumen de relleno colocado hasta el momento, no era factible realizar la estimación de los GEI, teniendo como base el consumo de diésel vs volumen de relleno. Se analizó que la mejor variable asociada al consumo de diésel son las HH de personas y máquinas. Ya que en una obra que tenga el mismo volumen colocado, pero mayor HH, esto indica mayor trabajo y por lo tanto mayores emisiones.

Se propone una metodología de trabajo para calcular emisiones de GEI, y por lo tanto su impacto

en la huella de carbono, basada en las recomendaciones del GHG e IPCC. Esta metodología incluye la recopilación de información de HH de personas y equipos de obras de movimientos de suelos y poder elaborar un modelo de calibración para verificar las emisiones reales durante la construcción de la obra, con el cuál se pretender estimar las emisiones a partir de los datos del proyecto en la etapa de planeación en futuras obras.

## REFERENCIAS

- GHG Protocol (2014), Protocolo Global para Inventarios de Emisión de Gases de Efecto Invernadero a Escala Comunitaria, WRI.
- Global Footprint Network (2009), Ecological Footprint Standards 2009. Oakland.
- Intergovernmental Panel on Climate Change (2007), Global Warming Potential Values (GWP AR5), Disponible en [https://www.ipcc.ch/pdf/assessmentreport/ar5/wg1/WG1AR5\\_Chapter08\\_FINAL.pdf](https://www.ipcc.ch/pdf/assessmentreport/ar5/wg1/WG1AR5_Chapter08_FINAL.pdf) ,P. 73-79.
- Intergovernmental Panel on Climate Change (2007), IPCC *Fourth Assessment Report: Climate Change 2007*, Disponible en [http://www.ipcc.ch/publications\\_and\\_data/ar4/wg3/en/spmssp-b.html](http://www.ipcc.ch/publications_and_data/ar4/wg3/en/spmssp-b.html).
- ISO 14064-1: (2018), Gases de efecto invernadero, Especificación con orientación, a nivel de las organizaciones, para la cuantificación y el informe de las emisiones y remociones de gases de efecto invernadero.
- ISO 14064-2: (2019), Especificación con orientación, a nivel de proyecto, para la cuantificación, el seguimiento y el informe de la reducción de emisiones o el aumento en las remociones de gases de efecto invernadero.
- ISO 14064-3: (2019), Especificación con orientación para la validación y verificación de declaraciones sobre gases de efecto invernadero.
- Secretaría de Medio ambiente y Recursos Naturales (2018), Teoría y Conceptos Generales para elaborar inventarios verificables de emisiones de gases de efecto invernadero. México, SEMARNAT.

## BIBLIOGRAFÍA

- División Desarrollo Sostenible y Asentamientos Humanos (2011), Metodologías de cálculo de la Huella de Carbono y sus potenciales implicaciones para América Latina, Comisión Económica para América Latina y el Caribe (CEPAL)- Naciones Unidas.
- Envision V3 (2021), Guidance Manual.
- García-Ochoa, Quito-Rodríguez, Perdomo Moreno (2020), Análisis de la huella de carbono en la

construcción y su impacto sobre el ambiente.  
Universidad Cooperativa de Colombia.

IPCC (2014), Cambio Climático 2014 Mitigación del cambio climático Resumen para responsables de políticas Resumen técnico.

Martínez Ruíz (2013), Indicadores como información base para el análisis del desempeño ambiental: huella hídrica, huella ecológica y huella de carbono. Mestría en ciencias, Ingeniería Ambiental, Universidad Autónoma de Nuevo León.

Pandey, D. et al. (2010), Carbon footprint: current methods of estimation, Springer Science and Business Media B.V., Environ Monit Assess.

Wiedmann, T. y Minx, J. (2008), A definition of "Carbon Footprint", Ecological Economics Research Trends, USA, Nova Science Publishers.

World Business Council for Sustainable Development y World Resources Institute (2005), Protocolo de Gases de Efecto Invernadero, México, SEMARNAT.

# Calibrating constitutive models for flow liquefaction: a word of caution

## Calibrando modelos constitutivos para representar la licuefacción por flujo: unas palabras de precaución

Nicolás TASSO<sup>1,3</sup>✉, Felipe L. RIVAROLA<sup>1,3</sup>, Omar DE SANTIAGO<sup>2</sup>, Nicolás RIVAS<sup>1</sup> and Mauro SOTTILE<sup>1,3</sup>

<sup>1</sup>SRK Consulting, Ciudad de Buenos Aires, Argentina.

<sup>2</sup>SRK Consulting, Ciudad de México, México.

<sup>3</sup>Universidad de Buenos Aires, Ciudad de Buenos Aires, Argentina.

**ABSTRACT:** Numerical analyses based on deformation, such as finite element or finite difference methods, are becoming standard practice in the industry to assess the vulnerability of tailings dams. These techniques allow the modelling of flow liquefaction capturing the post-peak behaviour observed in this type of material. The choice of the constitutive model is paramount in the analysis, along with the calibration of its parameters. This study aims to compare the performance of four constitutive models – HSS, NorSand, CASM, and SANISAND – in modelling flow liquefaction in tailings dam. First, the consequences of calibrating using only Consolidated Isotropically Undrained triaxial Compression (CIUC) tests are studied at an elemental level. Then the response in the analysis of potential flow liquefaction in real dam scenarios is explored using the finite element method software PLAXIS 2D. These comparative assessments highlight the models' calibration performance in terms of progressive failure, failure mechanisms and stress paths. The findings underscore the applicability of these models in assessing dam vulnerability to flow liquefaction, contributing to improved risk management in the mining industry.

**RESUMEN:** Los análisis numéricos basados en deformación, como los métodos de elementos finitos o diferencias finitas, se están convirtiendo en la práctica estándar en la industria para evaluar la vulnerabilidad de las presas de jales. Estas técnicas permiten modelar la licuefacción por flujo capturando el comportamiento post-pico observado en este tipo de material. La elección del modelo constitutivo es crucial en el análisis, junto con la calibración de sus parámetros. Este estudio tiene como objetivo comparar el rendimiento de cuatro modelos constitutivos: HSS, NorSand, CASM y SANISAND, en la modelación de la licuefacción por flujo en presas de jales. En primer lugar, se estudian las consecuencias de calibrar utilizando solo ensayos triaxiales no drenados de compresión consolidados isotrópicamente (CIUC) a nivel elemental. Luego, se analiza la respuesta en el análisis de la potencial licuefacción por flujo en escenarios reales de presas utilizando el software de elementos finitos PLAXIS 2D. Estas evaluaciones comparativas permiten destacar el rendimiento de la calibración de los modelos en términos de falla progresiva, mecanismos de falla y trayectorias de tensiones. Los resultados subrayan la aplicabilidad de estos modelos en la evaluación de la vulnerabilidad de las presas a la licuefacción por flujo, contribuyendo a una gestión de los riesgos mejorada en la industria minera.

✉ *Autor de Correspondencia:* [ntasso@srk.com.ar](mailto:ntasso@srk.com.ar)

## 1 INTRODUCTION

The management of tailings poses intricate challenges. These materials consist of crushed rock and water contaminated with chemicals, representing artificial soils shaped by the industrial processes. A general concern is their susceptibility to flow liquefaction when stored in upstream-raised Tailings Storage Facilities (TSFs), potentially triggering catastrophic failures.

Current industry practices typically rely on the Limit Equilibrium Method (LEM) to assess the stability of TSFs against flow liquefaction, as outlined in ANCOLD (2019) standards. While this method generally provides conservative stability estimates it does not provide information on the vulnerability to

failure. Thus, there is now a growing shift towards numerical deformation analyses based on Finite Element Method (FEM) or Finite Difference Method (FDM). These numerical analyses offer a better representation of the mechanical behaviour of tailings, since they can model the undrained softening phenomenon (i.e. capture full stress-strain response).

The adoption of numerical modelling introduces its own complexities, particularly in the constitutive model calibration, which is typically done using experimental Isotropically Consolidated Undrained Compression triaxial tests (CIUC). There are many constitutive models that can be accurately calibrated to capture tailings behaviour under triaxial compression conditions and provide a precise representation of that stress path. However, it is



noteworthy that typical TSF models are commonly carried out in plane-strain models with an initial stress state that differs from an isotropic state.

This paper introduces a perspective on tailings numerical modelling by critically examining conventional calibration practices. Four distinct constitutive models are used to assess flow liquefaction: Hardening Soil Model with Small Strain Stiffness (HSS), NorSand, Clay and Sand Model (CASM), and the Simple Anisotropic Sand plasticity model (SANISAND). Furthermore, the consequences of basing the calibration on only CIUC triaxial tests are studied.

There are many versions and different implementations of the aforementioned models. Therefore, the following clarifications are made regarding those used in this study:

- HSS is the default material model provided by PLAXIS (Benz, 2006, Brinckreue et al. 2020).
- NorSand is the version implemented by PLAXIS as a user-defined soil model and is consistent with the version of Jefferies & Been (2016) with minor updates.
- CASM is the implementation made by M. Mánica in Arroyo & Gens (2021), which is a slightly modified version of the original model developed by Yu (1998).
- SANISAND is the implementation that is freely distributed as an ABAQUS umat developed by M. Martinelli, C. Miriano and C. Tamagnini and was evolved to work with PLAXIS by David Mašin. It is based on Dafalias & Manzari (2004).

The performance of each calibrated model is evaluated both locally at a stresspoint and globally incorporating an analysis of triggers in an idealized model of a TSF. This dual evaluation approach aims to provide a comprehensive understanding of how each calibration responds not only at a specific point but also in the broader context, offering valuable insights into their behaviour under various stress paths.

## 2 CALIBRATION PROCEDURE

The calibration of the four models was conducted following a typical procedure, which involves an iterative adjustment of model parameters within reasonable ranges until the best fit is achieved. The data used for this calibration is one CIUC triaxial test on iron ore tailings samples conducted by Carrizo et al. (2023). The following premises were stated for all calibrations:

- The parameters associated with the critical state of the soil and initial void ratio, or state parameter must be consistent among the models. For the triaxial test that was selected these are: an internal friction angle at triaxial compression  $\phi_{tc}$  of 30°; the critical state parameters  $\Gamma$  and  $\lambda_e$  of 1.07 and 0.061 respectively; and an initial void ratio  $e_{ini}$  of 0.84

which corresponds to an initial state parameter  $\psi_0$  of 0.1.

- The material model should fit as close as possible to the chosen experimental CIUC triaxial test, up to an axial strain of 8%. This strain limit was set due to sample localization caused by head rotation and the lack of lubrication at the ends of the sample (Carrizo et al., 2023). Nevertheless, this limit is considered adequate for representing the peak and post-peak behaviour.

To ensure a satisfactory response, an elemental-level simulation of the selected test must effectively capture:

- The stress path in terms of deviatoric stress  $q$  and mean effective stress  $p'$ . These are defined as  $q = (3 J_2)^{1/2}$  and  $p' = J_1 / 3$ , where  $J_1$  and  $J_2$  represent the first and second invariant of the stress tensor.
- The relationship between deviatoric stress and first principal strain  $\epsilon_1$ .
- The evolution of the excess pore pressure  $\Delta u$  with first principal strain.

The calibrated parameters of the constitutive models are summarized in Table 1 and Table 2. The definition of each parameter is provided in the respective reference for each constitutive model.

Table 1. SANISAND and NorSand parameters.

SANISAND parameters (*)			NorSand parameters (**)		
$p_A$	[-]	101.3	$M_{tc}$	[-]	1.2
$e_{cl}$	[-]	1.526	$\Gamma$	[-]	1.07
$\lambda_c$	[-]	0.746	$\lambda_e$	[-]	0.061
$\xi$	[-]	0.1	$G_{ref}$	[MPa]	16
$M_c$	[-]	1.2	$n_G$	[-]	0.5
$M_e$	[-]	0.96	$p_{ref}$	[kPa]	100
$m$	[-]	0.01	$N$	[-]	0.20
$G_0$	[-]	70	$v$	[-]	0.20
$v$	[-]	0.05	$H_0$	[-]	76
$h_0$	[-]	6	$H_v$	[-]	0
$C_h$	[-]	0.9	$\chi_{tc}$	[-]	0.7
$n_b$	[-]	1	$R$	[-]	1
$A_0$	[-]	0.7	$S$	[-]	1
$n_d$	[-]	1.5	$\psi_0$	[-]	0.10
$Z_{max}$	[-]	4			
$C_z$	[-]	600			
$e_{ini}$	[-]	0.84			

(\*) definition of parameters in (Dafalias & Manzari, 2004).

(\*\*) definition of parameters in (Jefferies, 1993).

Table 2. HSS and CASM parameters.

HSS parameters (*)			CASM parameters (**)		
$c'$	[kPa]	0	$\lambda_e$	[-]	0.061
$\phi'$	[°]	30	$\kappa$	[-]	0.014
$K_{0,nc}$	[-]	0.50	$v$	[-]	0.30
$G_0^{ref}$	[MPa]	80	$\phi_{cs}$	[°]	30
$\gamma_{07}$	[-]	1E-4	$n$	[-]	2.7
$p_{ref}$	[kPa]	100	$r$	[-]	6
$m$	[-]	0.50	$m$	[-]	2.01
$v_{ur}$	[-]	0.25	$e_{ini}$	[-]	0.84
$E_{ur}^{ref}$	[MPa]	150	OCR	[-]	1
$E_{oed}^{ref}$	[MPa]	20			
$E_{50}^{ref}$	[MPa]	14			
$R_f$	[-]	0.95			

(\*) definition of parameters in (Brinkgreve et al. 2020).

(\*\*) definition of parameters in (Arroyo & Gens, 2021).

Figure 1 shows the elemental-level test simulations of each model of the selected CIUC triaxial test. It is noted that in all graphs the experimental test data is shown with a dashed line after localization occurs.

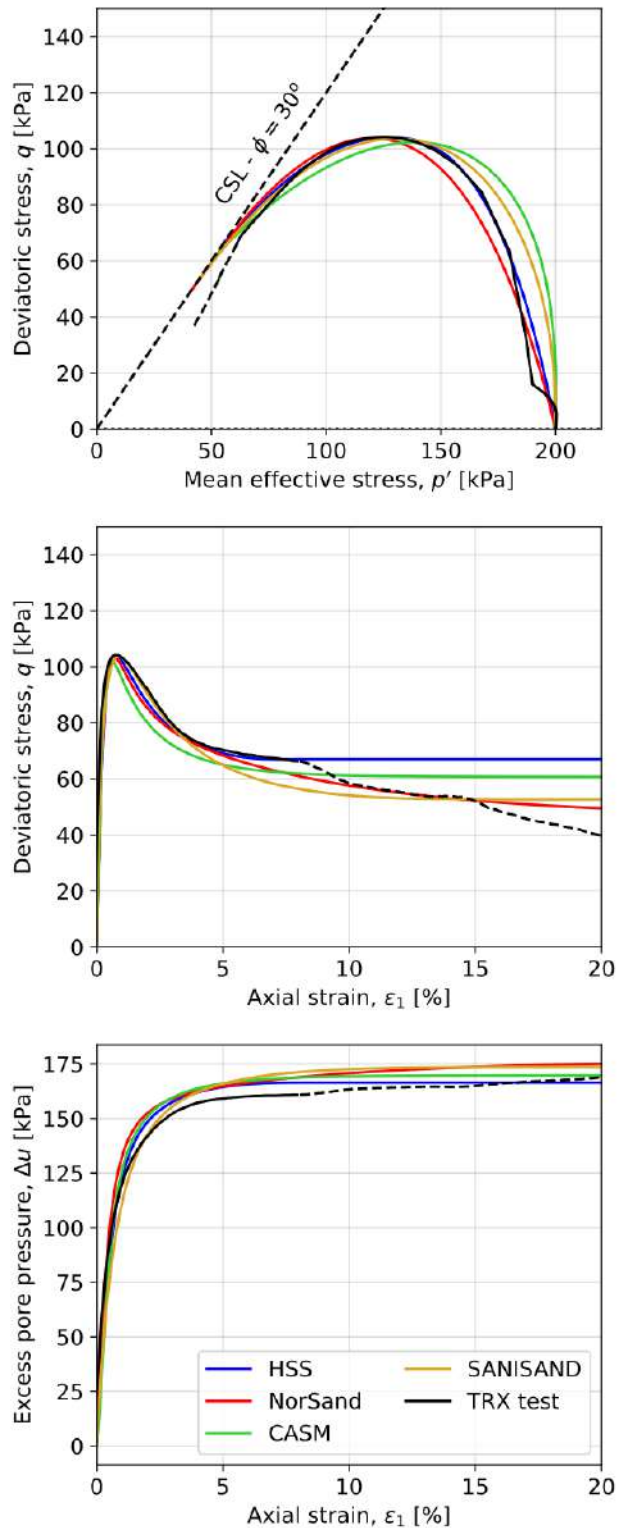


Figure 1. Selected triaxial CIUC test and model responses.

As mentioned, this paper follows a typical calibration procedure for each material model, searching for the best fit for the selected CIUC triaxial test. The calibration strategy for each model is explained below:

In SANISAND the parameters related to the critical state are  $\lambda_c$ ,  $\xi$ ,  $M_c$ , and  $M_e$ . Parameter  $G_0$  is calibrated to match the initial stiffness. Boundary and dilatancy surface are calibrated with  $n_b$  and  $n_d$  to match undrained strength. Parameters  $A_0$ ,  $h_0$ , and  $c_h$  were adjusted within reasonable ranges to match the stress paths. For all other parameters ( $p_A$ ,  $e_{cl}$ ,  $m$ ,  $v$ ,  $Z_{max}$ ,  $C_z$ ) default values are used.

NorSand model calibration involved setting critical state parameters ( $M_{tc}$ ,  $\Gamma$ ,  $\lambda_e$ ) as specified in the premise and adjusting the remaining parameters within the ranges provided for tailings material in the literature (Jefferies & Been, 2016).

The typical calibration sequence for HSS, as outlined by Rivarola et al. (2022) is as follows: first, calibrate material parameters for drained shear by imposing a friction angle equals to the one associated with critical state ( $\phi' = \phi_{cv}$ ) and introducing zero dilatancy ( $\psi = 0$ ). Once these parameters are adopted, the undrained peak shear strength  $s_{u,peak}$  and residual undrained shear strength  $s_{u,res}$  are fitted varying the elastic and plastic hardening stiffness parameters. Typically, adjustments involve tuning the ratio  $E_{50}^{ref}/E_{ur}^{ref}$  and/or increasing  $\nu$  until a target  $s_{u,peak}$  is reached. Finally  $R_f$  is calibrated to achieve a target  $s_{u,res}$ .

In the CASM implementation in Arroyo & Gens (2021), an iterative procedure is described to determine  $n$  and  $r$  parameters, which are implicitly included in the formulation. Similarly,  $m$  is defined from an equation that relates it directly to  $K_0$ . This iterative procedure was not followed here. Finally, the model's viscoplastic extension was not used in the paper, the parameters controlling this behaviour were adjusted to depreciate its influence.

### 3 ELEMENTAL TEST RESPONSE

Figure 2 illustrates the analogous graphs for stress paths corresponding to a  $K_0$ -consolidated undrained triaxial compression test ( $CK_0UC$ ), a direct simple shear test (DSS) and a  $K_0$ -consolidated undrained plane-strain compression test.

These tests were carried out using the SoilTest tool available in PLAXIS. The first two are built-in options designed to model the expected experimental test, while the latter can emulate conditions imposed in specific areas of typical 2D plane strain models. It is remarkable and significant to observe that the models exhibit surprisingly similar behaviour in representing the CIUC triaxial test but diverge in all other stress paths.

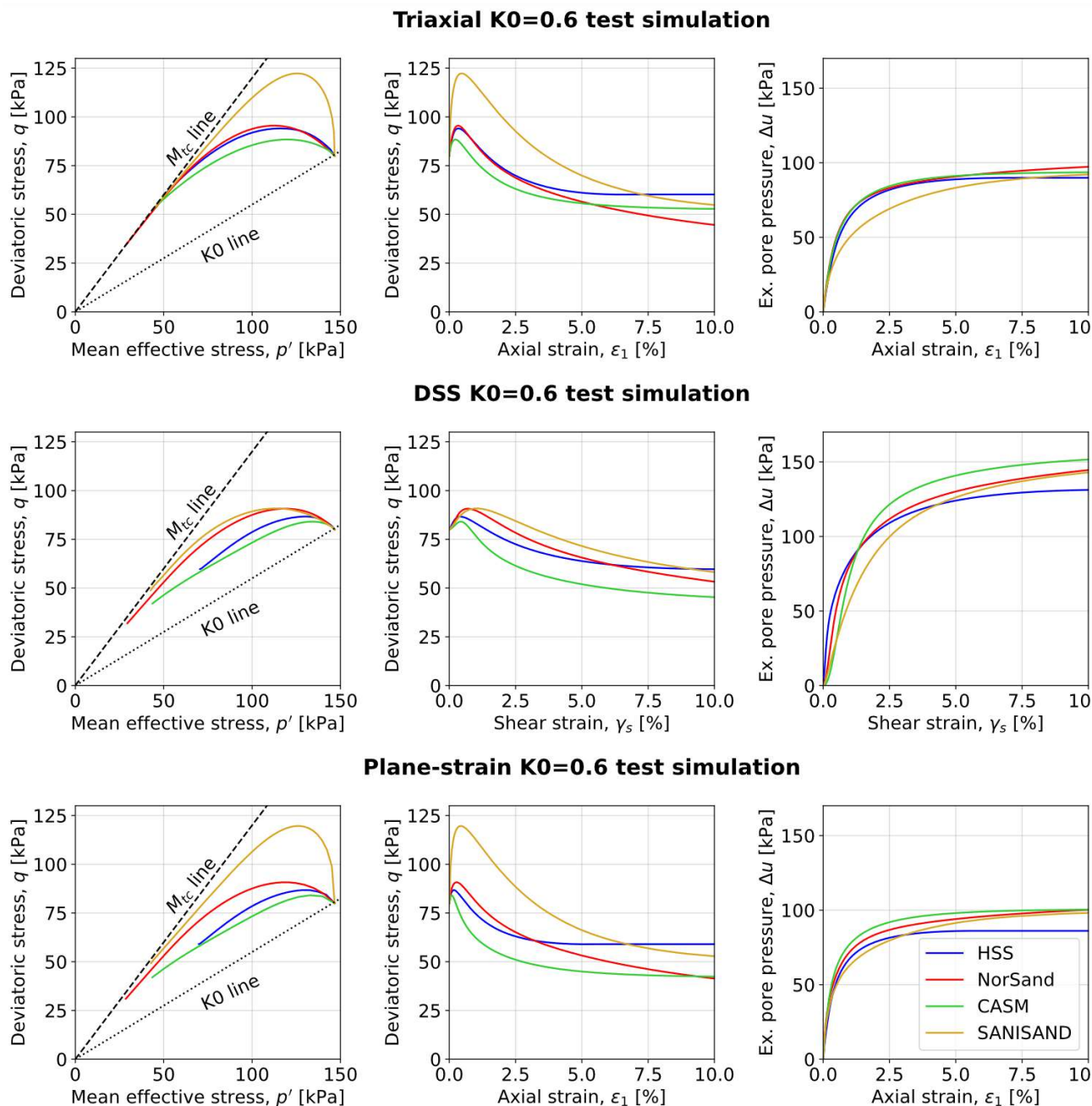


Figure 2. Stress path simulations for Triaxial  $K_0$ , DSS  $K_0$  and Plane-strain  $K_0$ .

#### 4 PERFORMANCE IN TRIGGER ANALYSES

To compare the performance of the four constitutive models, a TSF was modelled in PLAXIS 2D (2023). The vulnerability against flow liquefaction was evaluated following the procedure described by Ledesma et al. (2022).

##### 4.1 Geometry and mesh

The model consists in a hypothetical upstream-raised TSF, inspired by previous studies (Rivas et al., 2023).

The dam has a total height of 58 m with a middle berm and slopes of 1V:2.5H. The geotechnical units consist of bedrock, foundation soils, embankment, and tailings. Material parameters of all materials except for tailings can be found in Sottile et al. (2020). A steady state groundwater flow was carried out to determine the phreatic surface and then the mesh was modified to separate the tailings in saturated and unsaturated tailings. This separation was carried out for two reasons:

- It is a classical procedure based on common industry practices.

- If the partially saturated behaviour is considered according to the procedure explained in Rivarola et al. (2023), the NorSand model, as it is implemented in PLAXIS, does not exhibit satisfactory performance.

Figure 3 presents the model geometry and main soil units. Figure 4 shows the full finite elements mesh used in the analyses, composed of 10905 15-noded triangular elements.

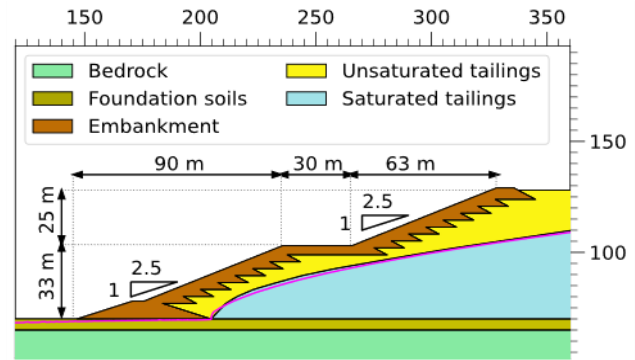


Figure 3. Model geometry.

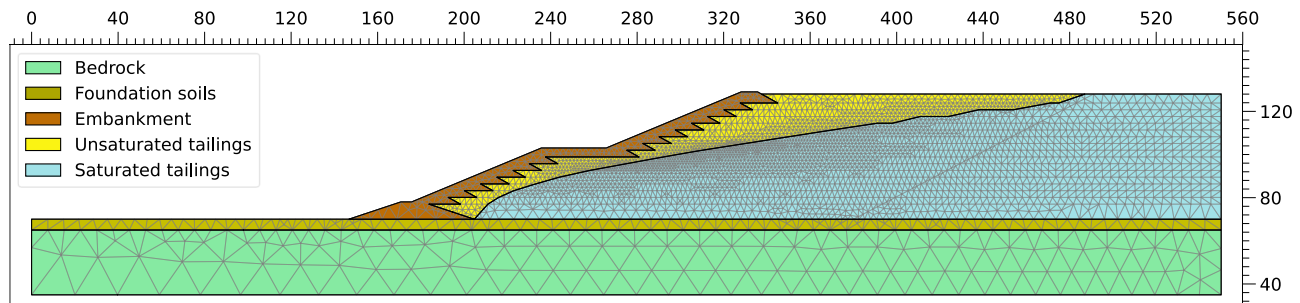


Figure 4. Finite elements mesh.

#### 4.2 Modelling strategy

The construction of the TSF was modelled in several stages using an average raise height of 3.0 m and consolidation phases with a rate of rise of 2.0 m/year. The objective was to reasonably capture the non-linearities associated with typical staged construction, which play a critical role in determining the in-situ stress field and pore pressure distribution. A steady-state groundwater flow was computed at each deposition phase. For the construction stages the HSS model was used for the tailing's material due to its robustness in oedometer stress paths. Once the final configuration was achieved, only the saturated tailings constitutive model was switched to each pre-calibrated model, prior to the trigger analysis.

#### 4.3 Triggers

After the construction of the TSF was completed, four types of undrained triggers were applied (Figure 5):

- Trigger A: involves a vertical load applied to the berm of the dam,
- Trigger B: a vertical load on the crest of the dam,
- Trigger C: a vertical load at the beach of the TSF,
- Trigger D: a volumetric contraction in the starter wall.

Triggers A and B represent sudden loads, such as traffic loads or stockpiled material during regular mining operations, trigger C represents a rapid deposition of tailings along the beach of the TSF, and trigger D simulates internal displacements in the toe of the dam, which could be caused by material

undercutting due to water flow or excavations at the dam toe to construct a buttress.

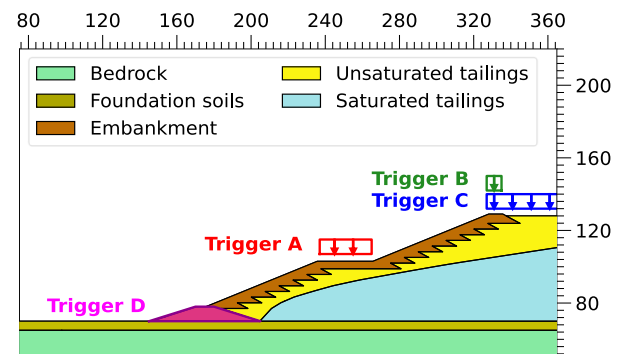


Figure 5. Triggers applied to the dam model.

#### 4.4 Results

Figure 6 (left) shows the lines within the mesh where the increments of deviatoric strain ( $\Delta\gamma_s$ ) near failure concentrate for each model. These  $\Delta\gamma_s$  lines can be associated with the potential sliding surfaces predicted by each model. Figure 6 (right) shows the deviatoric strains generated by the entire trigger phase, including post peak strain localization, for the HSS model. It can be seen that for triggers A and B more than one sliding surface is occurring. This is attributed to progressive failure, where the initiation of the first failure surface triggers the second, revealing that examining only incremental displacements does not capture the entire failure mechanism.

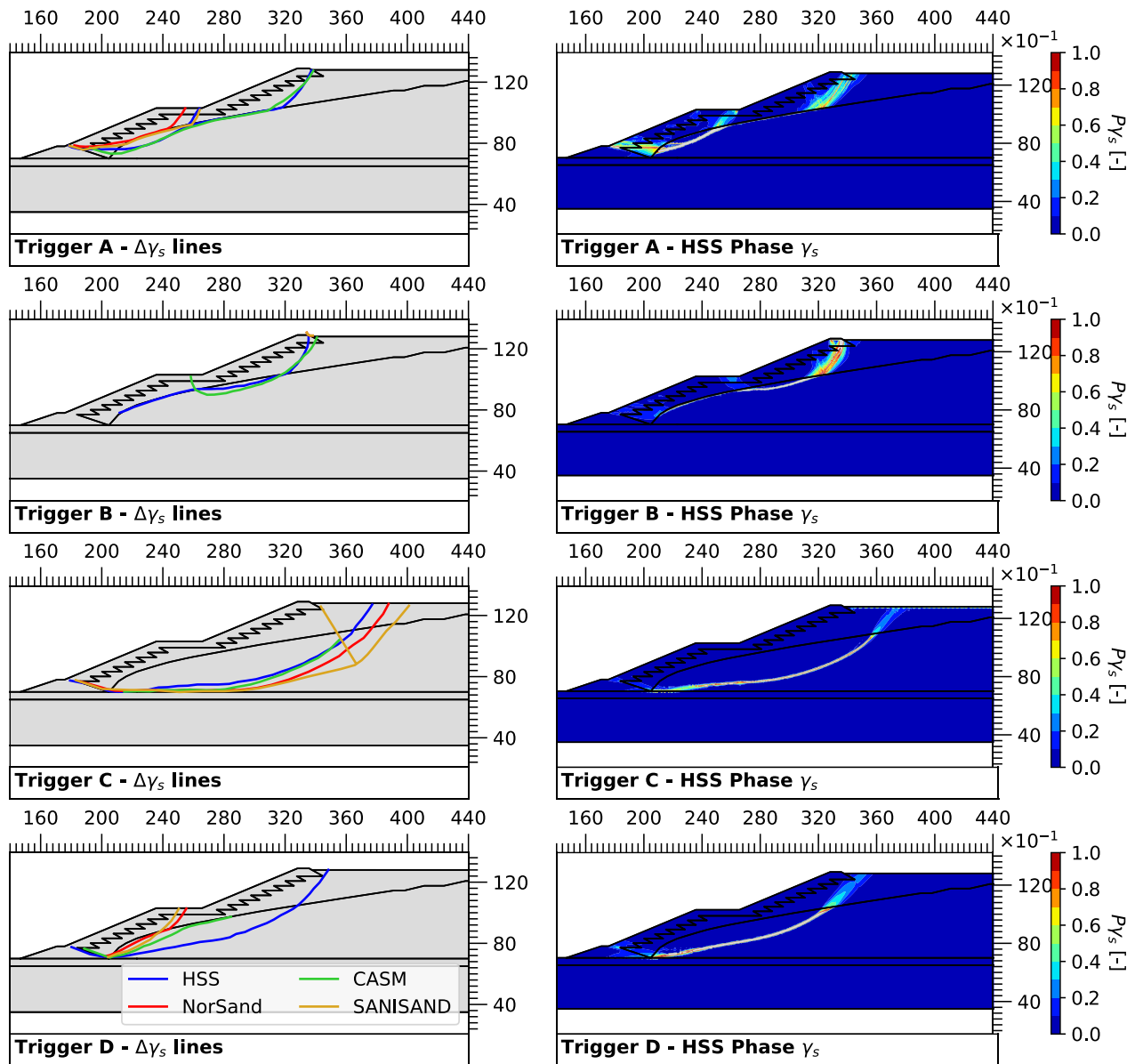


Figure 6. Left: lines of concentration of incremental deviatoric strain  $\Delta\gamma_s$  for each model and trigger. Right: Deviatoric strain induced during trigger phase for the HSS model.

In most trigger scenarios all material models yield comparable failure surfaces. While triggers A and B, may suggest some models predict a more localized failure surface, examining the total phase strains in the HSS model reveals that they are both part of a greater progressive failure mechanism. For trigger C all failure surfaces are similar. Trigger D stands out as the only case where distinct failure mechanisms are predicted.

Table 3 summarizes the magnitudes for each trigger and each constitutive model. Although the trend is not linear, it is noteworthy that CASM, HSS, NorSand, and SANISAND, exhibit in that order increasing values required for triggering collapse. This trend aligns with the behaviour seen in elemental test

simulations of Figure 1. Material models with higher peak deviatoric stresses in  $K_0$ -consolidated test simulations, and a greater strain required to reach the peak value result in a higher trigger value.

Table 3. Trigger results.

Model	Trigger A [kPa]	Trigger B [kPa]	Trigger C [kPa]	Trigger D [%]
CASM	50-60	100-125	50-75	0.2-0.3
HSS	100-125	175-200	100-125	0.5-1.0
NorSand	125-150	175-200	225-250	3.0-4.0
SANISAND	225-250	>200(*)	225-250	>4.0(*)

(\*) no clear trigger load could be established.

In some cases, the implemented SANISAND model exhibited numerical instabilities, and the converged



values appeared unreliable, making it challenging to establish a clear trigger value.

Figure 7 shows stress paths along the failure surface of trigger C for each constitutive model. This specific failure surface was chosen because all models reproduced it very similarly. While different points were selected, which is not ideal, they all fall on the horizontal segment of the failure surface. Since these points are near the slope, the initial stress is not precisely over the  $K_0$  line at normal consolidation. Normalizing the stress paths with initial vertical effective stress  $\sigma'_{v0}$  reveals that the behaviours are consistent with the elemental tests shown in Figure 1.

All four models appear to initiate a comparable  $q / (2\sigma'_{v0})$  ratio, roughly around 0.30. These can be associated with the undrained peak shear strength ratio  $S_{u,peak} / \sigma'_{v0}$ .

For CASM and SANISAND, the models showed rapid and unstable softening behaviour, leading to

limited data points. Nevertheless, the overall path can be observed. The convergence issues encountered in CASM and SANISAND may be associated with the fact that they are user implementation and not provided by PLAXIS. However, CASM showed an adequate behaviour while SANISAND, as mentioned earlier, exhibited possibly unreliable outcomes for the boundary value problem.

It is crucial to emphasize that the variation in behaviour among the constitutive models mainly stem from the calibration procedure. The results highlight that calibrating solely using CIUC triaxial tests leads to unexpected outcomes in other stress paths. Achieving an appropriate response for all four material models is possible but requires calibration using anisotropically consolidated tests data.

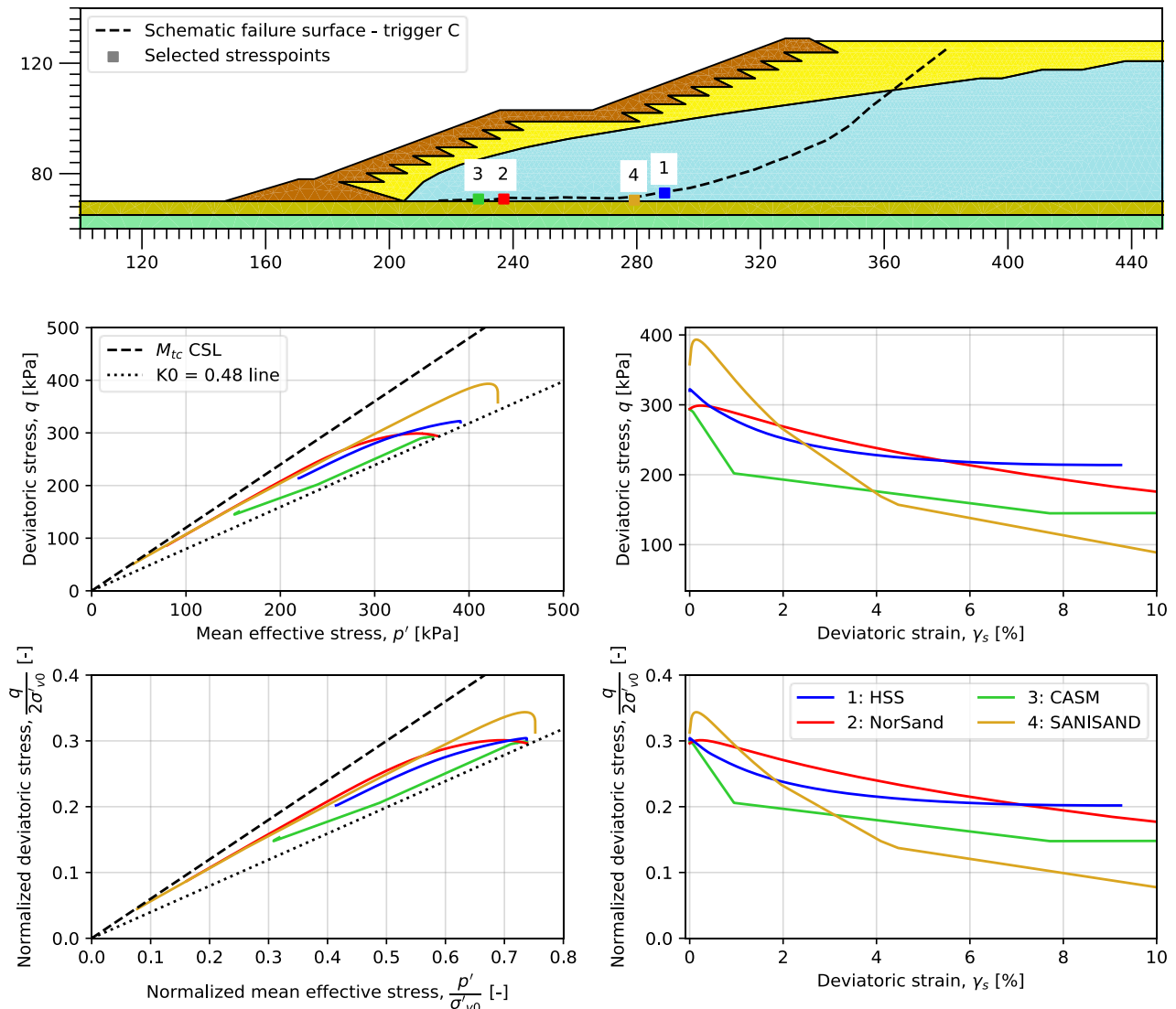


Figure 7. Stress paths in the  $p'$ - $q$  and  $q$ - $\gamma_s$  spaces, along with the normalized stress paths by  $\sigma'_{v0}$ , for four selected stresspoints from different models in trigger C.

Figure 8 shows a comparison among the stress paths exported from the models to new elemental test simulation stress paths, like the ones from Figure 1, but initialized with  $K_{0(NC)} = 0.5$  like in the boundary value problem. Normalization by the initial mean effective stress  $p'_0$  was crucial, as normalization by initial effective vertical stress  $s'_{v0}$  hindered direct comparison between elemental tests and mesh points. This issue arises due to changes in the

direction of principal stresses caused by the proximity of selected points to the slope geometry.

It is clearly seen that the stress path aligns almost perfectly with the stress path from the plane-strain compression elemental test simulations. DSS test simulations also aligns well for CASM, NorSand and HSS models, likely attributed to strategic point selection within the bottom of the sliding surface.

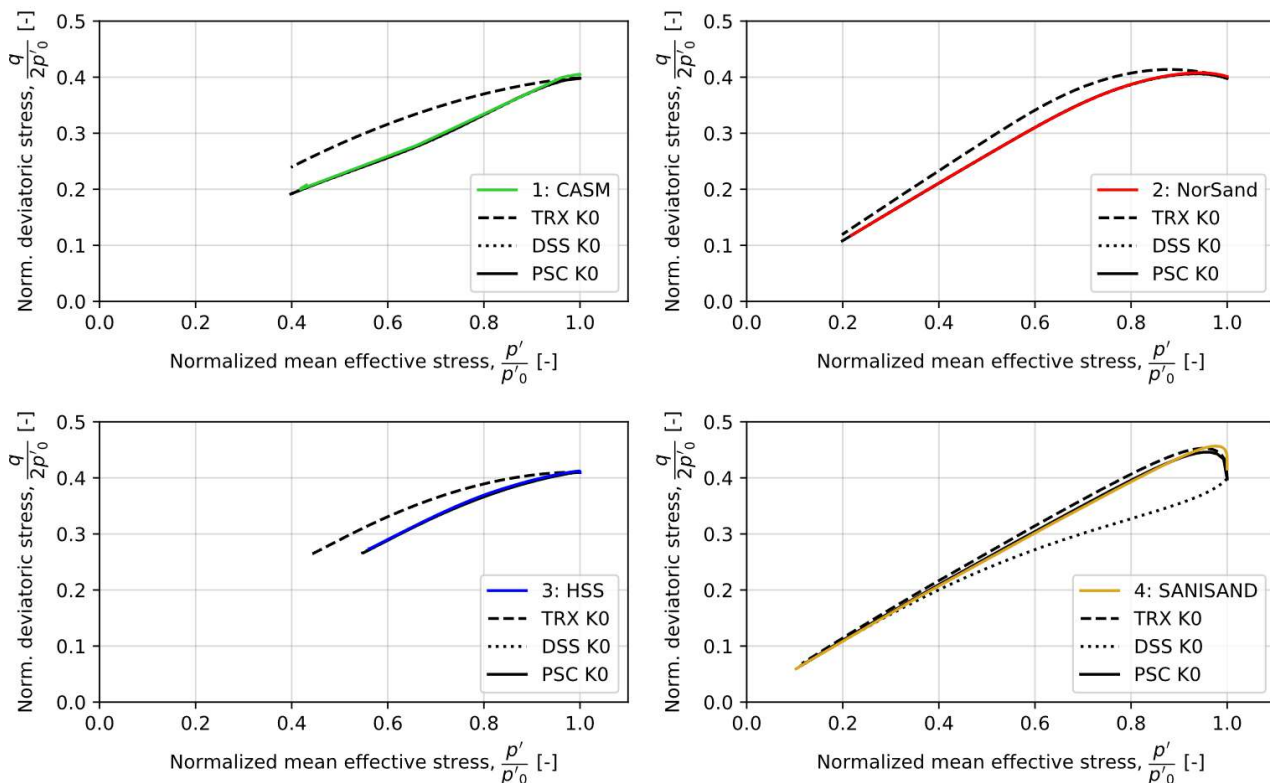


Figure 8. Comparison of stress paths in the  $q$ - $p'$  space, normalized by initial mean effective stress  $p'_0$ , for selected points with stress paths from elementary test simulations (Triaxial  $K_0$ , DSS  $K_0$  and plane-strain  $K_0$ ).

## 5 CONCLUSIONS

A comparative performance analysis was conducted on four well known constitutive models – HSS, NorSand, CASM and SANISAND – with the objective of analysing the post-peak behaviour in deformation models. The comparison involved a typical model calibration procedure, ensuring accurate representation of the post-peak softening observed in a CIUC triaxial test.

The evaluation of these models included an elemental-level assessment, simulating triaxial  $CK_0UC$ , DSS and plane-strain compression tests at a stresspoint using the SoilTest tool of PLAXIS. The findings highlighted that calibrating only for an isotropically-consolidated undrained triaxial test could induce unaccepted results in other stress path types. It underscored the importance of considering the models behaviour in stress paths associated with real

failure surfaces, like plane strain compression (PSC), plane strain extension (PSE) and DSS.

Additionally, trigger analyses were performed on an idealized TSF to assess model performance in a typical application scenario. Both HSS and NorSand models exhibited numerical robustness, although NorSand displayed less than satisfactory behaviour in modelling partially saturated behaviour. On the other hand, CASM and SANISAND demonstrated lower robustness, resulting in convergence issues at various stages of the triggers. Notably, SANISAND exhibited peculiar results in modelling simple boundary problems. The convergence problems in both models may be attributed to their unofficial implementation in the PLAXIS software.

Furthermore, stress paths for each material model were analysed during flow liquefaction. The observed behaviour aligned consistently with the elemental test in plane strain compression (PSC).

## REFERENCES

- ANCOLD (2019). "Guidelines on tailings dams – Planning, design construction and closure".
- Arroyo, M. & Gens, A. (2021) Computational analyses of Dam I failure at the Corrego de Feijao mine in Brumadinho, Final Report for VALE/MPF; available at <http://www.mpf.mp.br/mg/sala-de-imprensa/docs/2021/relatorio-final-cinme-upc-1>.
- Benz, T. (2006). Small-Strain Stiffness of Soils and its Numerical Consequences. Ph.d. thesis, Universität Stuttgart
- Brinkgreve R., Kumrswamy W., Swolfs W., Engin E., Fonseca Arévalo F., Ragi Manoj N., Zampich L. and Zalamea N. (2020). "Plaxis Manuals" *Bentley Systems*.
- Carrizo L., Tasso N., and Sottile M. (2023). "Caracterización geotécnica de un relave minero de hierro susceptible a licuar". *XXVI Congreso de Mecánica de Suelos e Ingeniería Geotécnica*, Comodoro Rivadavia, Vol. 1: 210-215.
- Dafalias Y. F. and Manzari M. T. (2004). "Simple plasticity sand model accounting for fabric change effects". *Journal of Engineering Mechanics*, Vol. 130: 622-634.
- Jefferies M. (1993). "NorSand: a simple critical state model for sand". *Géotechnique*, Vol. 43: 91-103.
- Jefferies, M. and Been, K. (2016). Soil Liquefaction, a Critical State Approach. *Applied geotechnics series*. CRC Press
- Ledesma, O., Sfriso, A. and Manzanal, D. (2022). "Procedure for assessing the liquefaction vulnerability of tailings dams". *Computers and Geotechnics*, Vol. 144: 104632.
- Mánica, Miguel & Arroyo, Marcos & Gens, Antonio & Monforte, Lluís. (2021). Application of a critical state model to the Merriespruit tailings dam failure. *Geotechnical Engineering*. 175. 10.1680/jgeen.21.00001.
- Rivarola, L. F., Tasso N., Bernardo K. and Sfriso A. (2022). "Numerical aspects in the evaluation of triggering of static liquefaction using the HSS model". *Mecánica Computacional*, Vol. XXXIX: 983-992, Bahía Blanca, Argentina.
- Rivarola, L. F., Tasso N., Bernardo K., Sottile M. and Sfriso A (2023). "Evaluation of triggering of static liquefaction of tailings dams considering the SWCC". *Mine Waste and Tailings Conference 2023*, Brisbane, Australia.
- Rivas N., Sottile M., Rivarola L F. and Sfriso, A. (2023). "Comparing HSS and NorSand constitutive models for modeling flow liquefaction in tailings dams". *1st International Conference of Tailings and Mine Waste*, Ouro Preto, Minas Gerais, Brasil.
- Sottile M., Cueto I. and Sfriso A. (2020). "A simplified procedure to numerically evaluate triggering of static liquefaction in upstream-raised tailings storage facilities". *Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica*, Campinas, Brazil.
- Yu H. S. (1998). "CASM: A unified state parameter for clay and sand". *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, Vol. 22: 621-653.



## Considerations for filtered tailings slope protection during operations and into closure.

Consideración para protección de taludes de jales filtrados durante la operación y cierre.

**Sergio AMIEIRO<sup>1</sup>**✉, **Craig THOMPSON<sup>1</sup>**, **Nicholas ROCCO<sup>1</sup>**, **David ROMO<sup>1</sup>**, **Alfonso RICO<sup>2</sup>**

<sup>1</sup> NewFields MDTs, Denver, Colorado, United States.

<sup>2</sup> NewFields Servicios de Mexico, Queretaro, Mexico.

**ABSTRACT:** The extended lifetime of filtered tailings storage facilities (FTSF), and the general nature of tailings materials, generate challenges that require design considerations and engineered controls to ensure the integrity of the earthen structures throughout operations and into closure. This paper discusses design considerations for the protection of exposed filtered tailings slopes to minimize erosion and downgradient tailings migration mainly caused by stormwater runoff and high winds. Developing effective slope protection that minimizes erosion can significantly reduce long-term slope deterioration and overall maintenance. This can become especially important as tailings facilities transition from operations into closure, where monitoring frequency and equipment availability generally reduce. Slope protection, when appropriately designed and constructed, has shown to be effective against erosion of filtered tailings slopes, which are primarily composed of potentially erosive, non-plastic, fine-grained materials. Site-specific features such as facility geometry (slope angle, slope length, and benching), tailings material properties, filter criteria, and controlled drainage installations require consideration during design. Facility geometry, tailings material properties, and composite interfaces are discussed along with the advantages and disadvantages of graded filters versus geosynthetics. In addition, common challenges such as tailings migration, apparent settlement, and alternatives to minimize maintenance of FTSF during closure as well as brief case histories demonstrating effective and ineffective slope protection are presented.

**RESUMEN:** La prolongada vida útil de las instalaciones de almacenamiento de jales filtrados (FTSF), y la naturaleza de los jales, generan desafíos que requieren consideraciones de diseño y controles de ingeniería para garantizar la integridad de las estructuras de tierras a lo largo de su operación y hasta su cierre. Este artículo discute las consideraciones de diseño para la protección de los taludes de jales filtrados expuestos para minimizar la erosión y la migración de jales, causada principalmente por la escorrentía de aguas pluviales y fuertes vientos. El desarrollo de una protección efectiva del talud que minimice la erosión puede reducir significativamente el deterioro del talud a largo plazo y su mantenimiento. Esto puede cobrar especialmente importancia a medida que las instalaciones de jales transitan de fase de operación a cierre, en la que se reduce la frecuencia de monitoreo y la disponibilidad de equipamiento. El adecuado diseño y construcción de la protección de los taludes ha demostrado ser efectivo contra la erosión de los taludes de jales filtrados, compuestos principalmente por materiales de grano fino, no plástico y potencialmente erosivos. Durante el diseño se requiere considerar las características específicas del sitio como: la geometría del talud ( ángulo, altura, bermas), las propiedades de los jales, el criterio de filtrado y las instalaciones de drenaje controlado. Adicionalmente en el artículo se analiza la geometría de las instalaciones, las propiedades de los jales y las interfaces compuestas junto con las ventajas y desventajas de filtros graduados vs los geosintéticos. Finalmente, se presentan desafíos comunes como la migración de jales, el asentamiento aparente y alternativas para minimizar el mantenimiento de FTSF durante el cierre, así como pequeños casos históricos de protección efectiva e inefectiva del talud.

✉ *Autor de Correspondencia:* [samieiro@newfields.com](mailto:samieiro@newfields.com)

### 1. INTRODUCTION

In many instances filtered tailings storage facilities (FTSF) consist of fine-grained tailings material placed as an engineered fill that elevates from topography creating exposed slopes. The exposed slopes and potentially erodible nature of the tailings presents

several challenges during operations and closure. Slope protection, commonly referred to as armoring, has been employed to protect exposed filtered tailings slopes, and this paper discusses design considerations that should be taken to develop an effective system according to professional experience and technical guidance.



## 2. SLOPE PROTECTION ALTERNATIVES

Slope armoring can be an effective erosion protection control if appropriately designed. Slope armoring should be composed of non-erodible materials placed on the exterior of the facility, utilize a compound slope geometry (benching) to aid in reducing meteoric water runoff velocities, and consider filter criteria to prevent the transport of tailings through the slope armoring material. Simple rock covers comprised of earth materials or composite systems using geosynthetics can be developed to satisfy the facility's filter needs. This can be achieved by using fine to coarser grade layers, or geosynthetics if natural granular materials are unavailable or prohibitive.

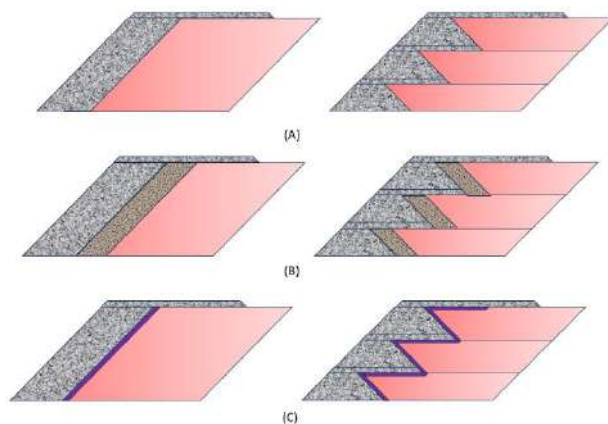


Figure 1 – Slope protection system cross-sections

Figure 1 presents sections of the three different slope armoring systems discussed in this paper. The two configurations for each slope system are shown as a baseline for the discussion on performance presented in further sections. Section (A) presents a simple system composed of an exterior rock armor layer. Section (B) shows an exterior rock armor layer with an interior graded filter to create a multi-layer system comprised of fine to coarse permeable materials below the rock armor exterior. This system can be designed for filter criteria to meet material compatibility guidelines. Section (C) shows an exterior rock armor layer with an interior geosynthetic material which can be utilized for adverse weather conditions and/or lack of available natural filter compatible materials on-site.

Selection of the preferred slope armoring system will depend on filter compatibility between the filtered tailings and rock armor materials. The rock armor material may require a filter layer, which can be comprised of a well-graded sand or replaced by an appropriate geosynthetic to enhance tailing retention as well as to promote drainage.

## 3. DESIGN CONSIDERATIONS

During operations and closure of a FTFS, the structure must meet environmental and physical stability requirements. Engineering measures are typically considered in early stages of design to control and monitor deformation and environmental disturbance. However, uncontrolled surficial tailings erosion may also pose significant impacts, such as deteriorating existing remediation measures, environmental and social problems caused by the transportation of tailings beyond the limits of the facility, additional expenditures during closure, and extension of the post-closure care and maintenance period and associated costs. The following design considerations for slope protective systems are intended to enhance performance, reduce overall long-term maintenance costs and mitigate problems associated with tailings transport throughout the life of the facility. It is essential to mention that the discussed slope protection systems are intended to prevent erosion and tailings migration and not to provide structural support to the facility; nevertheless, under certain circumstances these systems can be designed to become a structural element of the facility.

Design considerations for slope armoring include but are not limited to the following:

- Longevity beyond closure
- Site conditions (climate, seismicity, accessibility, etc.).
- Rock armor constructability and availability of material.
- Armoring material quantity and quality
- Filter compatibility between available materials and filtered tailings.
- Facility geometry (open slope length, benching, and slope angle)
- Tailings placement methods
- Geometry of armoring material placement.
- Geochemical properties. Rock armor system should be non-potentially acid generating (non-PAG).
- Potential for vegetation growth.

Over the long-term FTFS operations, wind and water are primarily responsible for the erosion and transportation of tailings. This problem is generally mitigated by installation of an armoring layer, such as rockfill, as it prevents wind and water from directly interacting with tailings. Among other factors stormwater runoff is the leading cause that influences the design of the slope protection system, since the compacted tailings are relatively impermeable minimizing infiltration and promoting stormwater runoff along the exposed FTFS surface. As overland flows move downslope, the sheet flow patterns turn into concentrated flows through preferential paths, and flow velocities increase. If particle retention measures are not adequately designed or installed, accretion of tailings can occur, initiating erosion. For

instance, high hydraulic conductivity rockfill cover systems may not impose the necessary resistance to reduce flow velocities to provide tailings retention along the interface, which would result in uncontrolled tailings migration.

#### 4. GEOMETRY AND MATERIAL PROPERTIES

In many instances, slope armoring material is sourced from mine waste rock. One potential inconvenient however, is that this material is typically not processed (crushed and/or screened) and can have a wide range of particle size distributions depending on the nature and location of the source material and mining methods. The material identified for slope armoring should be monitored and controlled to meet design specifications in terms of particle gradation, plasticity, and hydraulic conductivity.

During the operating life of the FTSF, the slope protection system is recommended to be installed concurrently with the advancing tailings lifts. Typical slope armoring configurations are schematically presented in Figure 2.

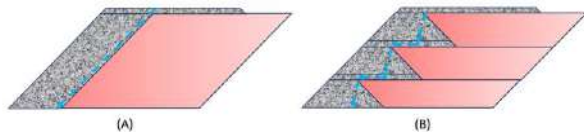


Figure 2 – Slope protection system cross-sections

The blue lines in Figure 2 represent the conceptual flow path of surface drainage through the slope armoring system and how geometry influences the seepage gradient. In section (A), water flows along the interface between slope armoring and filtered tailings, resulting in increased flow velocities and likely worse performance. Alternatively, triangular or trapezoidal slope armoring berms, as shown in section (B), extend the flow path, resulting in a lower flow velocity, therefore minimizing erosion. Constructing intermediate benches on the exterior slope with the armoring berms will further increase the performance of the slope armoring system. Increased erosion potential is expected when tailings slopes are steep or excessively long and the designer should take additional measures to prevent tailings erosion.

The slope armoring material characteristics (i.e., particle size distribution) may indicate material suitability to resist stormwater runoff and wind erosion, but filter compatibility with the underlying tailings will govern the effectiveness of the slope protection system. Armor system materials should also be evaluated as a separate unit using filter criteria to determine the capacity to retain the tailings in the event sufficient flow velocities develop. As previously mentioned, materials typically used for slope armoring are often minimally processed,

resulting in wide particle size distributions. This material increases the likelihood that filtered tailings can pipe through the slope armoring freely, creating a situation that is not ideal for projects with significant precipitation and expected surface water runoff. Additionally, the geochemistry of the slope armoring material should be considered to eliminate or minimize the interaction of stormwater with potentially acid generating material.

#### 5. MATERIAL COMPATIBILITY

Rock armor materials are generally comprised of rockfill that can be defined as a group of natural or fractured rock with a particle size of over half an inch and low fines content. There is a broad spectrum of particle size distributions for rock armor because of the variability of sources, degree of processing, and extraction methods. In terms of slope protection system, rock armor performance is mainly influenced by the material internal stability and filter criteria to retain tailings particles. These material qualities are assessed to determine rock armor material suitability and system configuration.

Filter criteria use the relationship between coarse and fine particle size to determine the internal stability of the material. Internally stable materials are such that their particle size compatibility prevents the transportation of finer materials through water suspension. This relationship not only assesses the internal behavior of material particles but also establishes the particle size that can filter, or in other words, prevent it from being transported. The application of filter criteria has been widely used for embankment dams to assess coarse broadly graded materials using Terzaghi (1996) filter criteria principle.

$$\frac{D_{15c}}{D_{85f}} < 4 \quad (1)$$

$$\frac{D_{15c}}{D_{15f}} > 5 \quad (2)$$

Where:

$D_{15c}$  = Particle size of the coarse material that 15% by weight is finer.

$D_{15f}$  = Particle size of the fine material that 15% by weight is finer.

$D_{85f}$  = Particle size of the fine material that 85% by weight is finer

Equations (1) and (2) assess the coarse and fine particle compatibility where coarse fraction is the filter layer and fine fraction the soil that will be filtered. Typical Terzaghi filter criteria govern over a particular gradation.

When utilizing a single-material armoring system, as shown in Figure 1 section (A), to protect exposed filtered tailings slopes, filter criteria must satisfy both coarse and fine particle compatibility. If filter criteria are not met, an intermediate transition layer consisting

of a graded filtered material or geosynthetic should be considered between the slope armoring and tailings to develop a transition from coarser (slope armor) to finer (tailings) particle sizes to support tailings retention, as shown in Figure 1 section (B). The use of rockfill with a higher content of finer materials, commonly referred to as “dirty rockfill”, may reduce the particle size that rock armor can filter. However, achieving acceptable performance may require more than one graded filter layer, dependent on the site-specific material characteristics of the slope armoring material and tailings.

## 6. GRADED FILTER MATERIAL vs. GEOSYNTHETICS

The purpose of the graded filter layer is to gradually increase the particle size to contain tailing particles and mitigate displacement through larger voids of the armoring material. This can be achieved with a suitable graded filter material or geosynthetics. The selection of either system can be based on the availability and suitability of onsite materials, installation complexity, effectiveness, and costs.

Table 1 – Graded Filter and Geosynthetics Qualities Comparison

Category	Graded Filters	Geosynthetic
Cost	- Cost is site specific depending on availability of source materials, haul distance, and processing requirements.	-Costs dependent on manufacturing, labor installation costs, and freight.
Installation	-Transportation and placement can be performed using the same equipment to stack waste rock and/or filtered tailings. -If materials are conveyed, earthworks equipment will be needed to place filter to the desired geometry.	-Installation may require additional care to prevent tearing geosynthetic/geocomposite. -Geosynthetic cannot be exposed for extended periods, and bedding materials may be needed to protect the integrity of the geosynthetic against rock armor. -Increased coordination complexity as rock berm or tailings slopes must be completed before geosynthetic can be placed.
Testing and quality control	-Frequent soil testing is needed to determine suitability.	-Manufacturing quality controls are in place. -Minimal testing can be performed to determine effectiveness before

Category	Graded Filters	Geosynthetic
		selecting geosynthetics.
Material effectiveness	-As a graded material, variability is inevitable, and segregation may occur due to the transport and placement or by having multiple sources.	-Material is manufactured and can be tailored to project needs, -Material variability is negligible for performance.

Satisfactory performance can be achieved through both types of filters, and the selection will be driven by the location of the site, availability of suitable materials, construction complexity, and cost. Natural graded materials availability may be scarce, and further material processing can be analyzed and compared with geosynthetic installation and cost. Additional considerations must be taken when designing with geosynthetics, such as apparent opening size (AOS) and its relationship with tailings particle size distribution. Koerner (2012) presents a compilation of methods for soil retention criteria that designers may consider for selecting adequate geosynthetic materials.

## 7. INSTALLATION CONSIDERATIONS

The installation of slope protection is influenced by the geometry, accessibility, and type of system selected by the facility designer. Installation complexity increases from a single-material layer to berms, multilayer filter layers, and geosynthetic systems. To achieve performance expectations, the slope protection system can be placed first in a triangular or trapezoidal berm around the perimeter of the designated lift and, subsequently, backfilled with compacted tailings at a specified lift thickness on the posterior side of the rock berm. While this configuration may increase performance, extended exposure time of the geosynthetics and construction timing needs consideration during design construction, and operation. On the other hand, placing a uniform layer of rock armor along the tailings slope after the tailings bench is completed may simplify the construction complexity, but additional contemplations should be considered, such as seasonal weather to mitigate erosion of temporarily exposed tailings slopes, veneer stability, appropriately graded filters, or the use of geosynthetics. Moreover, constructing with geosynthetics requires considering exposure time to prevent degradation and rock armor placement methods, as large particles may tear the geosynthetic and reduce the filter efficacy.

## 8. CASE STUDIES

### 8.1 Site 1

Site 1 is in a post-closure phase in a remote area with no infrastructure or available equipment. Climate conditions are extreme, having generally hot summers and high-intensity rain during the monsoon season. During the post-monsoonal season, transportation of the filtered tailings through the slope armoring has been observed on benches and localized settlement of the rock armoring on benches and slopes has developed; consequently, additional maintenance has been needed to mitigate erosion. Performance deficiency has been attributed to extremely large particle size, material segregation, and rock berm geometry configuration. The filtered tailings are generally classified as a sandy silty clay or sandy silt. Filter criteria was not evaluated, and rock armor was developed from highly variable unprocessed waste rock. The slope protection system of the FTSF consists of an approximately 3 to 5-meter wide single-layer slope armoring system consisting of waste rock comprised of 5cm to 2-meter boulders. Performance deficiencies have been observed due to the lack of material compatibility between tailings and rock armor, resulting in erosion along the tailings slope. This erosion propagates to the overlying benches, ultimately undermining the bench itself and creating the false appearance of sinkholes, which, in reality, is a simple gully erosion.

### 8.2 Site 2

Site 2 is an operating mine located in a severe weather zone. Climate conditions considered for design are dominated by the wet season, where winds and influx of moisture trigger heavy monsoonal thunderstorms. This site's average yearly precipitation is 635 mm, with approximately 60% of the precipitation occurring during a three-month period. Flash flooding conditions are common and ultimately have tested the filtered tailings storage facility (FTSF) ability to contain highly erodible non-plastic fine-grained tailings. The FTSF slope protection system was developed from mine waste rock as well as local near surface cut classified as a poorly graded gravel. The slope armoring material is installed around the perimeter of the filter stack as the tailings are being placed. As the filtered tailings reaches the top of a given armoring berm, a new berm is established, coalescing with the berm beneath it in a manner that produces a continuous armoring face on the external slope of the tailings. The armoring berms are placed in 1.5 meters triangular lifts with a 0.3m layer of rock cover under each lift. Each armoring berm is offset from the previous berm by 1.5m. Rock armoring system materials particle size distributions were analyzed, and Terzaghi filter criteria was met:  $D_{15\text{filter}}/D_{85\text{tailings}}$  ratio less than 4 and  $D_{15\text{filter}}/D_{15\text{tailings}}$  ratio greater than 5.

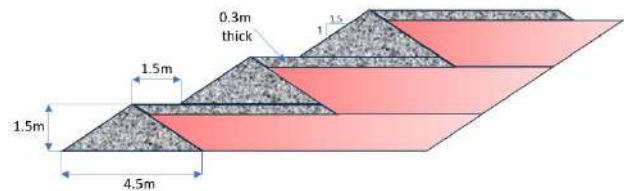


Figure 4 – Site 2 Slope Protection System Cross-Section

The shown configuration has performed well over several years with very minor erosion and no observed transportation of tailings through the slope armoring and should be considered a solution for long-term slope protection. This is attributed to the armoring system being filter compatible with the tailings as well as the facility geometry which is designed to interrupt stormwater and limit flow velocity.

### 8.3 Site 3

Undisclosed Site 3 is an operating filtered tailings facility. The site is located in a tropical zone, also impacted by high intensity and long duration rains from monsoons. Tailings are generally classified as a non-plastic silt, (CL-ML) and internal slope scour is visible even with minimal rain. The system is comprised of structural rock armor also designed for erosion protection and coarse multifilters made of crushed stone. Armoring system materials are sourced and processed on-site to obtain the desired gradations to ensure material compatibility between filters and rock armor. The installation sequencing begins with the rock armor, comprised of rockfill material and identified as zone (1) in Figure 5, being placed first as a single lift at the face of the facility. Subsequently, tailings are placed in continuous lifts, maintaining sufficient clearance from the face of the facility to meet the minimum length required for the structural rock armor component. Following the placement of tailings, the finer filter (3) is placed against the exposed tailings and covered by the coarser filter (4). Once filters are installed, structural rock armor is used to backfill the space between the coarser filter and previously placed rock armor (5).



Figure 5 –Site 3 Slope Protection System Cross-Section

Slope armoring system used in Site 3, has performed according to design expectations and its effectiveness has been attributed to appropriate filter selection according to material compatibility.

## 9. CONCLUSION

This paper has presented common problems with surficial erosion of tailings for FTSF. The development of the problems is a function of the low hydraulic conductivity of the tailings which promotes stormwater surface runoff and the erodible nature of tailings. Design alternatives to prevent erosion of tailings have been presented, along with considerations for each of the options, such as geometry, material properties, and especially filter criteria. Three case histories were presented, including one facility with poor performance during post-closure, as well as two facilities with acceptable performance. The case histories highlight the fact that slope armoring is a design feature and requires thought and consideration

during the design, construction, and operating stages of an FTSF. Projects lacking this consideration have a higher probability of poor to unacceptable performance during operation, closure, and post-closure, which may reflect long-term additional costs.

## REFERENCES

- Koerner, R. M. (2012). *Designing with Geosynthetics*, 6th ed, Xlibris, United States.
- Terzaghi, K., Peck, R.B., Mesri, G., (1996). *Soil Mechanics in Engineering Practice*, 3rd ed. ed. Wiley, New York.



# Efectos de la heterogeneidad en los parámetros de resistencia para la evaluación de estabilidad de un depósito de jales

Effects of parameter heterogeneity on the stability assessment of a tailings dam

Luis RAMÍREZ<sup>1</sup>✉, Jonatan CANDELARIA<sup>1</sup>, Sergio MEDINA<sup>1</sup>, Sergio HERNÁNDEZ<sup>1</sup>, José Alfredo PROMOTOR<sup>1</sup> y Osvaldo FLORES<sup>2</sup>

<sup>1</sup>Flopac Geotecnia, Ciudad de México, México

<sup>2</sup>Instituto de ingeniería, UNAM, Ciudad de México, México

**RESUMEN:** Este artículo analiza la influencia de la variabilidad estadística de los parámetros de resistencia en el cálculo del factor de seguridad (FS), la probabilidad de falla ( $P_f$ ) y el índice de confiabilidad ( $\beta$ ) en un depósito de jales. El objetivo principal es proporcionar información para tomar decisiones informadas en el diseño y análisis de estos depósitos, teniendo en cuenta la incertidumbre relacionada con los materiales involucrados y la confiabilidad en la estabilidad de la estructura. Para lograrlo, se realizó un análisis estadístico de los parámetros de resistencia de los jales depositados, con el fin de evaluar la incertidumbre y la dispersión de datos. Posteriormente, se llevó a cabo el análisis de estabilidad por los métodos determinista y probabilista. Los resultados destacan la utilidad de emplear en conjunto las metodologías probabilista y determinista para comprender mejor los riesgos geotécnicos asociados a la heterogeneidad de los jales y cuantificar de manera más precisa la seguridad y el riesgo en el diseño y operación de estos depósitos.

**ABSTRACT:** This article examines the influence of statistical variability in the strength parameters on the computation of the safety factor (FS), probability of failure ( $P_f$ ), and the reliability index ( $\beta$ ) in a tailings deposit. The main objective is to provide information for making informed decisions in the design and analysis of these deposits, taking into account the uncertainty associated with the materials involved and the reliability of the structure's stability. To achieve this, a statistical analysis of the resistance parameters of the deposited tailings was conducted to assess data uncertainty and dispersion. Subsequently, stability analysis was carried out using both deterministic and probabilistic methods. The results highlight the utility of using a combination of probabilistic and deterministic methodologies to gain a better understanding of the geotechnical risks associated with the heterogeneity of tailings and to more accurately quantify safety and risk in the design and operation of these deposits.

✉ Autor de Correspondencia: [luisrmzl@protonmail.com](mailto:luisrmzl@protonmail.com)

## 1 INTRODUCCIÓN

La ingeniería de taludes es uno de los campos geotécnicos mayormente dominados por la incertidumbre (Jiang *et al.*, 2015, Sitharam y Hegde, 2017). Algunos de los factores que contribuyen a esta falta de certeza son: anomalías geológicas, variación espacial inherente de las propiedades del suelo, falta de datos representativos, condiciones ambientales cambiantes, mecanismos de falla inesperados, simplificaciones adoptadas en los modelos geotécnicos, y errores humanos en el diseño y la construcción (Calamak y Yanmaz, 2014). En los métodos deterministas convencionales para el análisis de taludes abordar tal incertidumbre no es simple, metodológicamente hablando, por lo que se termina recurriendo a parámetros y diseños conservadores para lidiar con condiciones inciertas.

Los análisis probabilísticos para la estabilidad de taludes permiten abordar la incertidumbre, incorporándola racionalmente en el proceso de diseño o evaluación.

Los conceptos y principios básicos usados en este tipo de análisis se han ido desarrollando y reportando en la literatura, brindando herramientas para tomar en cuenta esta incertidumbre en los análisis de estabilidad de taludes, a pesar de que previamente existía cierta renuencia a implementar estos métodos en la práctica, debido a los siguientes cuatro factores como sus principales antagonistas (El-Ramly *et al.*, 2002):

- Experiencia en la teoría de probabilidad y estadística limitada a información básica, durante los primeros años de formación de los ingenieros.
- Se asume que los análisis probabilísticos requieren de más datos, tiempo y esfuerzo que los análisis deterministas.

- Pocos estudios publicados ilustran la implementación y beneficios que confieren los análisis probabilísticos.
- No se encuentran bien definidas las probabilidades de falla aceptables para un desempeño no satisfactorio, además de la ausencia del enlace entre el análisis probabilístico y determinista.

Sin embargo, en la actualidad se observa un interés creciente en investigaciones que aborden tanto el marco teórico como los casos prácticos, en lo que respecta a la probabilidad de falla de taludes. En cuanto al marco teórico, Cederström (2014), hace la labor de recopilar publicaciones y las divide en tres tópicos generales: incertidumbres en el material (suelo), solución probabilista para el problema geotécnico, y análisis numéricos y analíticos; de esta manera su trabajo sirve como base para el desarrollo de estos temas. Asimismo, se han publicado estudios que ilustran de manera clara las ventajas y la aplicabilidad de la metodología probabilística en el contexto de los depósitos de jales, como se evidencia en el trabajo de Villavicencio *et al.* (2011). Este estudio constituye un ejemplo de la efectiva aplicación de dicha metodología para abordar la variabilidad intrínseca asociada a los depósitos de jales.

El abordaje probabilístico del análisis de estabilidad de depósitos de jales involucra dos aspectos fundamentales: la mitigación de la incertidumbre presente en los parámetros de los materiales, y la elección de un método para calcular la probabilidad de falla. En las etapas iniciales de este proceso es necesario determinar y desarrollar modelos que superen la falta de certeza en los parámetros geotécnicos, estos modelos pueden ser funciones de densidad de probabilidad (PDF, por sus siglas en inglés). Posteriormente, se debe adoptar un enfoque probabilístico en los modelos geotécnicos. Este enfoque implica incorporar los modelos determinados en la primera etapa al análisis de estabilidad, permitiendo establecer una probabilidad de falla asociada al modelo geotécnico.

## 2 ANTECEDENTES

### 2.1 Incertidumbres en las propiedades del suelo

En la práctica es común representar la variabilidad en los parámetros de los materiales de suelo mediante histogramas, los cuales visualizan las distribuciones empíricas de probabilidad y describen las características de estos materiales (Baecher y Christian, 2003); sin embargo, existen métodos analíticos, como las funciones de densidad de probabilidad, que permiten modelar de mejor manera la distribución de las muestras. Estos modelos analíticos resultan más apropiados para la inferencia estadística y el modelado ingenieril.

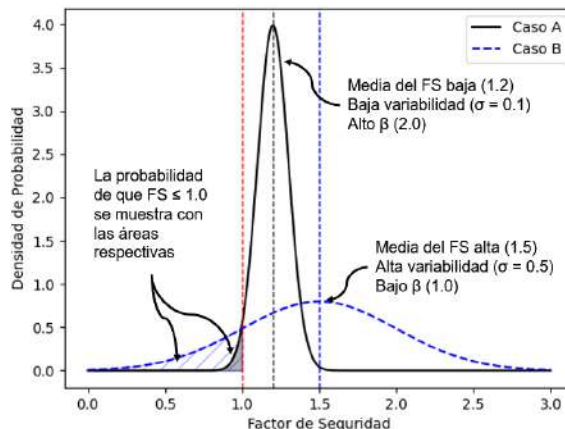


Figura 1. Factor de seguridad y el impacto de la variabilidad del material en la probabilidad de falla calculada (modificada de Christian *et al.* 1994).

En el análisis de estabilidad de taludes los principales parámetros de interés en los que se busca reducir la incertidumbre son los de resistencia. La importancia de considerar la variabilidad que estos parámetros pueden presentar y que se ve reflejada en medidas de tendencia central como la desviación estándar ( $\sigma$ ), se hace evidente en el impacto que dichas variaciones pueden tener en la probabilidad de falla ( $P_f$ ) y el índice de confiabilidad ( $\beta$ ), tal como resaltaron Qasim y Harahap (2012). Es necesario destacar que estas variaciones no siempre se ven reflejadas de manera evidente en el factor de seguridad (FS) obtenido de manera determinista. Por lo que depender únicamente del resultado del FS conduce a una situación en la que se puede experimentar una falsa sensación de seguridad.

La Figura 1 ilustra la disociación que puede existir entre el FS, la  $P_f$  y  $\beta$  cuando se trata de un material con alta variabilidad. Está el Caso B, en el que la media del FS cumple con el valor mínimo recomendado, pero la probabilidad de falla es relativamente elevada (mayor incertidumbre). En contraste, en un escenario opuesto como el Caso A, un FS que no cumple con el mínimo recomendado puede no asociarse necesariamente a una probabilidad de falla elevada si el material involucrado presenta una variabilidad baja (menor incertidumbre).

Partiendo de un punto de vista práctico, lo observado en la Figura 1 subraya la importancia de adoptar una metodología integral en la que se consideren las tres variables fundamentales: FS,  $P_f$  y  $\beta$ . Es esencial ir más allá de una evaluación determinista y reconocer que la variabilidad inherente en los parámetros de los materiales, en este caso jales, puede impactar significativamente en la seguridad de los depósitos. Incorporar esta perspectiva integral permite una toma de decisiones más informada y precisa en el diseño y evaluación de estas estructuras, evitando confiar ciegamente en

un único factor de seguridad aparentemente suficiente.

Por lo tanto, es imperativo contar con un procedimiento bien definido con el cual se pueda definir una función de densidad de probabilidad (PDF), con la que se pueda representar fielmente al material que se busca modelar. En la literatura técnica hay trabajos en los que se siguen una serie de pasos similares para obtener dicha PDF, de los que destacan el de Fernández *et al.* (2018) y Viviescas *et al.* (2017). Este último presenta la metodología en una serie de pasos a seguir, misma que se muestra a continuación:

1. Seleccionar las funciones de probabilidad que mejor se ajusten al histograma de los datos.
2. Llevar a cabo pruebas de bondad de ajuste para todas las funciones seleccionadas, con el fin de evaluar qué tan bien representan la distribución subyacente de los datos. Una de las pruebas que más suele emplearse es la Kolmogorov-Smirnov.
3. Después de definir las funciones, se debe asegurar que la función represente de manera realista las propiedades de los materiales. Por ejemplo, hay variables que no pueden tener valores negativos (ej. ángulo de fricción,  $\phi$ ); sin embargo, hay muchas funciones que pueden presentar colas negativas con valores irreales para estos parámetros, como la función normal. Esto no quiere decir que no se pueden emplear estas funciones, sino que se debe tener cuidado en cómo se emplean durante el análisis, para tener valores reales en las simulaciones.
4. Comparar los resultados con funciones disponibles en la literatura, especialmente cuando se estén tomando ciertas consideraciones o se estén empleando bases de datos.
5. Si hay más de una función que cumpla con los requisitos, se deberá de elegir la más sencilla.
6. Finalmente, estimar los parámetros de la PDF elegida por el método de momentos o el de máxima verosimilitud. Una de las ventajas del método de momentos es su simplicidad y que es menos sensible a los datos atípicos, mientras que el de máxima verosimilitud da estimaciones más precisas a cambio de un cálculo más complejo. Al final, la elección de un método sobre otro dependerá del usuario y los objetivos del análisis.

Es importante mencionar que, aunque en los análisis probabilísticos se tiene la ventaja de incluir la incertidumbre del modelo durante el análisis, hay que tener cuidado con las simplificaciones que se estén empleando durante el análisis, ya que una mala interpretación de los datos estadísticos nos puede llevar a una subestimación de la  $P_f$  del talud.

## 2.2 Desafíos en el análisis probabilístico de estabilidad de depósitos de jales

En la sección anterior se mencionan dos de los principales factores que evitan que los métodos

probabilísticos del análisis de taludes sean implementados de manera práctica:

- Históricamente, la falta de casos prácticos reportados en la literatura fue un problema que actualmente ya se solventó. Algunos han trabajado en la estimación de la probabilidad de falla en depósitos de jales, tales como Agam *et al.*, (2018), El-Ramly *et al.* (2002), Hamade (2013), Hamade *et al.* (2011), Robbins y Chittoori (2017), Sitharam y Hegde (2017) y Villavicencio *et al.* (2011).
- Adicionalmente, se ha demostrado que el hecho de incorporar métodos probabilísticos a los análisis ya no es tan demandante de recursos computacionales, como en su momento lo pudo llegar a ser (Low, 2003).

No obstante, el desafío constante es la falta de un estándar global que regule un valor de la  $P_f$  adecuada (El-Ramly *et al.*, 2002, Fernández *et al.*, 2018). Es frecuente encontrarse con publicaciones que presentan rangos de  $P_f$  con base en el desempeño esperado, o que difieren entre sí para condiciones similares del talud.

Por otro parte, es importante mencionar que además de la probabilidad de falla, se cuenta con el índice de confiabilidad ( $\beta$ ), el cual describe la seguridad del depósito de jales de acuerdo con el número de desviaciones estándar que separan al FS de su valor de fallo, que en este caso sería el FS de 1.0; y al igual que la probabilidad de falla, hay diversos criterios que definen qué valor del índice de confiabilidad es aceptable. Pese a lo anterior, se han hecho esfuerzos para unificar los criterios de  $P_f$  y  $\beta$  en trabajos que recopilan los valores mínimos y máximos de ambas variables, respectivamente, y los escenarios para los que aplican (Fernández *et al.*, 2018, Gibson, 2011).

Otro aspecto que se debe de tomar en cuenta al realizar un análisis probabilístico de estabilidad de taludes es la función de densidad de probabilidad ajustada al histograma de FS obtenidos, ya que el cálculo de la probabilidad de falla y del índice de confiabilidad depende de dicha función (Agam *et al.*, 2018, Gibson, 2011).

Por otro lado, se ha observado que se presenta una variabilidad en los resultados al comparar los métodos empleados para la evaluación de la  $P_f$ . Baecher y Christian (2003) presentaron algunas técnicas de solución e hicieron algunos comentarios respecto a las ventajas y desventajas que cada una de ellas proporciona; en resumen, mencionan que la elección de un método implica situaciones de ganancia-pérdida, ya que cada método involucra diferentes niveles de esfuerzo computacional, diferentes niveles de exactitud y proporcionan una visión diferente de los efectos de los parámetros individuales. En relación a la variabilidad en los resultados de la evaluación de la  $P_f$ , y en continuidad con las técnicas propuestas por Baecher y Christian (2003), Gibson (2011) también examinó

algunos de los métodos que mencionaron. En su trabajo, Gibson (2011) hace una comparación de cuatro métodos de análisis: simulación Monte Carlo, método del primer orden y segundo momento (FOSM, por sus siglas en inglés), método de estimación puntual (PEM, por sus siglas en inglés), y el método modificado de estimación puntual (mPEM, por sus siglas en inglés).

En resumen, la evaluación de la probabilidad de falla es una tarea compleja que requiere la selección de un método adecuado. Los métodos disponibles presentan diferentes ventajas y desventajas, y la elección de uno u otro implica un compromiso entre precisión, esfuerzo computacional y facilidad de uso. Sin embargo, Viviescas *et al.* (2017) comentan que la simulación Monte Carlo es el método más empleado debido a su simplicidad conceptual, comparado con otras soluciones, lo que es congruente con lo que menciona Gibson (2011).

### 3 METODOLOGÍA

En esta sección se presenta la metodología empleada en este trabajo. En la primera parte se detalla el proceso para obtener una función de densidad de probabilidad que represente adecuadamente a los materiales. Posteriormente, se describe el método de análisis utilizado para calcular la probabilidad de falla.

#### 3.1 Función de densidad de probabilidad

El primer paso que se realizó sobre la base de datos consistió en clasificar los jales, en función del contenido de finos, en cuatro categorías, empleando el criterio descrito por Medina *et al.* (2022) que se muestra en la Tabla 1. Adicionalmente, se identificó su comportamiento ante la aplicación de un esfuerzo cortante, es decir, un comportamiento contractivo o dilatante, con base en el parámetro de estado ( $\psi$ ), de acuerdo con lo establecido por Jefferies y Been (2016).

Tabla 1. Categorías empleadas para la clasificación de jales (Medina *et al.*, 2022).

Material	$I_c$ SBTh (-)	Contenido de finos (%)
Jal grueso 1	$I_c \leq 2.0$	$CF \leq 25$
Jal grueso 2	$2.0 < I_c \leq 2.6$	$25 < CF \leq 50$
Jal fino	$2.0 < I_c \leq 2.6$	$50 < CF \leq 75$
Jal lama	$I_c > 2.6$	$CF > 75$

El siguiente paso consistió en eliminar los datos atípicos de las muestras. En caso de no hacerlo, se pueden obtener funciones teóricas que no son representativas de los datos o que los datos no se ajusten a ninguna de las funciones teóricas que se analicen. Indistintamente de que se hayan filtrado los datos por tipo de material y comportamiento, se debe

realizar la eliminación de estos valores atípicos, ya que los parámetros de resistencia pueden llegar a presentar casos que se salen de la tendencia general del material, provocando ruido en los datos y restándole precisión al ajuste de la PDF. Para solventar el problema de los valores atípicos existen una variedad de métodos disponibles para el usuario, de los cuales el método propuesto por Tukey (1977) es de los más empleados en la práctica ya que, como menciona Seo (2006), es fácil de implementar y a diferencia de otras opciones, se puede aplicar tanto para distribuciones simétricas como asimétricas, debido a que no asume ninguna distribución y no depende de una media o desviación estándar. Este método consiste en ordenar los datos de manera ascendente, para posteriormente identificar al primer y tercer cuartil (que dividen al 25 % inferior y 75 % inferior de los datos, respectivamente), con los cuales se identifica el rango intercuartil. Finalmente, se establece el límite inferior y el límite superior para establecer los valores atípicos, el límite inferior es el resultado de restar  $n$  veces el rango intercuartil al primer cuartil, y para el límite superior se suma  $n$  veces el rango intercuartil al tercer cuartil. El valor más común de  $n$  es 1.5 y es el que se empleó en este trabajo. Como resultado de este proceso se obtiene la representación gráfica denominada caja de bigotes. Este proceso se realizó con una rutina de Python 3.11.2.

A continuación, se llevó a cabo el ajuste de las funciones de densidad de probabilidad. Para este caso el software con el que se realizó el análisis de estabilidad fue Slide2 v9.029, el cual maneja las funciones: normal, lognormal, beta y gamma. En consecuencia, se ejecutó el ajuste de estas cuatro funciones sobre cada grupo de datos, con el fin de determinar cuál de ellas es la que representa mejor a cada material. Este procedimiento también se ejecutó con una rutina de Python 3.11.2 sobre el conjunto de datos resultante de la clasificación del material y de la eliminación de los valores atípicos.

Finalmente, se identificó cuál de las funciones es la que mejor se ajusta al conjunto de datos mediante una prueba de bondad de ajuste. Para esto se realizó la prueba de Kolmogorov-Smirnov, debido a que es una de las más empleadas en la literatura, de acuerdo con los trabajos de Baecher y Christian (2003) y Villavicencio *et al.* (2011). La prueba consiste en calcular un parámetro denominado estadístico KS que mide la discrepancia entre lo observado con lo teórico. Un estadístico con un valor más pequeño indica un mejor ajuste. Adicionalmente, se calcula el valor de probabilidad (valor  $p$ ), el cual cuantifica la probabilidad de obtener resultados tan extremos o más extremos que los observados, con la asunción de que la función de referencia es correcta (hipótesis nula). La hipótesis nula establece que no hay diferencia significativa entre la función teórica y los datos observados. Un valor  $p$  grande ( $p > 0.05$ ) sugiere que los datos se

ajustan bien a la función teórica. En cambio, un valor  $p$  pequeño ( $p \leq 0.05$ ) indica que los resultados son inusuales bajo la función teórica asumida, lo que lleva a rechazar la hipótesis nula y sugiere que la función teórica propuesta no se ajusta adecuadamente a los datos observados en la prueba de bondad de ajuste. Al igual que en los pasos anteriores, se desarrolló una rutina en Python 3.11.2 para llevar a cabo la prueba de bondad de ajuste.

### 3.2 Análisis de estabilidad probabilístico

Como se mencionó con anterioridad, el análisis de estabilidad se llevó a cabo mediante Slide2 v9.029. La solución que emplea este software para realizar los análisis probabilísticos es la simulación Monte Carlo que, de acuerdo con lo visto en la Sección 2.2, es uno de los métodos más empleados en este tipo de análisis.

Slide2 permite ejecutar dos tipos de análisis probabilistas: el mínimo global (MG) y el del talud general (TG). Huvaj y Oğuz (2018) describen brevemente ambos tipos de análisis. El mínimo global consiste en emplear los valores medios de los parámetros de entrada para calcular la superficie de falla determinista más crítica con el FS más bajo; después de eso, se lleva a cabo el análisis probabilista, únicamente en esta superficie de falla para  $N$  número de muestras, con las funciones de densidad de probabilidad de los materiales, mientras que el método del talud general lleva a cabo una búsqueda para la superficie de falla más crítica  $N$  veces, donde  $N$  es el número de simulaciones para las cuales se seleccionan aleatoriamente los parámetros de los materiales, esto significa que primero se carga un nuevo conjunto de muestras aleatorias y posteriormente se lleva a cabo la búsqueda convencional de superficie de falla crítica.

Finalmente, para este trabajo se tomaron en consideración los rangos de probabilidad de falla e índice de confiabilidad del USACE (1999) y de Dell'Avanzi y Sayão (1998). A partir de ambos criterios se estableció para este análisis que la probabilidad de falla aceptable debe ser  $\leq 0.10\%$  y el índice de confiabilidad  $\geq 3.5$ , que de acuerdo con los rangos establecidos por el USACE (1999) implica un desempeño por arriba del promedio, y se encuentra dentro de los valores que Dell'Avanzi y Sayão (1998) definen para presas.

## 4 CASO DE ANÁLISIS

Partiendo de lo mencionado anteriormente, en esta sección se presenta el análisis probabilístico de estabilidad de un depósito de jales. Para este caso, la evaluación de las funciones de densidad de probabilidad se centró únicamente en los jales

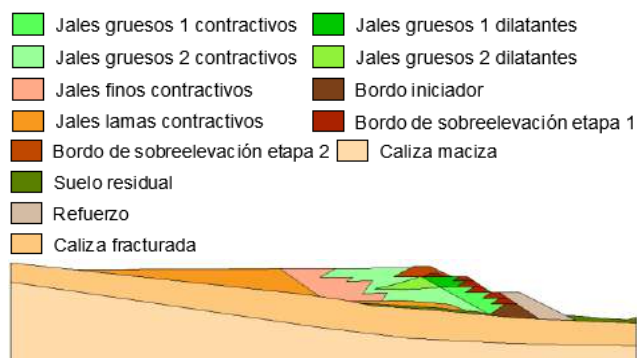


Figura 2. Caracterización del corte de análisis por tipo de material.

depositados. La información para este análisis se obtuvo a partir de una base de datos generada con 14 sondeos de CPTu, con profundidades máximas alcanzadas entre los 8.50 y 33.50 m, los cuales se ejecutaron previamente como parte de la campaña de exploración, con el objetivo de caracterizar el depósito. En la Figura 2 se muestra la geometría y la distribución de materiales presente en la sección de análisis del depósito.

### 4.1 Filtro por tipo de material y eliminación de datos atípicos

De acuerdo con la metodología presentada, primero se separaron los datos por tipo y comportamiento de material, para posteriormente llevar a cabo la limpieza de los valores atípicos.

Para ejemplificar la importancia de realizar la eliminación de los datos atípicos se generó el histograma del ángulo de fricción ( $\phi$ ) para los jales gruesos 1 contractivos con su respectiva caja de bigotes (Figura 3). En este gráfico los valores atípicos (aquellos fuera de la caja de bigotes) se representan con circunferencias. Se puede notar que en este conjunto de datos hay una gran cantidad de elementos que salen de la tendencia; en contraste, la Figura 4 muestra el mismo caso, pero con la eliminación de los valores atípicos, en donde se muestra un rango de valores más acotados.

Como comentario final de este proceso, se debe considerar la cantidad y calidad de los datos de entrada. Si bien en este trabajo se contó con una gran cantidad de ensayos de CPTu, con los cuales se generó la base de datos, es importante señalar que se debe contar con el mayor número de sondeos posible para obtener una PDF más precisa, ya que se pierden datos por la eliminación de valores atípicos.

### 4.2 Obtención de función de densidad de probabilidad (PDF)

Como se mencionó en la Sección 3.1, se empleó una rutina de Python para realizar el ajuste de las



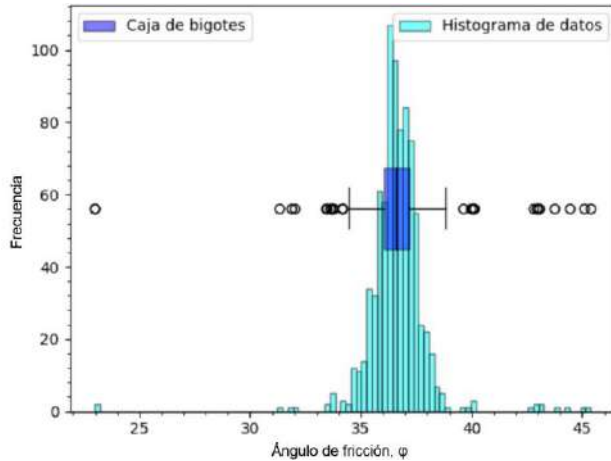


Figura 3. Histograma y caja de bigotes para los datos del ángulo de fricción ( $\phi$ ) de los jales gruesos 1 contractivos, previo a la eliminación de valores atípicos.

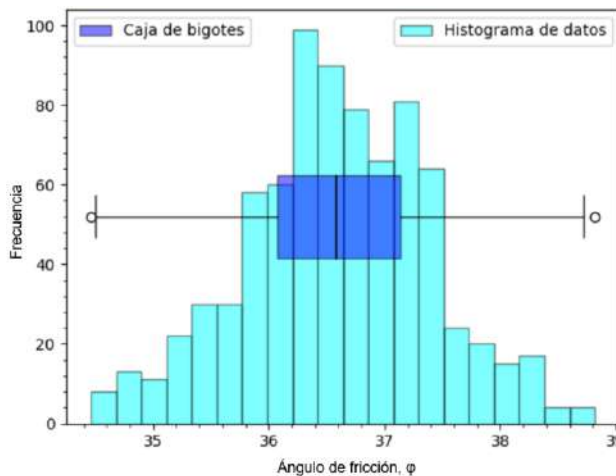


Figura 4. Histograma y caja de bigotes para los datos del ángulo de fricción ( $\phi$ ) de los jales gruesos 1 contractivos, después de la eliminación de valores atípicos.

PDFs. Las Figuras 5, 6 y 7 presentan un ejemplo de los resultados obtenidos para los parámetros drenados, no drenados y residuales de los jales finos contractivos.

El siguiente paso del análisis consistió en evaluar cuál de las cuatro funciones ajustadas representa de mejor manera los datos observados. Este procedimiento se realizó para cada uno de los parámetros de resistencia de los cuatro materiales de jal. Se buscó la función que, de acuerdo con la prueba Kolmogorov-Smirnov, presentara el valor  $p$  más alto y el estadístico KS más bajo. Además, en los casos en los que no se tenía una PDF que claramente ajustara mejor a las demás, se comparó con la literatura para identificar cuál es la que suele ser reportada como más representativa del parámetro en cuestión y, como mencionan Viviescas *et al.* (2017), la sencillez de las PDFs evaluadas.

En la Tabla 2 se presentan como ejemplo los resultados de la prueba de bondad de ajuste para las

funciones analizadas de la Figura 5 a la 7;

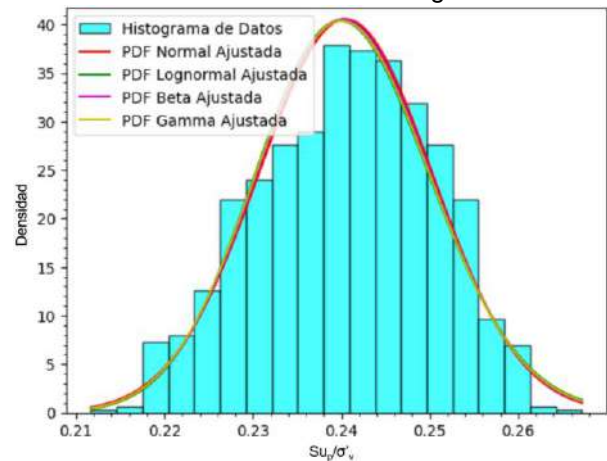


Figura 5. Ajuste de PDFs para datos de relación de resistencia no drenada pico vs esfuerzo vertical efectivo ( $Su_p/\sigma'_v$ ) de los jales finos contractivos.

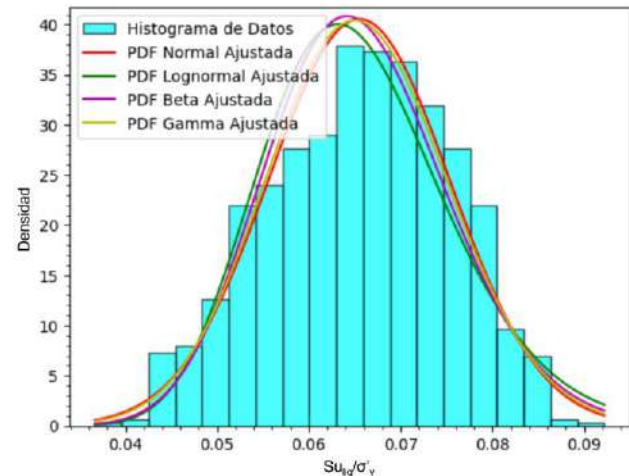


Figura 6. Ajuste de funciones para datos de relación de resistencia no drenada residual vs esfuerzo vertical efectivo ( $Su_{liq}/\sigma'_v$ ) de los jales finos contractivos.

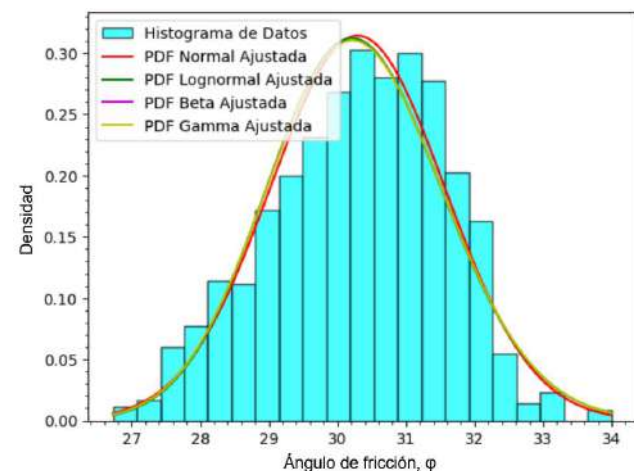


Figura 7. Ajuste de funciones para el ángulo de fricción ( $\phi$ ) de los jales finos contractivos.

que corresponden a los parámetros de resistencia del jal fino contractivo. De estos resultados se observa que, para la resistencia no drenada pico, la función que mejor se ajusta a los datos medidos es la Normal, al tener el valor p más alto de las cuatro funciones. En cuanto a la resistencia no drenada residual, la función Beta tiene el valor p más alto; sin embargo, la Normal tiene el estadístico KS más bajo y, de acuerdo con la recomendación de Viviescas *et al.* (2017), la Normal es una función más sencilla; por estos motivos se eligió esta última función para este parámetro. Finalmente, en el caso del ángulo de fricción, la única función que cumple con el criterio de ajuste empleado es la función Normal. Este proceso se siguió para el resto de los materiales involucrados en el análisis.

Por último, en la Tabla 3 se muestra el resultado final de la selección de la función de densidad de probabilidad para cada uno de los materiales de jal. Además de presentar las PDFs empleadas en el análisis, incluye los parámetros de entrada que requiere Slide2 para modelar estas funciones, la media y la desviación estándar.

Tabla 2. Resultados de prueba de bondad de ajuste para las PDF ajustadas a los parámetros de resistencia de los jales finos.

Parámetro de resistencia	Función	Valor p	Estadístico KS
$Su_p/\sigma'_v$	Normal	0.169	0.035
	Lognormal	NAN(*)	NAN
	Beta	0.119	0.037
	Gamma	0.085	0.039
$Su_{res}/\sigma'_v$	Normal	0.169	0.035
	Lognormal	NAN	NAN
	Beta	0.213	0.047
	Gamma	0.084	0.039
$\varphi$	Normal	0.071	0.040
	Lognormal	0.000	0.832
	Beta	NAN	NAN
	Gamma	0.026	0.046

(\*) Para valores no numéricos (Not A Number).

#### 4.3 Resultados del análisis de estabilidad

En este análisis se ejecutaron los dos métodos probabilísticos que maneja Slide2, mínimo global y talud general, con 10,000 iteraciones para comparar los resultados obtenidos con cada uno, considerando los tres escenarios sugeridos por Candelaria *et al.* (2022): ESA (Effective Stress Analysis), USA (Undrained Strength Analysis) y PL (Post-Liquefaction).

En la Tabla 4 se presenta un resumen de los resultados obtenidos, donde se nota que tanto para el escenario ESA (Effective Stress Analysis) como el USA (Undrained Strength Analysis) se tienen FS

superiores a los mínimos recomendados para el análisis determinista, como la media del análisis probabilista, además de que se cumple con el criterio establecido para este análisis probabilístico ( $P_f \leq 0.10\%$  y  $\beta \geq 3.5$ ). En lo que respecta al escenario PL (Post-Liquefaction) se cumple con el FS establecido para esta condición en el adendum de la ANCOLD (2019), pero tanto la probabilidad de falla como el índice de confiabilidad no cumplen con el límite del criterio establecido, lo cual revela una condición de riesgo que supera el nivel admisible, según los valores definidos en este trabajo.

Tabla 3. Funciones seleccionadas para los parámetros de resistencia de cada tipo de material de jal.

Material	Parámetro	PDF	Media	Desviación Estándar
Gruesos 1 contractivos	$Su_p/\sigma'_v$	Normal	0.282	0.009
	$Su_{res}/\sigma'_v$	Normal	0.107	0.009
	$\varphi$	Normal	36.591	0.803
Gruesos 1 dilatantes	$\varphi$	Gamma	40.429	3.538
Gruesos 2 contractivos	$Su_p/\sigma'_v$	Normal	0.260	0.008
	$Su_{res}/\sigma'_v$	Normal	0.085	0.008
	$\varphi$	Gamma	33.213	0.885
Gruesos 2 dilatantes	$\varphi$	Gamma	35.231	1.698
Finos	$Su_p/\sigma'_v$	Normal	0.240	0.010
	$Su_{res}/\sigma'_v$	Normal	0.065	0.010
	$\varphi$	Normal	30.294	1.269
Lamas	$Su_p/\sigma'_v$	Gamma	0.214	0.004
	$Su_{res}/\sigma'_v$	Gamma	0.039	0.004
	$\varphi$	Normal	20.499	3.205

Comparando los dos tipos de análisis (mínimo global y talud general, Tabla 4), se observa que en los tres escenarios de análisis con el método mínimo global se obtiene un índice de confiabilidad ( $\beta$ ) mayor que el calculado con el método talud general, esto se debe a que con el mínimo global se acota el análisis probabilístico a una única superficie de falla. La diferencia entre ambos métodos se hace más evidente en el escenario PL, ya que con ambos se obtuvo una probabilidad de falla ( $P_f$ ) muy similar, pero con un  $\beta$  diferente.

Por último, en la Figura 8 se muestra una comparación entre la superficie de falla obtenida mediante el método mínimo global y la asociada al FS medio obtenida mediante el método talud general, para el escenario PL. En ella queda en evidencia que ambas superficies de falla son muy similares, lo que es un indicio sólido de que la superficie de falla determinista obtenida a partir de los valores medios de los parámetros de resistencia, es congruente con la superficie de falla media obtenida de un análisis completamente probabilista (talud general).

Tabla 4. Resultados del análisis de probabilidad de falla.

Escenario de análisis	Tipo de análisis (****)						
	Mínimo global (MG)			Talud general (TG)			
	FS		$P_f$	$\beta$	FS		$\beta$
	Determinista	Media			Media	%	
ESA(*)	2.4	2.4	0	62.6	2.4	0	48.2
USA(**)	2.0	2.0	0	97.6	2.0	0	70.6
PL(***)	1.1	1.1	0.85	2.4	1.1	0.83	1.9

(\*) El FS mínimo para este escenario de análisis es de 1.5.

(\*\*) El FS mínimo para este escenario de análisis es de 1.3.

(\*\*\*) El FS mínimo para este escenario de análisis es de 1.1.

(\*\*\*\*) Para los dos tipos de análisis (MG y TG) la  $P_f$  máxima es de 0.10 % y  $\beta$  mínimo es de 3.5. Este criterio aplica para ESA, USA y PL.

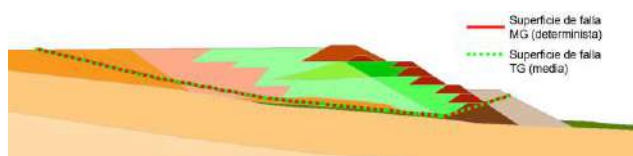


Figura 8. Comparación de la superficie de falla obtenida mediante el método MG y la asociada al FS medio del método TG para el escenario PL.

## 5 CONCLUSIONES

Dentro de este artículo se presentaron las consideraciones que se deben tomar en cuenta al realizar un análisis de probabilidad de falla en un talud. Asimismo, se describió una metodología para estimar la PDF y los métodos disponibles para estimar la probabilidad de falla. De forma breve, se expusieron algunos de los problemas que históricamente han obstaculizado la implementación práctica de este tipo de análisis. Además, este trabajo permitió demostrar que la metodología se puede aplicar a un caso práctico para obtener herramientas adicionales al momento de determinar la seguridad de un depósito de jales.

Para el ajuste de las PDF se deben de realizar dos filtros a los datos de entrada: uno por tipo y comportamiento de material, y otro para eliminar los valores atípicos de la muestra; si no se realizan de manera adecuada estos filtros se estaría tomando en cuenta un rango de valores que no es el representativo del material que se quiere modelar.

En lo que respecta al método de análisis, se comprobó la eficiencia de la simulación Monte Carlo cuando se trata del método MG. Sin embargo, para el método TG se requiere de un periodo de cómputo de mayor duración. De acuerdo con los resultados obtenidos, el método MG tiende a sobreestimar el índice de confiabilidad, pero se recomienda cuando no se dispone de tanto tiempo de análisis o si se requiere de resultados preliminares.

El objetivo de este trabajo es fomentar la introducción de una metodología probabilista en la evaluación de estabilidad de taludes como una

herramienta adicional para la toma de decisiones en el diseño y análisis de depósitos de jales. Los resultados presentados evidencian la importancia de la evaluación de la probabilidad de falla y del índice de confiabilidad, ya que depender únicamente de un FS determinista podría conducir a estimar que las condiciones del depósito de jales son aceptables; un ejemplo de esto es la condición residual presentada en este artículo, en la que contemplando únicamente el FS se podría asumir que el depósito se encuentra en el límite admisible de seguridad, pero al tomar en consideración la metodología probabilista se observa que el riesgo de falla es más alto del aceptable, lo cual puede influir en una toma de decisiones que ayuden a la mitigación de riesgos en el depósito; con lo que se inclinaría a tomar medidas como el paro temporal de operaciones, la construcción de una cuña de refuerzo, entre otras, para mejorar las condiciones de estabilidad del depósito.

Actualmente, para la evaluación de la estabilidad en los depósitos de jales, es común que el FS sea el primer criterio para la evaluación de estas estructuras; sin embargo, en los últimos años los lineamientos internacionales han migrado a una práctica integral en la que se considera a la metodología probabilista como herramienta complementaria y necesaria para análisis adicionales para la estimación del riesgo del depósito.

## REFERENCIAS

- Agam M.W., Hashim M.H.M. y Zabidi H. (2018). "Deterministic and Probabilistic Assessments of the Slope Stability of Kota Bunyih Dam, Pengkalan Hulu, Perak". *Journal of Physics: Conference Series*, 1082, 012093. <https://doi.org/10.1088/1742-6596/1082/1/012093>
- ANCOLD. (2019). Guidelines on Tailings Dams—Planning, Design, Construction, Operation and Closure. Adendum.
- Baecher G.B. y Christian J.T. (2003). *Reliability and Statistics in Geotechnical Engineering*. West Sussex: Wiley.

- Calamak M. y Yanmaz, A.M. (2014). "Probabilistic Assessment of Slope Stability for Earth-fill Dams Having Random Soil Parameters". *5th International Symposium on Hydraulic Structures*. Australia. <https://doi.org/10.14264/uql.2014.16>
- Candelaria J., Promotor J., Medina S., Ramírez L., Hernández S., y Flores O. (2022). "Aspectos relevantes para el análisis de estabilidad de un depósito de jales mediante el método de equilibrio límite". *XXXI Reunión Nacional de Ingeniería Geotécnica*. Jalisco, México.
- Cederström E. (2014). *Application of Probabilistic Methods in Slope Stability Calculations* Tesis de Maestría. Chalmers University of Technology. Suecia.
- Christian J.T., Ladd C.C. y Baecher G.B. (1994). "Reliability Applied to Slope Stability Analysis". *Journal of Geotechnical Engineering Division ASCE*. 120. 2180-2207. 10.1061/(ASCE)0733-9410(1994)120:12(2180).
- El-Ramly H., Morgenstern N.R., y Cruden, D.M. (2002). "Probabilistic slope stability analysis for practice". *Canadian Geotechnical Journal*, 39(3), 665–683. <https://doi.org/10.1139/t02-034>
- Fernández W., Villalobos S., y King R. (2018). "Probabilistic analysis of slope stability in completely decomposed granite residual soils". *Revista Ingeniería de Construcción*, 33(1), 05–14.
- Gibson W. (2011). "PROBABILISTIC METHODS FOR SLOPE ANALYSIS AND DESIGN". *SRK Consulting*.
- Hamade T. (2013). *Geotechnical Design of Tailings Dams—A Stochastic Analysis Approach* [Doctoral]. McGill University. Montreal, Canadá
- Hamade T., Mitri H., Saad B. y Pouliot S. (2011). "Stochastic analysis of tailing dams stability using numerical modelling". *2011 Pan-Am CGS Geotechnical Conference*.
- Huvaj N., y Oğuz E.A. (2018). "Probabilistic Slope Stability Analysis: A Case Study". *Sakarya University Journal of Science*, 22(5), 1458–1465. <https://doi.org/10.16984/saufenbilder.430032>
- Jefferies M., y Been K. (2016). *Soil Liquefaction: A Critical State Approach*. CRC Press.
- Jiang S-H., Li D-Q., Cao Z-J., Zhou C-B., y Phoon K-K. (2015). "Efficient System Reliability Analysis of Slope Stability in Spatially Variable Soils Using Monte Carlo Simulation". *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 141(2), 04014096. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)GT.1943-5606.0001227](https://doi.org/10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0001227)
- Low B.K. (2003). "Practical Probabilistic Slope Stability Analysis". *Proceedings, Soil and Rock America 2003, 12th Panamerican Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering and 39th U.S. Rock Mechanics Symposium*, 2, 2777–2784.
- Medina S., Hernández S., Candelaria J., Promotor A., y Flores O. (2022). "Caracterización Geotécnica de depósitos de jales". *XXXI Reunión Nacional de Ingeniería Geotécnica*. Jalisco, México.
- Qasim S., y Harahap I. (2012). "Geotechnical Uncertainties and Reliability Theory Applications". *International Journal of Engineering Research*, 1(6).
- Robbins T., y Chittoori, B.C.S. (2017). "Geotechnical Evaluations of a Tailings Dam for Use by a Molybdenum and Copper Mine Project in Southern Idaho". *Association of State Dam Officials, Inc.*
- Seo S. (2006). *A Review and Comparison of Methods for Detecting Outliers in Univariate Data Sets*. Tesis de Maestría. Universidad de Pittsburgh.
- Sitharam T.G., y Hegde A. (2017). "Probabilistic seismic slope stability analyses of rock fill tailing dams: A case study". *Proceedings of the 19th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*. Seoul
- Tukey J.W. (1977). *Exploratory data analysis*. Addison-Wesely.
- Villavicencio A.G., Breul P., Bacconnet C., Boissier D., y Espinace A.R. (2011). "Estimation of the Variability of Tailings Dams Properties in Order to Perform Probabilistic Assessment". *Geotechnical and Geological Engineering*, 29(6), 1073–1084. <https://doi.org/10.1007/s10706-011-9438-5>
- Viviescas J.C., Osorio J.P., y Cañón J.E. (2017). "Reliability-based designs procedure of earth retaining walls in geotechnical engineering". *Obras y Proyectos*, 22, 50–60. <https://doi.org/10.4067/S0718-28132017000200050>





# Estabilización mecánica en depósitos de jales por medio de geomallas

## Mechanical stabilization of tailing deposits with geogrids

Mariana STAFFORD<sup>✉1</sup> y Erick SANCHEZ<sup>1</sup>

<sup>1</sup>Tensar – División de CMC

**RESUMEN:** Los depósitos de jales representan desafíos importantes desde el punto de vista geotécnico, ya que, debido a su baja resistencia al corte, exigen altas medidas de estabilización que por los métodos convencionales pueden resultar en soluciones antieconómicas. La estabilización mecánica por medio de geomallas multiaxiales representa una solución efectiva para caminos de acceso o plataformas de equipos sobre estos depósitos, ya que no solo aumentan la capacidad de soporte sobre estos materiales, generando soluciones más seguras, sino que además disminuyen las deformaciones. Estas soluciones con geomallas tienen un mejor desempeño, son más económicas y amigables con el medio ambiente. Por otra parte, existen otras aplicaciones en proyectos como las presas de jales. Estas presas son comúnmente estabilizadas por medio de geomallas uniaxiales con el fin de optimizar su geometría, aumentando así la capacidad de estos depósitos. Diversas experiencias evidencian el beneficio de la estabilización mecánica con geomallas en depósitos de jales, las cuales se han utilizado en diversos proyectos en Latinoamérica. En cada una de estas experiencias se describen los principales mecanismos de su desempeño y los beneficios obtenidos en cada caso particular.

**ABSTRACT:** Tailings deposits represent important challenges from the geotechnical point of view, since due to their low shear strength they require high stabilization measures that by conventional methods can result in uneconomical solutions. Mechanical stabilization by means of multiaxial geogrids represents an effective solution for access roads or equipment platforms on these deposits, since they not only increase the bearing capacity on these materials generating safer solutions, but also reduce deformations. These solutions with geogrids have a better performance that are more economical, and environmentally friendly. On the other hand, there are other applications in projects such as tailings dams. These dams are commonly stabilized by means of uniaxial geogrids in order to optimize their geometry, thus increasing the capacity of these deposits. Several experiences show the benefit of mechanical stabilization with geogrids in tailing projects, which has been used in numerous projects in Latin America. In each of these experiences, the main mechanisms of their performance and the benefits obtained in each particular case are described.

✉ Autor de Correspondencia: [mstafford@tensarcorp.com](mailto:mstafford@tensarcorp.com)

## 1 INTRODUCCION

Un geosintético se define como un producto hecho de materiales poliméricos que se utilizan para resolver diferentes retos en obras civiles y muy en especial retos en la mecánica de suelos. Los geosintéticos agregan o mejoran las funciones de los materiales convencionales para hacer que la construcción sea más eficiente, rentable y confiable. Los diseños que utilizan geosintéticos deben basarse en las funciones particulares de los materiales seleccionados para cumplir con los objetivos específicos de cada obra civil en particular.

Las geomallas multiaxiales por su parte, son geosintéticos que se fabrican a partir de una lámina de polímero compuesto coextruido, que luego se perfora y orienta generando una estructura tridimensional con tres geometrías (hexagonal, trapezoidal y triangular) que permite una restricción lateral al movimiento de las partículas de agregado que se colocan sobre ella. Para que el agregado

trabaje es necesario transferir las cargas de material agregado hacia las aperturas de la geomalla generando así una capa mecánicamente estabilizada. El mecanismo de trabazón mecánica es un proceso donde las partículas granulares penetran dentro de las aperturas de la geomalla y se traban a medida que el material sobre esta es compactado. De acuerdo con estudios de los mecanismos de desempeño en estos geosintéticos, la resistencia de las juntas, la geometría de las geomallas y la rigidez de estas son los factores que más aportan en el mecanismo de restricción lateral. El material confinado por la geomalla resulta en un material granular más rígido que genera una deflexión dinámica mucho menor en las estructuras de pavimento ante la aplicación de la carga de tráfico. Esta particularidad de aumento de rigidez y retención de esta en el tiempo genera una disminución de las deformaciones a largo plazo, lo cual hace de las geomallas multiaxiales una alternativa de solución muy atractiva para proyectos con problemas de

resistencia al corte muy bajas, como son los depósitos de jales.

Las aplicaciones de estas geomallas en proyectos de jales van desde la estabilización de los depósitos para generar plataformas de construcción estables y seguras, como la estabilización de vías de acceso, pavimentos y plataformas para acceso y maniobra de equipos pesados.



Figura 1. Geomalla Multiaxial y trabazón mecánica.

## 2 METODOLOGÍA DE DISEÑO

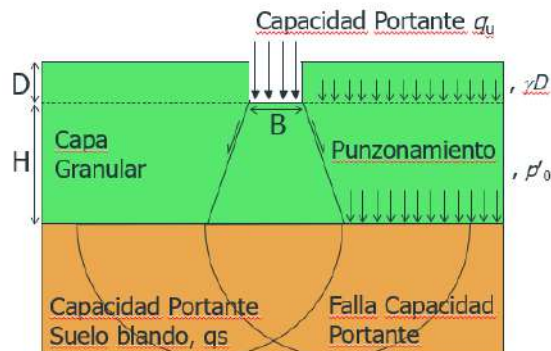
El diseño de plataformas de estabilización para suelos de capacidad portante baja como los depósitos de jales, implican el cálculo de la capacidad de carga de un sistema multicapa (la plataforma estabilizada y el suelo débil inferior) ante la aplicación de un cierto tipo de carga. Los métodos de diseño tradicionales y comúnmente utilizados son bastante empíricos, con parámetros de entrada imprecisos y pueden errar en el lado no conservador en algunas situaciones. Otros métodos propuestos tienden a involucrar múltiples gráficos de diseño y son adecuados sólo para cimientos circulares o fundaciones continuas y han sido validados sólo por un pequeño número de pruebas de modelos a pequeña escala, o se basan en numerosos gráficos derivados empíricamente que son difíciles de usar o implementar en un programa de diseño.

Lees (2020) ha propuesto una metodología muy práctica y efectiva para la evaluación de las capas mecánicamente estabilizadas cuyos parámetros de entrada se derivan directamente de las resistencias al cortante de las dos capas y los pesos unitarios sin necesidad de gráficos empíricos.

Esta metodología conocida como el valor T permite un enfoque práctico y realista que cuantifica el beneficio de una plataforma mecánicamente estabilizada a través de una mayor resistencia al corte de la capa agregada. El método se derivó de extensos estudios paramétricos de análisis de elementos finitos y se validó adicionalmente con las pruebas de modelos físicos publicadas, otros análisis FELA y los métodos de diseño existentes.

La falla de la capacidad portante de las plataformas de trabajo ocurre debido al corte por punzonamiento a través de la capa agregada (como se ilustra en la

Figura 2), a menos que la capa granular exceda el espesor crítico en el que la falla por cizallamiento ocurra completamente dentro de la capa superior.



$$q_u/q_s = (1 + T \cdot H/B) \leq q_g/q_s, \quad \text{Zapata Continua} \quad (1)$$

$$q_u/q_s = (1 + T \cdot H/B)^2 \leq q_g/q_s, \quad \text{Zapata Cuadrada/Circular} \quad (2)$$

Figura 2. Geometría, terminología de variables del método y ecuaciones del Valor T.

Como se puede observar en las anteriores ecuaciones, la metodología de Lees (2020) recomendada para la evaluación de los espesores de las capas mecánicamente estabilizadas (H) consiste en la derivación de una relación no dimensional entre la relación de capacidad portante de la capa granular estabilizada o no estabilizada con respecto a la subrasante ( $q_u/q_s$ ) y la eficiencia de transferencia de carga de la capa granular estabilizada o no estabilizada expresada como un valor T adimensional.

El valor de la eficiencia de transferencia (T), depende de las resistencias al cizallamiento de las dos capas y se deriva de una serie de estudios paramétricos, pruebas a escala real y análisis numéricos. La envolvente de falla no estabilizada (ver Figura 3) se puede obtener directamente a partir de pruebas de resistencia al corte en el material granular sin geomalla y la envolvente de falla máxima y su incremento en resistencia determinada a partir del análisis posterior de las pruebas de resistencia al corte con una o más capas de geomalla.

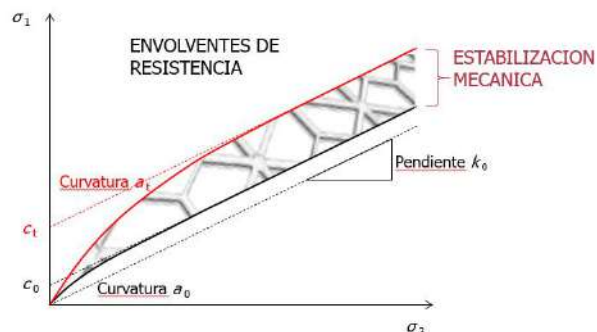


Figura 3. Incremento de resistencia de la capa mecánicamente estabilizada vs sin estabilizar. Lees, (2020)

### 3 CASOS DE ESTUDIO

#### 3.1 Presa de jales zacatecas, México.

En este proyecto se ha evaluado la forma más adecuada para llevar a cabo canchas de prueba con elementos estructurales de estabilización de suelos como son las geomallas multiaxiales, utilizados típicamente en estructuras viales para optimizar o mejorar las condiciones de construcción sobre jales. La evaluación consistió en la ejecución de rellenos denominados zampeado, que forma la zona de fundación de los espaldones aguas arriba de los crecimientos de los bordos perimetrales del depósito de jales.

Como parte del proceso constructivo para ejecutar los recrecimientos por eje central de los bordos, se requería conformar, hacia el vaso sobre los jales frescos, una superficie estable y competente. Esta superficie estable es la que permitiría el paso de maquinaria y la colocación por capas controladas del cuerpo resistente del bordo. Para la conformación de esta estructura estable se consideró la estabilización mecánica por medio de geomallas multiaxiales, como se aprecia en la Figura 4.

Para analizar la factibilidad del uso de la estabilización mecánica con geomallas con el fin de mitigar los posibles problemas de inestabilidad y riesgo durante la construcción y adicionalmente disminuyendo los volúmenes del zampeado, se llevó a cabo la construcción de una cancha de prueba con dicho geosintético y se comparó con un tramo donde se utilizó el método de construcción convencional de zampeado.



Figura 4. Sección mecánicamente estabilizada con geomalla multiaxial.

El objetivo principal de la prueba era implementar un punto de comparación respecto al proceso constructivo actual vs estabilización con geomalla. A partir de la información obtenida durante ambos terraplenes, se podrían registrar datos acerca de las

ventajas y desventajas del uso de la estabilización mecánica.

Para lo anterior, se consideraron al menos dos canchas de prueba para poder comparar diferentes parámetros, tales como el volumen de material utilizado para alcanzar una cota determinada, asentamientos generados y el tiempo de construcción, al utilizar un refuerzo de geomalla versus no utilizarlo. La conformación de la superficie estable por el método convencional se llevó a cabo mediante volteo de material con sobre tamaño y distribución con bulldozer sin controles de compactación, sólo densificado por el tráfico de los vehículos. Esta actividad es lo cual se tienen como denominado como Zampeado.

Las condiciones de estabilidad generalmente se lograban cuando el material de aporte se introducía en el jal aproximadamente 2,5 m de espesor, y por sobre el nivel de jales del orden de 1,0 m. Igualmente, las dimensiones de cada cancha de prueba utilizadas fueron de 12 m de ancho (en contacto con el bordo), y 14m extendiéndose hacia el interior de la celda.

La sección estabilizada de prueba que se muestra en la Figura 5, se diseñó de acuerdo con la teoría de Lees (2020) teniendo en cuenta los siguientes parámetros:

- CBR subrasante= 0.4% (Condición no saturada de los relaves).
- CBR agregado =80% (Material bien gradado con finos % de finos menor al 10%)
- Tráfico: Camión AASHTO HS-20-44
- No. Pases: 200



Figura 5. Sección mecánicamente estabilizada con geomalla multiaxial.

Los resultados de las pruebas efectivamente mostraron los beneficios del uso de la estabilización mecánica al generar una superficie estable, con menor riesgo para la construcción, y un ahorro de al menos 45% en los materiales granulares y tiempo de construcción. En la Tabla 1 y Figura 6, se resumen los beneficios de la estabilización mecánica vs sin estabilizar.



Tabla 1. Resumen de beneficios de cancha de prueba mecánicamente estabilizada vs sin estabilizar

Item	Zampeado convencional	Zampeado con Geomalla
Superficie estable para el tránsito de personas en primeras capas de rellenos	No	Si
Razón de consumo de material (m <sup>3</sup> /m <sup>2</sup> )	10.04	4.52
Volumen de material requerido (m <sup>3</sup> )	25,516	11,941
Rendimiento de colocación de rellenos (m <sup>3</sup> /día)	1200	1200
Tiempo de colocación de rellenos (días)	22.1	9.95

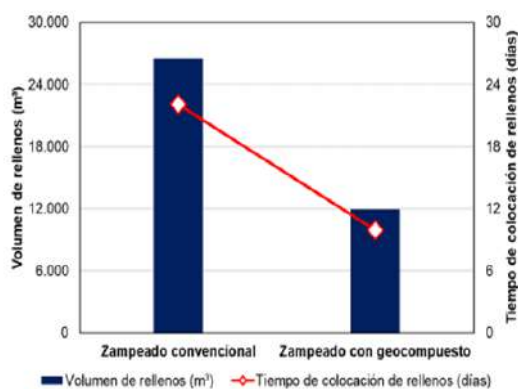


Figura 6. Relación de volúmenes de rellenos y tiempo de colocación para ambas pruebas.



Figura 7. Sección mecánicamente estabilizada con geomalla multiaxial.

### 3.2 Mina Gerais, Brasil

Esta otra experiencia consiste en la estabilización mecánica de un depósito minero con resistencia al corte baja donde como sistema de estabilización se optó por una capa estabilizada con geomalla multiaxial en la cual se realizó una prueba a gran escala para monitorear el comportamiento de una sección del proyecto con el fin de que se garantizara la circulación de los camiones de acarreo (Komatsu

830E-AC) que iban a circular en el área, de una forma segura. Estos camiones generalmente transportan cargas superiores a 400 toneladas cuando están cargados, y pueden llegar a transportar más de 240 toneladas de mineral de hierro por viaje y pueden alcanzar un máximo de 274 toneladas. La frecuencia media de circulación oscilaba entre 650 y 800 viajes diarios, vacíos y cargados. La prueba tuvo como objetivo resolver los problemas de la vía de acceso, especialmente durante la temporada de lluvias, donde las rutas de tráfico se deterioran más fácilmente, lo que resulta en grandes deformaciones y superficies irregulares y resbaladizas, lo que resulta en una reducción en la velocidad promedio de los camiones y pérdida de producción debido a la reducción de los desplazamientos por día.

La sección del proyecto constaba de una sección con diferentes capas de granulares con un espesor total de 2.7m, mientras que la sección estabilizada con geosintéticos fue de aproximadamente 1.2m. Por otra parte, la sección de prueba comprendía un largo de 70m por 20m de ancho, una pendiente longitudinal entre el 8 y el 10% y 3 capas de suelo local (estéril) de 0.40m de espesor reforzadas por 3 capas de geomallas multiaxiales de polipropileno. La sección reforzada se sometió a varias pruebas de desempeño, incluyendo maniobras de giro y frenado, antes y después de fuertes lluvias, utilizando para ello camiones propios de la mina. Estas pruebas demostraron el mejor desempeño de la sección reforzada frente a la sección de control y permitieron lograr el objetivo de la prueba, que era mantener la capacidad de tráfico de los camiones de acarreo de la mejor manera posible durante la temporada de lluvias.

Una estimación por parte de la Gerencia Geotécnica de la mina permitió definir la resistencia del suelo de cimentación en 12 golpes de acuerdo con la prueba SPT. Por lo tanto, utilizando correlaciones bibliográficas, se definió un valor de 2,30% como el CBR de los materiales del depósito minero. Una de las condiciones para garantizar el éxito del proyecto fue poder utilizar el material disponible en la mina, por lo que se seleccionó un estéril clasificado como lodo arenoso para la construcción de la vía, con un valor de CBR de aproximadamente del 30%.

Después de definir los parámetros de diseño como el CBR del terreno natural, el CBR para conformar la capa mecánicamente estabilizada y el tráfico de diseño, se utilizó el software SPECTRA PAVE 4.0, calibrado para aplicar la metodología de diseño de vías sin pavimentar de Giroud-Han (2004), con el fin de determinar el espesor mínimo de la plataforma estabilizada.

Luego, sobre la plataforma de estabilización y utilizando el número de pases del vehículo de diseño (Komatsu 830E-AC), se diseñó la estructura de pavimento reforzado utilizando el programa de diseño de pavimentos PCASE "Pavement Transportation Computer Assisted Structural Engineering",

desarrollado por el Cuerpo de Ingenieros de los Estados Unidos y calibrado para el uso y aplicación de los manuales de Criterios Unificados de Instalaciones (UFC).

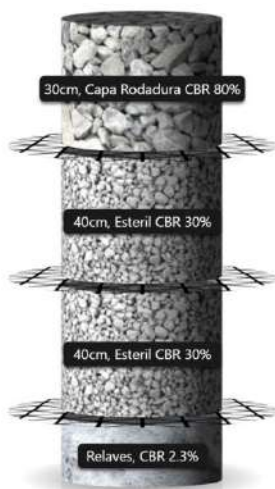


Figura 8. Sección Estabilizada con 3 capas de Geomalla Multiaxial

La sección estabilizada para la prueba, según la Figura 8, representaba un 44% más delgada que la sección sin estabilizar considerada inicialmente en el proyecto. Una vez terminadas las pruebas de campo en ambas secciones, se pudo determinar lo siguiente:

1. El uso de geomallas multidireccionales de polipropileno permitió construir caminos para camiones de acarreo estables, con un excelente desempeño antes y después de períodos de fuertes lluvias. También permitió reducir los espesores convencionales del pavimento utilizado hasta ese momento.

2. El mejoramiento de la subrasante (depósitos de jales) con geomallas rígidas multidireccionales permitió crear una plataforma estable, eliminando el uso de grandes bloques de rocas, las mismas que al depositarse o hundirse en presencia de agua, generaban deformaciones en la vía, afectando su operación y reduciendo la velocidad, afectando así el número de viajes de los camiones de acarreo.

3. La reducción en la huella superficial de la rueda, medida directamente en el campo, comparando la sección de prueba con la sección de control, fue aproximadamente un 40% menor.

4. Después de 1 año de operación, el tramo en el que se aplicó la solución se mantenía con un excelente desempeño, soportando un flujo de vehículos KOMATSU 830E-AC de más de 650 viajes diarios, impactando también positivamente en la disminución de la demanda de mantenimiento vial.

A continuación, se muestran algunos aspectos del proceso constructivo de las capas mecánicamente

estabilizadas consideradas en el proyecto. En la Figura 9 se puede observar el proceso de colocación de los materiales de capa de rodadura sobre la geomalla, lo cual conforma la capa mecánicamente estabilizada superior de la estructura. Por otra parte, en la Figura 10 se muestra la colocación del material de esteril sobre la geomalla.



Figura 9. Colocación de capa de rodadura sobre la geomalla.



Figura 10. Colocación de material esteril sobre la geomalla.

### 3.3 Presa Cajamarquilla, Perú

Este tercer caso de estudio está comprendido por la estabilización de una presa de jales en donde el objetivo principal no era la estabilización del suelo de fundación como en los dos casos anteriores sino la estabilización de los taludes de la presa misma con el fin de optimizar su geometría aumentando así la capacidad de estos depósitos y asegurándose de que se cumplieran con los requisitos de estabilidad. Este tipo de estabilización requirió el uso de geomallas estructurales Uniaxiales.

En la Tabla a continuación se puede ver un resumen de las principales propiedades geotécnicas de los materiales que conformaron la presa.



Tabla 2. Presa Cajamarquilla- Propiedades Geotécnicas de los Materiales.

Material	$\gamma(t/m^2)$	Resistencia al Corte			
		Drenada		No Drenada	
		$c' (t/m^2)$	$\phi'(^{\circ})$	$c_u (t/m^2)$	$\phi_u(^{\circ})$
Jales	1.5	0.5	20	1.0	0.0
Préstamo Tipo 1	2.1	0.0	45	6.0	36.5
Préstamo Tipo 2	2.2	0.0	46	4.5	37.4
Filtro	1.8	0.0	34	0.0	34
Fundación (Coluvial)	2.0	0.0	34	4.1	23.6
Fundación (Aluvial)	2.4	0.0	45	0.0	45
Fundación (Roca)	2.4	100	45	100.0	45
Lleno roca	2.4	70	45	70.0	45
Muro Concreto	2.4	100	45	100	45

Esta presa se tenía proyectada sobre una terraza fluvio – aluvial, con una topografía muy accidentada, mientras que las condiciones geológicas presentan depósitos coluviales, aluviales y fluviales.

Dichas condiciones determinaron que el diseño de la presa y las estructuras hidráulicas tuvieran condiciones singulares. Adicionalmente a las dificultades propias de topografía y geología, la legislación minera del momento establecía que las estructuras deberían ser diseñadas con periodos de retorno de 500 años para el caso de la sismicidad y de la hidrología. La condición anterior unida al reducido espacio, que presentaba el área del depósito de jales No. 7, hizo que el diseño necesitara la implementación de geomallas estructurales, que permitieron el incremento de la inclinación del talud de la presa de una forma segura.

La presa de tierra para el almacenaje de jales fue diseñada como de tipo homogéneo reforzada con geomallas, debido a que aguas abajo tenía una pendiente pronunciada, considerando que los depósitos de jales son adyacentes al río. Las características geométricas generales de la presa eran las siguientes:

Cresta	: 4,00 m
Altura	: 37 m
Pendiente aguas arriba	: 1H: 1V
Pendiente aguas abajo	: 1H:1V – 1.2H:1V
Longitud de cresta:	252 m
Cimentación	: Terraza Aluvial

Las diferentes condiciones de estabilidad de la presa se evaluaron teniendo en cuenta los parámetros geotécnicos anteriormente enunciados en la Tabla 2 para cada uno de los materiales, y las condiciones geométricas descritas anteriormente. Los análisis consistieron en evaluaciones de equilibrio límite tanto para la condición estática como

la sísmica. Para las secciones reforzadas se utilizó las guías de diseño de la FHWA “Mechanically Stabilized Earth Walls and Reinforced Soil Slopes Design & Construction Guidelines, March 2001” y los criterios incluidos en el manual de diseño de Koerner R.M., “Designing with Geosynthetics”.

Como paso inicial, se realizó un análisis de estabilidad para la condición sin refuerzo, donde el resultado determinó que el factor de seguridad era de 1,32 el cual era muy inferior al requisito especificado para la condición estática de 1.5. En consecuencia, la presa del terraplén era inestable. En las Figuras 11, 12 y 13 se pueden apreciar estos resultados de los análisis de estabilidad.

Los siguientes resultados de la presa con refuerzo uniaxial muestran factores de seguridad por encima de los mínimos requeridos para la condición de estabilidad estática y sísmica.

De acuerdo con lo anterior, el uso de geomallas uniaxiales, permitió la construcción del terraplén de la presa con una geometría optimizada que incluía pendientes inclinadas que varían de 1.0H:1V a 1.2H:1V

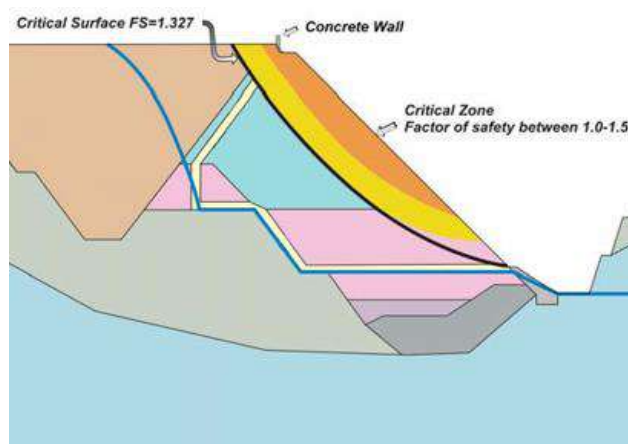


Figura 11. Análisis estático de la presa sin refuerzo  $FS = 1.32 < FS$  requerido

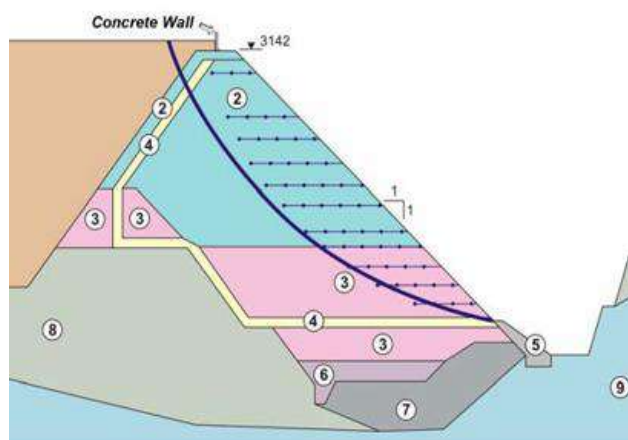


Figura 12. Análisis estático de la presa con refuerzo  $FS = 1.53 > FS$  requerido

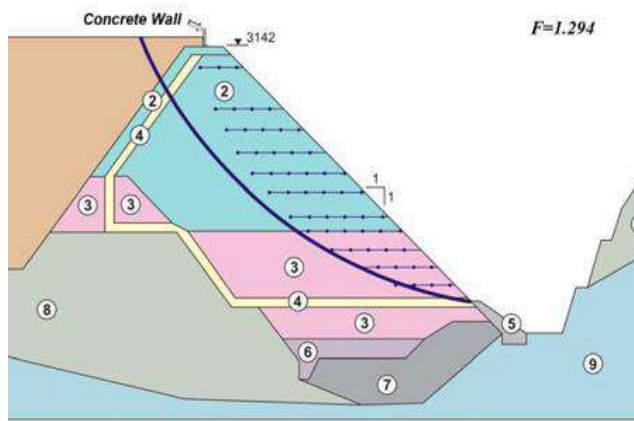


Figura 13. Análisis sísmico de la presa con refuerzo  
 $FS = 1.29 > FS$  requerido

#### 4 CONCLUSIONES

El uso de geomallas representa soluciones económicas y confiables para la solución de los retos geotécnicos que generalmente se presentan durante la construcción en proyectos de Jales.

Las geomallas multiaxiales pueden ser utilizadas en diferentes aplicaciones en estos proyectos, generando soluciones estables y seguras de plataformas de construcción, estabilización de vías de acceso, pavimentos y plataformas para equipos pesados.

Los principales beneficios que presentan el uso de un sistema de capa mecánicamente estabilizada con geomalla multiaxial se traducen en ahorros de costos de agregado, aumentos de la capacidad portante, disminución de ahuellamientos y/o deformaciones, reducción de tiempos de construcción anudados a una importante reducción en el impacto ambiental y en el riesgo constructivo de proyectos de este tipo.

La metodología del Valor T constituye una herramienta muy útil, precisa y confiable para la evaluación y diseño de capas mecánicamente estabilizadas con geomalla multiaxiales.

Las geomallas uniaxiales generan beneficios altos en la estabilización de presas de Jales ya que ayudan a ahorrar en materiales de lleno permitiendo el uso de ángulos de inclinación mucho mayores en comparación con los ángulos convencionales que se usan en soluciones sin estabilización. En adición, el uso de refuerzo genera un impacto positivo en el aumento de volumen/capacidad de presas de jales garantizando estructuras más seguras desde el punto de vista estático como sísmico.

#### REFERENCIAS

Lees A. (2020). "The bearing capacity of a granular layer on clay subgrade", *Proceedings of the*

- Institution of Civil Engineers-Geotechnical Engineering* 173(1):13-20,  
<https://doi.org/10.1680/jgeen.18.00116>.
- Lees A. y Ali A. (2023). "The bearing capacity of a strong granular layer on weaker sand", *Proceedings of the Institution of Civil Engineers-Geotechnical Engineering*.  
<https://doi.org/10.1680/jgeen.22.00094>.
- SpectraPave 4 Software Version 4.7 (2019), Tensar International Corporation.
- GIROUD J.P. y HAN J. (2004). Design Method for Geogrid-Reinforced Unpaved Roads". Part I. Development of Design Method. *Technical Paper ASCE*.
- GIROUD J.P. y HAN J. (2004). Design Method for Geogrid-Reinforced Unpaved Roads". Part II. Development of Design Method. *Technical Paper ASCE*.
- FHWA (2001) "Mechanically Stabilized Earth Walls and Reinforced Soil Slopes Design & Construction Guidelines.
- Koerner R.M. (2012) "Designing with Geosynthetics", 6th Edition, Published by Xlibris.



# Estimación de los esfuerzos de preconsolidación ( $\sigma'_p$ ) con CPTu y su aplicabilidad en el análisis de estabilidad de un depósito de jales mediante el criterio SHANSEP.

Estimation of preconsolidation stress ( $\sigma'_p$ ) with CPTu and its applicability in stability analysis of tailings dam using the SHANSEP criteria.

Sergio MEDINA <sup>1</sup>✉, Jonatan CANDELARIA <sup>1</sup>, Sergio HERNÁNDEZ <sup>1</sup>, Luis RAMÍREZ <sup>1</sup>, José PROMOTOR <sup>1</sup>, Osvaldo FLORES <sup>2</sup>

<sup>1</sup>Flopac Geotecnia S.A. de C.V., Ciudad de México, México

<sup>2</sup>Instituto de Ingeniería de la Universidad Autónoma de México, Ciudad de México, México

**RESUMEN:** En la actualidad, la evaluación de estabilidad de los depósitos de jales en diferentes partes del mundo continúa desarrollándose con métodos analíticos convencionales como equilibrio límite (MEL), esto derivado de las guías internacionales, las cuales establecen la necesidad de cumplir con un factor de seguridad (FS) como parte del diseño de dichas estructuras. A través de este tipo de métodos es necesario integrar algunos criterios de diseño y teorías que permitan considerar cualquier cambio en los parámetros de resistencia debido a una variación en la rigidez, como consecuencia de un proceso de consolidación o densificación por peso propio de los jales. Sumado a lo anterior, debido a que estas estructuras se encuentran en una fase operativa en gran parte de su ciclo de vida, es difícil evaluar un comportamiento mecánico, derivado de la forma en que se distribuyen los jales y a los cambios constantes en el estado de esfuerzos asociados al recrecimiento de estos depósitos. En este artículo se presenta una alternativa metodológica para estimar los parámetros de resistencia empleando el CPTu, considerando la historia de esfuerzos de los materiales ( $\sigma'_p$ ) y su respuesta al corte no drenada ( $S_{u\ peak/\sigma'_{vo}}$ ), para posteriormente evaluar la estabilidad de un depósito aguas arriba mediante equilibrio límite, tomando como base los criterios desarrollados con la teoría de SHANSEP, con el objetivo de contar con una metodología adicional para la obtención del FS.

**ABSTRACT:** Actually, the evaluation of stability in tailings dams around of the different countries in the world continues developing with analytical methods as limit equilibrium (LEM), accordance to international guidelines, where establishing as a requirement for the design of these structures an adequate factor of safety (FoS). Through these methods is necessary something design criteria and theories that considering any change in the strength parameters, due to the variation in the stiffness, as consequence of consolidation or densification process by self-weight of the tailings. Commonly these structures are in phase operative for a long its life cycle, being more difficult evaluate a mechanical behavior as consequence of the distribution of tailings and also due to constant changes in the state of stress associate to elevation of these dam since its start. In this article are present a methodology alternative using the CPTu for estimate the shear strength parameters, considering the stress history of the materials ( $\sigma'_p$ ) and its undrained shear response ( $S_{u\ peak/\sigma'_{vo}}$ ), to then evaluate the stability of the upstream tailings dam with limit equilibrium, taking the criteria development in the SHANSEP theory, with the objective of applicate an additional methodology for obtain a FoS.

✉ *Autor de Correspondencia:* [smedina.flopac@gmail.com](mailto:smedina.flopac@gmail.com)

## 1 INTRODUCCIÓN

Dentro de la industria minera se han adoptado diferentes alternativas constructivas para el almacenamiento de residuos mineros (jales o relaves), empleando métodos de descarga que involucran desde jales convencionales (lodos), jales en pasta y jales filtrados; sin embargo, actualmente en México el método constructivo aguas arriba y el transporte de jales convencionales mediante espigas o ciclones continúa siendo el más usado, por su bajo costo y fácil construcción.

Este sistema ha sido prohibido en diversas partes del mundo, derivado de las catástrofes asociadas con este procedimiento constructivo, ya que por sus particularidades son estructuras altamente vulnerables al fenómeno de licuación, sumado a la dificultad para caracterizar los jales almacenados dentro del vaso y los detonantes de licuación, pese a los avances logrados a la fecha.

Como resultado de los problemas anteriores y el reto que representa el diseño de este tipo de estructuras, es importante tomar en cuenta los criterios de diseño adecuados para evaluar la

estabilidad de las mismas, junto a la necesidad de sumar alternativas con otros enfoques que permitan ampliar el conocimiento sobre el estado de los depósitos.

Dentro de las opciones complementarias para evaluar la estabilidad de depósitos de jal se puede adoptar la metodología de SHANSEP propuesta por Ladd y Foott (1974), aplicada principalmente en depósitos aguas arriba, donde se presentan en gran medida jales más finos, los cuales por sus características granulométricas y comportamiento son incapaces de disipar los excesos de presión de poro desarrollados durante el crecimiento del depósito, sumado a las condiciones de la operación y la alta saturación de los jales a diferentes profundidades, que propician una respuesta al corte no drenada de los jales y retardan el proceso de consolidación de los mismos.

Para aplicar de manera apropiada la metodología de SHANSEP, es necesario contar con un gran número de pruebas de laboratorio, considerando una cantidad suficiente de ensayos de consolidación y ensayos de corte a diferentes grados de consolidación (OCR), de tal manera que sea posible representar la respuesta al corte de los jales de forma adecuada. Del mismo modo, otra alternativa para aplicar esta metodología, es mediante el uso de la veleta de corte, la cual por sus características requiere una adecuada ejecución para determinar la respuesta al corte de los jales y su estado de esfuerzos, adicional a la necesidad de realizar un número importante de ensayos dentro del depósito.

Tomando en cuenta lo descrito anteriormente, sumado a las dificultades para la ejecución de ensayos de laboratorio y otro tipo de ensayos *in situ*, como la veleta de corte, con el objetivo de obtener resultados de manera rápida y soportados, en el presente trabajo se exhibe una metodología fundamentada en la teoría de SHANSEP, mediante el ensayo de piezocono (CPTu), la cual permite asociar un valor de la resistencia al corte no drenada ( $S_u$ ) de los materiales, en función a la historia de esfuerzos del sitio ( $\sigma'_p$ ), misma que puede ser introducida posteriormente dentro del método de equilibrio límite (MEL), para evaluar la estabilidad de un depósito de jales. Es importante señalar que este procedimiento no suple o evita la ejecución de pruebas de laboratorio y otros ensayos *in situ*, ya que son indispensables para complementar la caracterización de los materiales y del sitio.

A continuación, se describen las bases teóricas de este trabajo, así como un caso aplicado en dos secciones aguas arriba, considerando ensayos de exploración geotécnica y laboratorio, con el objetivo de obtener un factor de seguridad (FS), sumando los efectos del proceso de consolidación durante la construcción del depósito a la resistencia al corte no drenada.

## 2 ESTABILIDAD DURANTE LA CONSTRUCCIÓN

En la actualidad, las guías de diseño internacionales en depósitos de jales demandan la evaluación de la estabilidad, teniendo en cuenta tres escenarios respecto a las condiciones de drenaje que existen y son consideradas críticas durante la construcción o una falla potencial (Ladd, 1991), dos de las principales condiciones se enlistan a continuación:

- a) Condición no drenada (corto plazo o durante la construcción),
- b) Condición drenada (largo plazo o fuera de operación), y

Dentro de los requerimientos de diseño es imprescindible evaluar todas las condiciones, con el objetivo de identificar el escenario más crítico respecto a la estabilidad del depósito; sin embargo, en la ingeniería práctica aún existen diversos proyectos donde se excluyen las evaluaciones bajo condiciones no drenadas, causando una sobreestimación de la condición de estabilidad en los depósitos, exhibiendo valores del FS superiores a los mínimos recomendados.

Con respecto a la evaluación de la estabilidad de depósitos de jales, desde hace tiempo, diversos autores, como Carrier (1991), Ladd *et al.* (1991) y Vick (1992), han resaltado la importancia de priorizar la aplicación de un análisis con resistencia no drenada (USA), cuando se trata de un depósito de jales construido por etapas, especialmente si se trata de un método aguas arriba, el cual es altamente vulnerable a una falla de flujo por licuación, debido a que las condiciones más críticas de estabilidad se presentan durante su construcción, exhibiendo una reducción significativa del factor de seguridad.

Este trabajo toma como base principal la condición no drenada del depósito, asociando el proceso de consolidación a la tasa de crecimiento, para controlar la carga sobre los jales y no superar la resistencia última de los mismos.

## 3 MODELO SHANSEP

La teoría de SHANSEP (del inglés *Stress History and Normalized Soil Engineering Properties*) fue desarrollada por el *Massachusetts Institute of Technology* (MIT) (Ladd y Foott, 1974), con el objetivo de evaluar la resistencia al corte no drenada en arcillas blandas, restando los efectos de la perturbación en muestras intactas, la anisotropía y la tasa de deformación en la respuesta al corte. Los efectos de la alteración en muestras que describieron Ladd y Foott (1974) se pueden apreciar en la Figura 1, donde idealizaron los cambios en la relación de vacíos versus el esfuerzo vertical efectivo. En el esquema se puede observar que la sobreconsolidación de una muestra causa una reducción en los esfuerzos efectivos y una expansión del material, siguiendo la línea "a". Posteriormente,



consolidando dicha muestra seguirá la línea "b" hasta quedar ligeramente por debajo de la línea de compresión del tramo virgen. Por otro lado, es común que las muestras durante su extracción sufran una disminución en los esfuerzos efectivos y aunque no exista un cambio de volumen en la muestra por la pérdida significativa del contenido de agua, en lugar de considerar que la muestra se encuentre en el punto 1, la consolidación de la muestra iniciara en el punto 2, similar a la respuesta de un material sobreconsolidado, alcanzando la misma línea de compresión virgen

Dicho lo anterior, el método consiste en la evaluación de la historia de esfuerzos del sitio mediante la determinación de los esfuerzos de preconsolidación ( $\sigma'_p$ ), los cuales permiten la estimación de la relación de sobreconsolidación (OCR) dentro del depósito y posteriormente permiten normalizar las propiedades de resistencia ( $S_u/\sigma'_{vo}$ ) que son requeridas para el diseño y la evaluación de estabilidad de la estructura (Figura 2) (Ladd y Foott, 1974; Ladd, 1991).

A pesar de ser una metodología originalmente desarrollada para aplicarse en arcillas, lo descrito por Ladd (1991) y la experiencia en las más recientes fallas en depósitos de jales, sustentan la necesidad de aplicar un enfoque no drenado con esta teoría, para cualquier estructura de almacenamiento de residuos mineros, principalmente para depósitos construidos con el método aguas arriba con diseños y condiciones operativas que se apartan de los requerimientos normativos (Vick, 1992), ya que es común que el sistema constructivo aguas arriba este expuesto a limitaciones de espacio para el manejo de agua y descarga de jal conforme aumenta su altura, propiciando la mala segregación de los materiales, grados de saturación superiores al 80 % y excesos de presión de poro muy altos dentro del vaso, debido a una tasa alta de crecimiento que impiden un adecuado drenaje y la consolidación de los jales.

#### 4 ESFUERZOS DE PRECONSOLIDACIÓN

En la mecánica de suelos clásica el esfuerzo o carga de preconsolidación ( $\sigma'_p$ ) representa la presión máxima que ha soportado un estrato de suelo en su historia geológica, dicho esfuerzo permite la distinción entre un estado normalmente consolidado (NC) o sobreconsolidado (OC) del suelo, así como también facilita la diferenciación de las presiones de poro generadas durante el corte ( $\Delta u+$  o  $\Delta u-$ ) y sus características de deformación volumétrica en un comportamiento contractivo-dilatante (Mayne, 2017).

Un aspecto relevante que resulta de la determinación de los perfiles de  $\sigma'_p$  a lo largo de toda la profundidad de un medio, es que ayuda a identificar e interpretar algunos mecanismos como la desecación, saturación-desaturación, cementación, enlace químico, etc., que favorecen o limitan la

consolidación de los materiales e influyen directamente en la respuesta al corte de los suelos.

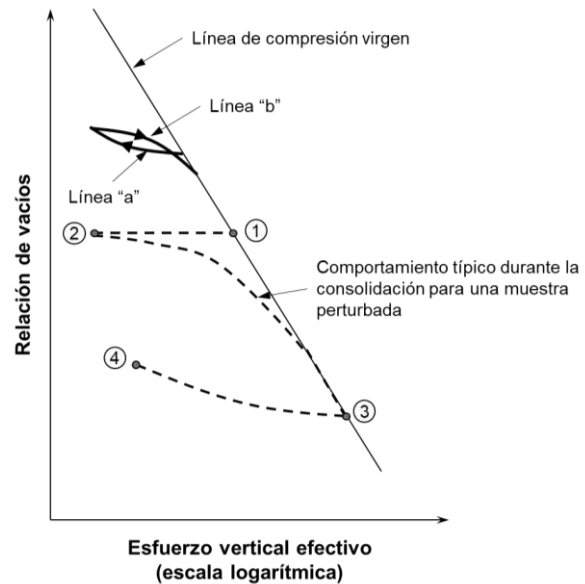


Figura 1. Gráfico idealizado que muestra efectos de la alteración de muestras (Modificado Ladd y Foott, 1974).

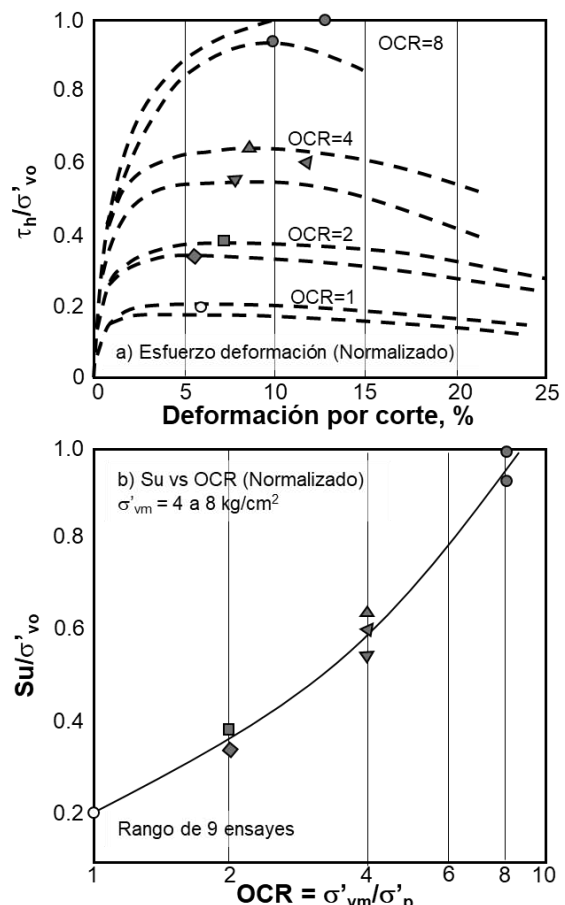


Figura 2. Resultados de corte directo para arcilla azul de Boston (Modificado Ladd y Foott, 1974).

En la práctica es común que  $\sigma'_p$  sea determinado a través de las curvas de compresibilidad obtenidas de ensayos de consolidación unidimensional en laboratorio, aplicando criterios gráficos y analíticos que fueron desarrollados por algunos autores como Casagrande (1936), Janbu (1969), Becker *et al.* (1987) y Onitsuka *et al.* (1995); sin embargo, las limitaciones para la extracción de muestras inalteradas y la demora para la ejecución de un número considerable de ensayos de laboratorio, condujeron a implementar otras alternativas para estimar  $\sigma'_p$ , como la metodología propuesta por Mayne (2017), la cual hace uso del CPTu a través de una correlación empírica, fundamentada en la teoría de la expansión de cavidades y la mecánica de suelos del estado crítico (CSSM). Dicha metodología permite evaluar  $\sigma'_p$  dentro de una formación natural heterogénea compuesta por arenas, limos, arcillas y geomateriales mixtos. La Ecuación 1, propuesta por Mayne (2017) asocia el valor de  $\sigma'_p$  con la resistencia de punta corregida ( $q_t$ ) obtenida de la prueba de CPTu, la cual sólo es válida para el Sistema Internacional de Unidades (kPa).

$$\sigma'_p = 0.33(q_t - \sigma_{vo})^{m'} \quad (1)$$

donde:  $\sigma_{vo}$  = esfuerzo vertical total y  $m'$  = exponente del límite de fluencia, el cual incrementa con el contenido de finos y disminuye con el tamaño de grano medio. Dicho exponente puede estimarse con la Ecuación 2, desarrollada por Mayne (2017), para trazar un perfil continuo del valor de  $m'$ , tanto en medios homogéneos como en depósitos heterogéneos fuertemente estratificados, utilizando el índice de comportamiento normalizado de los materiales ( $I_c$  SB<sub>TI</sub>) estimado con el CPTu.

$$m' = 1 - \frac{0.28}{1 + \left(\frac{I_c}{2.65}\right)^{25}} \quad (2)$$

Es importante resaltar que debido a que los valores de  $\sigma'_p$  son estimados de forma indirecta con el CPTu, es imprescindible comparar dichos resultados con valores de  $\sigma'_p$  obtenidos a través de ensayos de consolidación unidimensional en laboratorio u otro ensayo *in situ*, ya que de esta manera es posible verificar y dar soporte a los datos estimados con las ecuaciones de Mayne (2017).

## 5 ESTIMACIÓN DE LA RELACIÓN DE RESISTENCIA NO DRENADA

Con respecto a la resistencia al corte de los materiales, debido a que los depósitos de jales son estructuras susceptibles a una respuesta no drenada, es necesario estimar dicho valor ( $S_u/\sigma'_{vo}$ ), tal y como se describió previamente. Para ello se aplicó la Ecuación 3 de la metodología de SHANSEP (Ladd y Foott, 1974; Ladd, 1991), la cual asocia la relación de

resistencia no drenada con los valores obtenidos de  $\sigma'_p$  del sitio.

$$S_u/\sigma'_{vo} = S(OCR)^m \quad (3)$$

donde: S = relación de resistencia no drenada pico del suelo en condición normalmente consolidada ( $S_u/\sigma'_{vo}$ )<sub>NC</sub>, OCR = grado de sobreconsolidación ( $\sigma'_p/\sigma'_{vo}$ ) y m = coeficiente empírico del material.

Considerando la falta de ensayos de laboratorio que permitan la determinación de las variables "S" y "m", es necesario tomar en cuenta un par de consideraciones de diseño establecidas por Jamiolkowski *et al.* (1985), con el objetivo de aplicar la Ecuación 3 con datos obtenidos a través del CPTu. Dichas recomendaciones indican que cuando el proyecto no permita o cuente con tiempo insuficiente para la ejecución de ensayos de corte directo (DSS), triaxiales a compresión (TC) y triaxiales a extensión (TE), la estimación del  $S_u/\sigma'_{vo}$  para evaluar la estabilidad de una estructura durante la fase constructiva, puede ser determinada de forma adecuada con resultados de odómetro, calculando el OCR y posteriormente aplicando la Ecuación 4 que se muestra a continuación, la cual deriva de la Ecuación 3, con la asignación de valores para las constantes "S" y "m", respectivamente.

$$S_u/\sigma'_{vo} = (0.23 \pm 0.04)(OCR)^{0.8} \quad (4)$$

De la formulación anterior, Jamiolkowski *et al.* (1985) describió que como resultado de la evidencia experimental de diversos proyectos donde se encontraron arcillas inorgánicas con OCR bajo y plasticidad baja a moderada, el valor apropiado de ( $S_u/\sigma'_{vo}$ )<sub>NC</sub> se limita a una estrecha banda, asumiendo que este valor puede caer dentro de  $0.23 \pm 0.04$ . Para este trabajo, que evalúa residuos mineros, se asume este mismo intervalo, ya que comprende valores típicos de la resistencia no drenada en jales normalmente consolidados, de acuerdo con diversos estudios realizados por otros autores como Martin (2000), Olson y Stark (2003), Jefferies y Been (2016), Chen y Olson (2021) a través del CPTu y laboratorio; y Williams (2016) por medio de la veleta de campo.

El rango de valores obtenidos para la relación de resistencia no drenada pico ( $S_u/\sigma'_{vo}$ ) por medio de la teoría de SHANSEP y el CPTu en los jales, debe considerarse de forma conservadora, debido a que esta propiedad depende de otras variables que no son analizadas dentro de esta metodología; por lo tanto, se recomienda la ejecución de algunos ensayos de veleta de corte o ensayos de laboratorio, como soporte y complemento a los valores obtenidos con la Ecuación 1 y la Ecuación 4.

6 CORRELACIÓN ENTRE ENSAYES

Debido a que el objetivo de este trabajo es aplicar un enfoque a través del CPTu, el cual se basa en estimaciones de dichas variables de forma indirecta, es importante determinar el coeficiente de correlación ( $R^2$ ) de la Ecuación 1 y la Ecuación 4 una vez se obtengan resultados de ensayos de laboratorio o ensayos *in situ*, con la finalidad de evaluar la dependencia entre los resultados de campo y laboratorio en cada uno de los modelos.

Para este caso en particular, como parte de dicho procedimiento se desarrolló una base de datos con resultados de exploración y laboratorio de cinco diferentes depósitos de jales, donde tres sitios cuentan con resultados de consolidómetro y dos sitios con ensaye de veleta, adicional a la ejecución de ensayos de CPTu. Para la primera evaluación se tomaron datos de tres sitios con un total de 22 muestras, donde se correlacionaron los esfuerzos de preconsolidación ( $\sigma'_p$ ) obtenidos de ensayos de consolidación unidimensional versus el valor estimado con el CPTu (Ecuación 1), tal como se observa en el ejemplo aplicado a un CPTu de la Figura 3. En cuanto al segundo análisis, se agruparon un total de 34 muestras con datos de los dos sitios restantes, donde se correlacionó la resistencia no drenada pico ( $S_{u\ peak}/\sigma'_{vo}$ ) obtenida con la veleta de corte en campo, contra la resistencia no drenada estimada a través de la Ecuación 4, de la misma forma se puede apreciar el ejemplo de un CPTu en la Figura 4.

El primer resultado de dicho procedimiento se puede observar en la Figura 5, donde se exhibe una regresión de tipo lineal con los valores de  $\sigma'_p$  obtenidos de laboratorio y de CPTu, el coeficiente de correlación obtenido para este gráfico dio como resultado 0.94, y aunque el valor de  $R^2$  no se debe tomar por sí sólo para avalar la dependencia o correlación entre variables (Martínez, 2005), se asumió que el modelo propuesto por Mayne (2017) (Ecuación 1) para la estimación del esfuerzo de preconsolidación es adecuado. Del mismo modo, en la Figura 6 se puede observar el segundo conjunto de datos y su regresión lineal, con un resultado de  $R^2$  igual a 0.88. Al igual que en el caso anterior, se consideró lo descrito por Martínez (2005), asumiendo que la ecuación propuesta por Ladd y Foot (1974, 1991) y las consideraciones adicionales descritas por Jamiolkowski *et al.* (1985) dentro de la Ecuación 4, dan como resultado un modelo con un buen ajuste para estimar la resistencia no drenada pico.

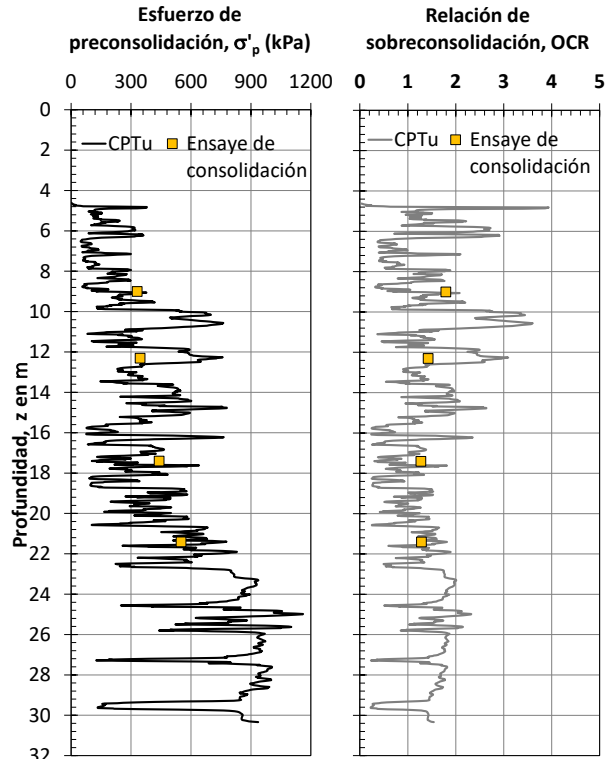


Figura 3. Ejemplo de correlación entre esfuerzo de preconsolidación y OCR estimado con CPTu y el obtenido por ensayos de consolidación en laboratorio.

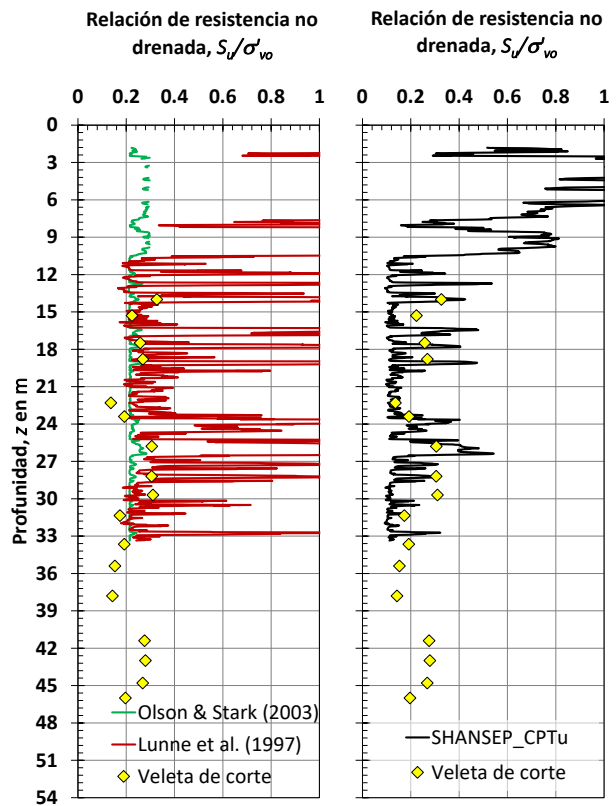


Figura 4. Ejemplo de correlación entre resistencia no drenada pico estimada con CPTu y el obtenido mediante veleta de corte *in situ*.

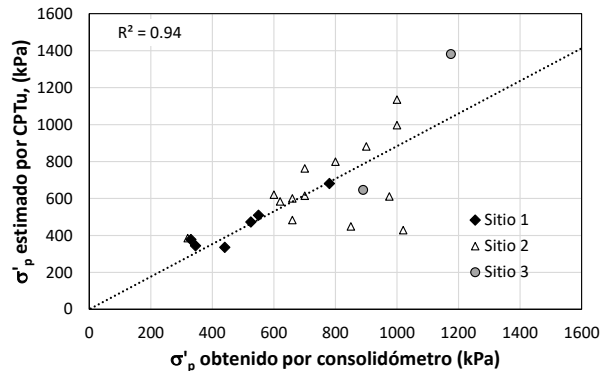


Figura 5. Gráfica de bondad de ajuste para  $\sigma'_p$ .

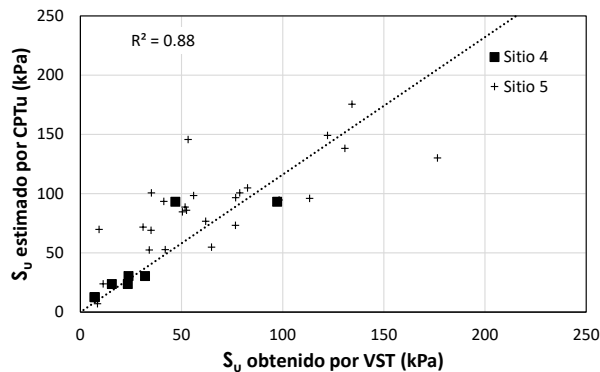


Figura 6. Gráfica de bondad de ajuste para  $S_u$  peak.

## 7 CASO DE APLICACIÓN

### 7.1 Estimación de OCR y caracterización de los jales

La metodología de SHANSEP fue aplicada a partir de resultados de CPTu en un depósito de jales construido con el método aguas arriba y jal fluido (lodo), dicho análisis se desarrolló en dos secciones de estudio con la información de los resultados de 17 ensayos de CPTu ejecutados en una campaña de exploración previa en ambos cortes. El depósito

cuenta con una altura de 38 m en su sección máxima, con taludes 2H:1V en su cara aguas abajo.

Cada sección de estudio cuenta con ensayos de CPTu en el vaso de almacenamiento y la cortina principal de retención. Para la primera sección se realizaron 8 sondeos distribuidos, tal y como se observa en la Figura 7, mientras que para la segunda sección se ejecutaron 9 ensayos ubicados de acuerdo con lo mostrado en la Figura 8.

De acuerdo con la metodología desarrollada por Ladd y Foot (1974) y Ladd (1991), como primer paso es necesario obtener la historia de esfuerzos de los materiales almacenados dentro del depósito de jales, para ello se empleó la Ecuación 1 y la Ecuación 2 (Mayne, 2017), las cuales permiten estimar el esfuerzo de preconsolidación de los jales ( $\sigma'_p$ ) (Figura 3), para después normalizar dicha variable respecto al esfuerzo vertical ( $\sigma'_{vo}$ ), con el objetivo de obtener el grado de sobreconsolidación ( $\sigma'_p / \sigma'_{vo} = OCR$ ) (Figura 3).

A partir de los perfiles de OCR se trazó un límite empírico (línea roja en Figura 9a) para diferenciar la respuesta al corte de los jales, dicho límite corresponde a un valor de  $OCR_{CSL}=3.5$ , el cual, de acuerdo con algunos autores (Pestana y Whittle, 1995; Robertson, 2017; Chen y Olson, 2021; y Mayne y Sharp, 2021) clasifica a los materiales con grados de consolidación menores a dicho valor ( $OCR \leq 3.5$ ) como suelos normalmente consolidados a ligeramente consolidados, con una resistencia menor y una respuesta contractiva (Figura 9b), mientras que los materiales donde el grado de consolidación es mayor a dicho límite ( $OCR > 3.5$ ), los suelos se caracterizan por tener una condición sobreconsolidada, mayor resistencia y una respuesta dilatante (Figura 9b).

Una vez determinado la historia de esfuerzos ( $\sigma'_p$  y OCR) dentro del depósito, el segundo paso fue estimar la resistencia no drenada ( $S_u/\sigma'_{vo}$ ) de los materiales en función de su grado de consolidación, para ello se utilizó la Ecuación 4 (Figura 9b).

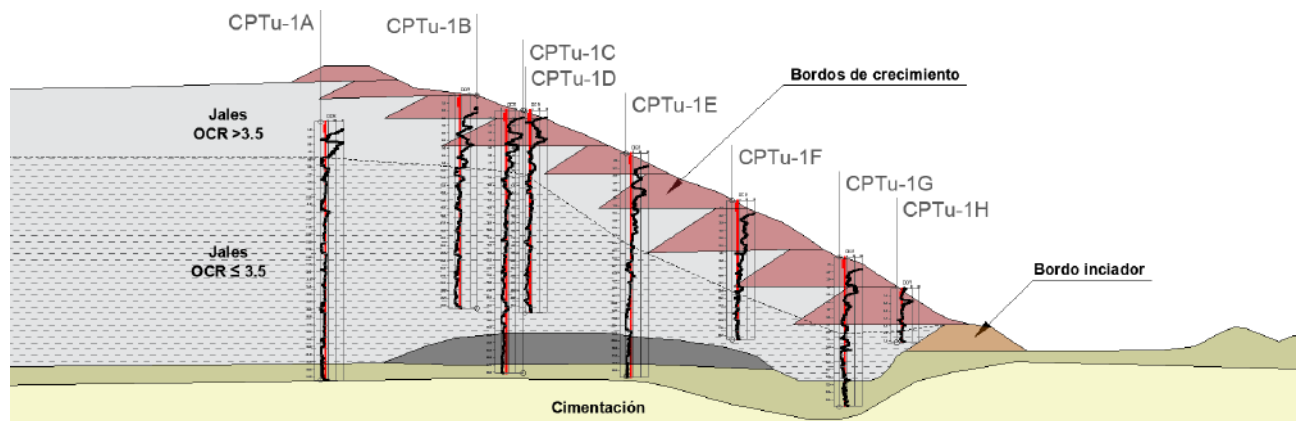


Figura 7. Distribución de ensayos de CPTu en la Sección 1.

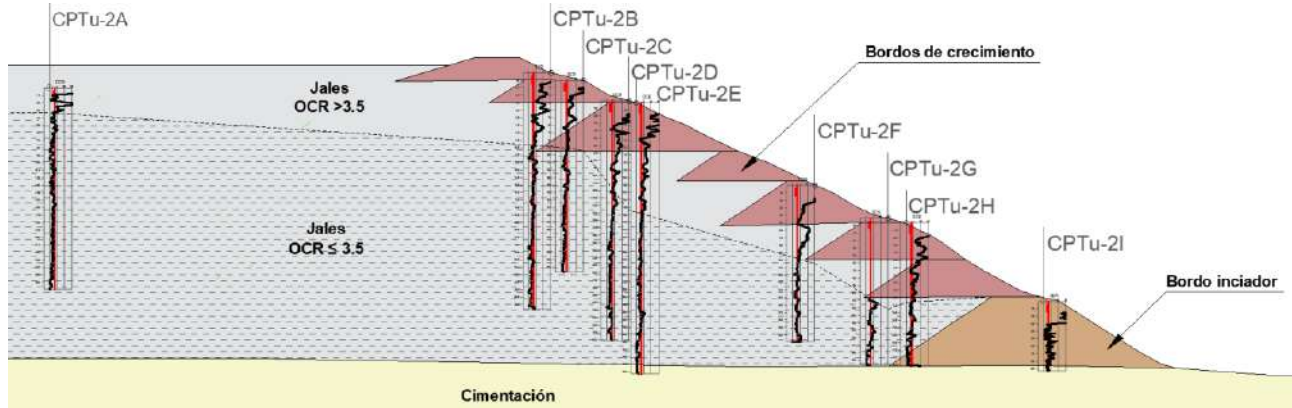


Figura 8. Distribución de ensayos de CPTu en la Sección 2.

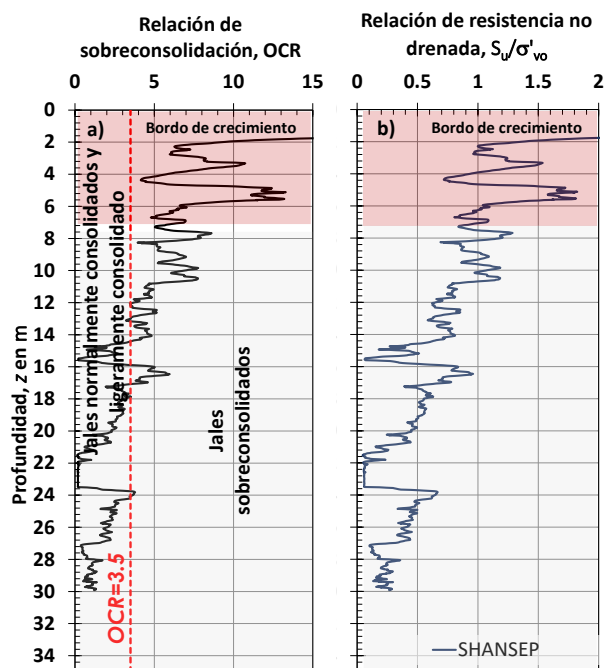


Figura 9. a) Clasificación de los jales en función del OCR y b) relación de resistencia no drenada obtenida con SHANSEP.

Considerando que los jales convencionales se caracterizan por ser materiales heterogéneos, con gran variabilidad granulométrica, fue necesario clasificar los jales en cuatro materiales respecto a su contenido de finos (CF) y el índice de comportamiento normalizado ( $I_{c,SBTN}$ ), lo anterior de acuerdo con las recomendaciones para la caracterización de depósitos de jales descritos por Medina *et al.* (2022), el cual clasifica los jales como gruesos 1, jales gruesos 2, jales finos y lamas, en función a su parámetro de estado, respuesta al corte y conductividad hidráulica.

De tal manera que, la suma de los criterios para la clasificación de los jales y la estimación de la relación de resistencia no drenada pico con el enfoque de SHANSEP y el CPTu, permitió definir las tendencias

de la resistencia para cada tipo de material (Figura 10).

Por otra parte, previo a calcular la estabilidad de las secciones, se definió la caracterización geotécnica de los jales, correlacionando los ensayos de CPTu y siguiendo las recomendaciones descritas por Medina *et al.* (2022).

### 7.2 Análisis de estabilidad

La estabilidad de cada sección se evaluó con el software de equilibrio límite Slide 7.036 de Rocscience, dentro del cual es posible emplear el modelo de SHANSEP. Los factores de estabilidad se calcularon aplicando el método de Morgenstern-Price (1965).

La ecuación que constituye el modelo de SHANSEP dentro de Slide se describe en la Ecuación 5:

$$\tau = A + \sigma'_v S(OCR)^m \quad (5)$$

donde:  $\tau$  = resistencia no drenada, A = resistencia no drenada mínima,  $\sigma'_{vo}$  = esfuerzo vertical efectivo en el sitio, S = relación de resistencia normalmente consolidada ( $\tau/\sigma'_v$ )<sub>NC</sub>, OCR = grado de sobreconsolidación y m = coeficiente empírico del material, entre 0.75 y 1.

En la Figura 10 se observan los valores de la relación de resistencia no drenada pico que fueron obtenidos por medio de la Ecuación 5 para cada tipo de jal, los cuales están asociados de forma directa al estado de esfuerzos a lo largo de la profundidad de los sondeos (Figura 11). De acuerdo con la Figura 10, se aprecia que los jales gruesos 1, gruesos 2 y los jales finos, debido a sus características granulométricas, su permeabilidad y proceso de consolidación, se encuentran en un estado sobreconsolidado en la parte superior y tienen una respuesta al corte mayor ( $0.5 < S_u/\sigma'_{vo} < 2$ ), mientras que en la parte inferior o más profunda se caracterizan por un estado normalmente consolidado a ligeramente consolidado y una respuesta al corte menor ( $0.2 < S_u/\sigma'_{vo} < 0.5$ ). En cuanto a los



resultados obtenidos para las lamas, se observa que particularmente el estado de esfuerzos a lo largo de toda la profundidad de los sondeos, se caracteriza por una condición normalmente consolidada y una resistencia menor ( $0.05 < S_u/\sigma'_{vo} < 0.3$ ). Adicional a lo anterior, es posible apreciar la influencia del contenido de finos en el estado de esfuerzos y la respuesta al corte de los materiales, observando que los jales gruesos 1 presentan valores más altos de  $\sigma'_p$  y que éstos van disminuyendo en función al porcentaje de finos, tal como se observa para los gruesos 2, jales finos y lamas de la Figura 11.

Para el cálculo de estabilidad con el método de SHANSEP y Slide, se introdujeron las propiedades de resistencia (Figura 10) correspondientes a los esfuerzos de  $\sigma'_p$  calculados con las ecuaciones propuestas por Mayne (2017) para cada una de las clases de jal (Figura 11).

Con el objetivo de comparar y verificar que los resultados obtenidos por medio de este procedimiento fueran adecuados, el análisis de estabilidad consideró dos escenarios adicionales al criterio de SHANSEP presentado en este artículo. El primer escenario para la evaluación de la estabilidad consideró un análisis bajo esfuerzos efectivos o condiciones drenadas (ESA), mientras que el segundo escenario restante se desarrolló considerando un análisis bajo esfuerzos totales o condiciones no drenadas (USA). En ambos casos, la resistencia de los materiales se obtuvo desde un enfoque determinista, el cual resultó de un análisis estadístico de los datos y la aplicación de la teoría del estado crítico con el CPTu.

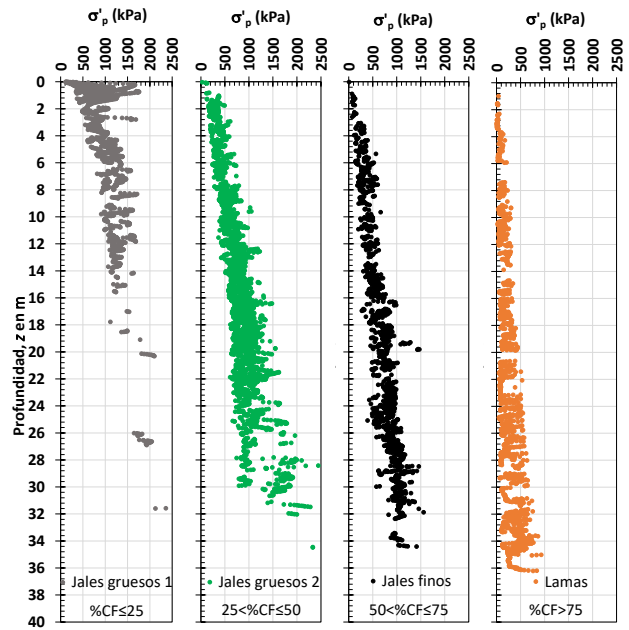


Figura 11. Esfuerzos de preconsolidación para cada tipo de material estimados con CPTu.

### 7.3 Resultados

A continuación, se muestran los resultados obtenidos para cada una de las secciones y escenarios de análisis (Figura 12 y Figura 13). De forma general, se puede apreciar que los resultados bajo una condición efectiva (ESA), en ambas secciones da como resultado FS mayores, comparado con los obtenidos bajo una condición no drenada (USA) y el método de SHANSEP de este trabajo.

Los resultados de estabilidad mediante SHANSEP, al igual que la condición USA, resultan en condiciones de estabilidad por debajo de los requerimientos mínimos establecidos para dichas estructuras ( $FS \geq 1.3$ ), por lo tanto, el método de SHANSEP aplicado con el CPTu asocia de forma apropiada la respuesta al corte no drenada de los jales y su tasa de consolidación (OCR).

Sumado a lo anterior, y como resultado de dicho análisis, los FS del enfoque USA y SHANSEP se relacionan, independientemente de las teorías bajo la cuales se fundamentan, por lo tanto, el enfoque de SHANSEP aplicado por medio del CPTu, puede emplearse como una herramienta adicional para evaluar una respuesta no drenada en estas estructuras.

Dentro de este caso de estudio los alcances se limitaron a la obtención de un FS en su condición actual; sin embargo, el método ofrece una ventaja, ya que permite evaluar el comportamiento futuro de los jales (contractivo/dilatante), debido al incremento de los esfuerzos efectivos ( $\sigma'_{vo}$ ) por la colocación de una sobrecarga o un crecimiento (Mayne y Sharp, 2021).

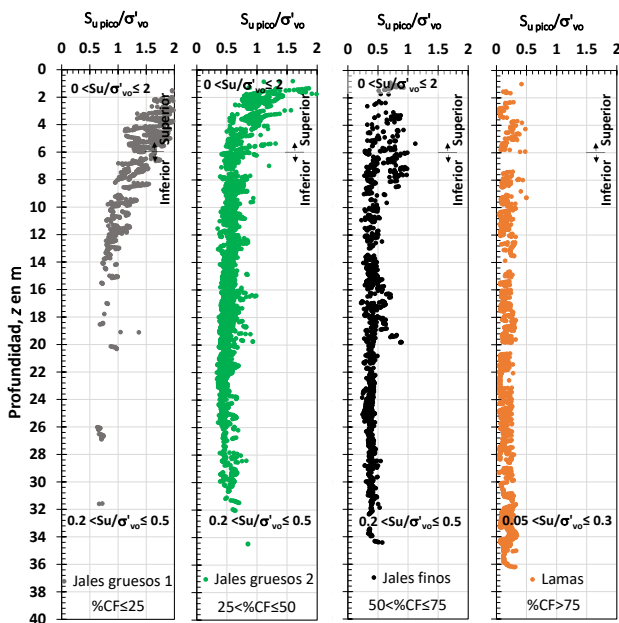


Figura 10. Relación de resistencia no drenada pico para cada tipo de material.

ID	Método	Resistencia	Parámetros	FS
1	Mohr-Coulomb	$c' - \phi'$	$c'=0 \text{ kPa}; \phi'=29 \pm 7^\circ$	$FS_{ESA}=1.47$
2	Olson y Stark (2003)	$Su_{peak} / \sigma'_{vo}$	$S_u / \sigma'_{vo} = 0.245 \pm 0.25$	$FS_{USA}=0.97$
3	SHANSEP (Ladd y Foot, 1974)	$S(OCR)^m$	$S_u / \sigma'_{vo} = 0.23 \pm 0.04 (OCR)^{0.8}$	$FS_{SHANSEP}=0.99$

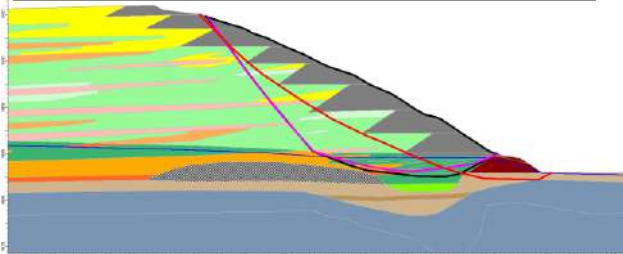


Figura 12. Resultados de estabilidad en la sección 1

ID	Método	Resistencia	Parámetros	FS
1	Mohr-Coulomb	$c' - \phi'$	$c'=0 \text{ kPa}; \phi'=29 \pm 7^\circ$	$FS_{ESA}=1.42$
2	Olson y Stark (2003)	$Su_{peak} / \sigma'_{vo}$	$S_u / \sigma'_{vo} = 0.245 \pm 0.25$	$FS_{USA}=1.30$
3	SHANSEP (Ladd y Foot, 1974)	$S(OCR)^m$	$S_u / \sigma'_{vo} = 0.23 \pm 0.04 (OCR)^{0.8}$	$FS_{SHANSEP}=1.29$

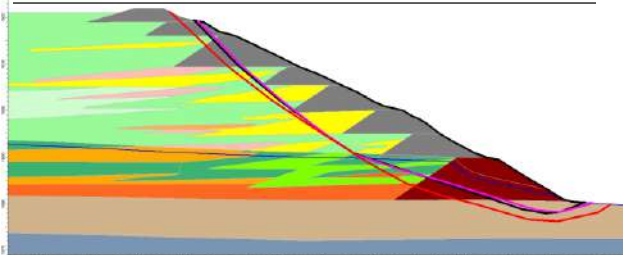


Figura 13. Resultados de estabilidad en la sección 2.

No obstante, es necesario manejar cierto grado de conservadurismo, ya que como se mencionó previamente dicha metodología se desarrolló principalmente para materiales y residuos mineros finos (“lamas”) (Ladd y Foot, 1974, Ladd, 1991), por lo tanto, al emplearse en jales con una composición granulométrica más gruesa pueden excluirse los efectos que esto pueda inducir en la historia de esfuerzos y la resistencia al corte de los materiales.

Por lo tanto, para reafirmar lo estimado en este trabajo, es necesario realizar más estudios, relacionados con la consolidación y su influencia en la respuesta al corte no drenada, principalmente en los materiales de fracción gruesa y mixtos (arenas limosas, limos arenosos, limos, etc.).

## 8 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

A continuación, se describen algunas conclusiones generales derivadas de la realización de este artículo, acorde a los objetivos planteados inicialmente para su desarrollo.

La obtención de los esfuerzos de preconsolidación ( $\sigma'_p$ ) por medio del CPTu dio resultados apropiados, esto se asumió de forma conservadora de acuerdo con el valor de  $R^2$  obtenido del gráfico de bondad de ajuste y los FS alcanzados. No obstante, es

importante mencionar que el valor de  $R^2$  por sí solo, no garantiza la dependencia o correlación entre variables, por lo tanto, es importante sumar otras pruebas de bondad de ajuste, como una regresión lineal múltiple o una regresión no lineal, con el objetivo de obtener valores de  $R^2$  ajustados, que consideren todas las variables o un comportamiento distinto al lineal.

Tomando en cuenta los esfuerzos de preconsolidación ( $\sigma'_p$ ) estimados por medio de la teoría de Mayne (2017) y el CPTu, es posible identificar zonas susceptibles a una respuesta no drenada, asociando una tasa de consolidación menor ( $OCR \leq 3.5$ ) en dichos estratos, así como también es posible identificar, zonas con alto grado de consolidación ( $OCR > 3.5$ ), asociados a estratos compactados, con grados de saturación menores y flujo parcialmente saturado, derivado del proceso de desecación.

Debido a que en la actualidad existen pocas fuentes donde se ha desarrollado el método de SHANSEP en jales, la correlación entre valores medidos de laboratorio y ensayos *in situ*, versus los valores estimados de forma indirecta con el CPTu, es imprescindible para evaluar adecuadamente el comportamiento de los materiales.

Los valores de S y m empleados para este artículo se asumen como adecuados, sin embargo, es necesario obtener valores propios de los sitios de estudio, a través de ensayos de laboratorio y veleta de corte de campo.

La aplicación de la metodología de SHANSEP por medio del ensayo de CPTu que se desarrolló dentro de este trabajo sirve como una herramienta y un criterio de diseño complementario para evaluar la estabilidad de depósitos de jal bajo una condición no drenada; sin embargo, no sustituye los lineamientos establecidos por los organismos reguladores internacionales de dichas estructuras, ni excluye la evaluación de la estabilidad del depósito bajo una condición post-licuación o residual. En contraste, el método de SHANSEP y el CPTu simplifica de forma apropiada el cálculo de estabilidad de un depósito de jales bajo condiciones no drenadas, evitando la realización de análisis determinísticos y probabilísticos más elaborados. para la obtención de parámetros de resistencia través del CPTu y previo a la obtención de resultados de laboratorio.

Es importante mencionar que la metodología de SHANSEP y el CPTu ofrece la ventaja de evaluar escenarios futuros, permitiendo analizar el comportamiento de los jales debido a un cambio de esfuerzos, sin embargo, no se incluyó dentro de los alcances de este caso de estudio, restringiéndose a la determinación de un FS en la condición actual.

Así mismo, la adecuación de la metodología de SHANSEP que se presentó dio resultados satisfactorios, de acuerdo con la comparación de los FS obtenidos mediante SHANSEP y USA en el caso

de estudio, debido a que ambos procedimientos se sustentan en la asignación de parámetros de resistencia no drenados, en materiales susceptibles a licuar o contractivos; sin embargo, se requiere de una investigación mucho más extensa, sumando resultados de laboratorio y ensayos *in situ* en otro tipo de jales, que acrecienten la comprensión del comportamiento de los mismos y ayuden a ratificar la importancia de evaluar cualquier cambio en su historia de esfuerzos, de acuerdo a lo observado en este estudio.

Bajo el contexto del párrafo anterior, es importante que la determinación de la relación de sobreconsolidación (OCR) y la resistencia no drenada en los materiales gruesos y la zona de transición, cuenten con la correlación de suficientes ensayos de laboratorio y ensayos *in situ*, ya que la respuesta al corte y la línea normalmente consolidada (NCL) de estos materiales están fuertemente influenciadas por el estado de esfuerzos del sitio y su compresibilidad.

Finalmente, los esfuerzos por mejorar la caracterización de los jales por medio de la metodología de SHANSEP y el CPTu exige un mayor número de casos de estudio en diferentes depósitos de jal, con el objetivo de establecer criterios más específicos que permitan obtener un comportamiento más adecuado en cualquier tipo de material, principalmente en jales gruesos.

## REFERENCIAS

- Becker, D. E., Crooks, J. H., Been, K., y Jefferies, M. G. (1987). Work as a Criterion for Determining In situ and Yield Stress in Clays. *Canadian Geotechnical Journal*, 549-564.
- Carrier, W. D. (1991). Stability of Tailings Dams. XV *Ciclo di Conferenze di Geotecnica di Torino*.
- Casagrande, A. (1936). The Determination of the Pre-consolidation load and its practical significance. *1st International Soil Mechanics and Foundation Engineering Conference*, 60-64.
- Chen, J., y Olson, S. (2021). SHANSEP-Based Interpretation of Overconsolidation Effect on Monotonic Shearing Resistance of Contractive Nonplastic Soils. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*.
- Jamiolkowski, M., Ladd, C. C., Germaine, J. T., y Lancellotta, R. (1985). New Developments in Field and Laboratory Testing of Soils. *Proceedings of the 11th International Conference on Soil Mechanics and Foundation*, 57-153.
- Janbu, N. (1969). The Resistance Concept Applied to Deformation of Soils. *Proceedings of the 7th International Soil Mechanics and Foundation Engineering Conference*, 191-196.
- Jefferies, M., y Been, K. (2016). *Soil Liquefaction A Critical State Approach*. Florida: Taylor y Francis Group.
- Ladd, C. C. (1991). Stability Evaluation During Staged Construction. *Journal of Geotechnical Engineering*, 540-615.
- Ladd, C. C., y Foott, R. (1974). New Design Procedure for Stability of Soft Clays. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, 763-786.
- Martin, T. E., y McRoberts, E. C. (1999). "Some considerations it the stability analysis of upstream tailings dams". *Proceedings, Tailings and Mine Waste '99*.
- Martínez, E. (2005). Errores frecuentes en la interpretación del coeficiente de determinación lineal. *Anuario Jurídico y Económico Escurialense XXXVIII*, 315-322.
- Mayne, P. W. (2017). Stress History of Soils from Cone Penetration Tests. *Soils and Rocks*, 203-216.
- Mayne, P., y Sharp, J. (2021). Screening for flow liquefaction for tailings and natural soils by CPTu. *20th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*.
- Medina, S., Hernández, S., Candelaria, J., Promotor, J., y Flores, O. (2022). Caracterización Geotécnica de Depósitos de Jales. *XXXI Reunión Nacional de Ingeniería Geotécnica*, 317-330.
- Morgenstern, N. R., y Price, V. (1965). The Analysis of Stability of General Slip Surface. *Geotechnique*, 79-93.
- Olson, S. M., y Stark, T. D. (2003). "Yield Strength Ratio and Liquefaction Analysis of Slopes and Embankments". *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 727-737.
- Onitsuka, K., Hong, Z., Hara, Y., y Yoshitake, S. (1995). Interpretation of Oedometer Test Data for Natural Clays. *Soils and Foundations*, 61-70.
- Pestana, J. M., y Whittle, A. J. (1995). Compression Model for Cohesionless Soils. *Géotechnique*, 611-631.
- Robertson, P. K. (2017). "Evaluation of Flow Liquefaction: influence of high stresses". *3rd International Conference on Performance-based Design in Earthquake Geotechnical Engineering*.
- Vick, S. G. (1992). Discussion Stability Evaluation During Staged Construction. *Journal of Geotechnical Engineering*, 1283-1288.
- Williams, D. J. (2016). Interpretation of shear strength data for construction on mine tailings. *Geotechnical and Geophysical Site Characterisation*, 1275-1280.

## Implementación de matriz de análisis de cuentas múltiples (MAA) para la selección del sitio de depósitos de jales.

Implementation of multiple account analysis (MAA) matrix for tailings storage facilities selection.

Noé GUERRA ACOSTA<sup>1</sup>✉

<sup>1</sup> Industrias Peñoles.

**RESUMEN:** Recientemente, nuestra empresa ha aprobado lineamientos que regulan todas las etapas de vida de las instalaciones de almacenamiento de jales, haciendo uso de las mejores prácticas disponibles, cumpliendo con las normativas nacionales e internacionales. Estos lineamientos son fundamentales para garantizar la integridad y el cumplimiento de los estándares adoptados por la compañía. En este trabajo se destacará la implementación de la matriz de análisis de cuentas múltiples (MAA, por sus siglas en inglés) desarrollada por Robertson & Shaw. Esta metodología considera criterios técnicos, sociales, ambientales, seguridad, adquisición de terrenos entre otros. Su objetivo es asignar puntuaciones a las opciones y determinar las ubicaciones más viables para los depósitos de jales. Este documento se enfoca en la matriz de análisis de cuentas múltiples (MAA), describiendo las etapas del proyecto establecidas en los lineamientos de nuestra empresa. Se detallará esta metodología aplicada, iniciando con la selección de criterios de diseño por parte del gerente de estudio y dueño del proyecto, sentando las bases para este ejercicio. Luego, se llevan a cabo varios talleres de discusión con los equipos multidisciplinarios para evaluar todas las variables relevantes. Los resultados obtenidos permitieron identificar las ubicaciones más adecuadas y viables, considerando el entorno. Se resaltan las ventajas de documentar todo el proceso de evaluación y selección de ubicaciones. Esto brinda transparencia y trazabilidad en las decisiones tomadas, garantizando la confiabilidad y calidad del proyecto. Además, se presentarán las valiosas lecciones aprendidas para mejorar nuestros procesos y futuros proyectos relacionados. La implementación de los lineamientos, junto con la matriz de calificaciones múltiples (MAA), refuerza nuestro compromiso con la excelencia y el cumplimiento de estándares internacionales, enfocándonos desde el diseño hasta el post cierre responsable de los depósitos de jales, cuidando el medio ambiente, la seguridad de las comunidades y el desarrollo sostenible en todas nuestras actividades, lo cual nos encamina al cero daño.

**ABSTRACT:** Recently, our company has approved guidelines that regulate all stages of the life of tailings storage facilities, using best available practices and complying with national and international regulations. These guidelines are fundamental to ensure the integrity and compliance with the standards adopted by the company. This work will highlight the implementation of the Multiple Account Evaluation Matrix (MAA) developed by Robertson & Shaw. This methodology considers technical, social, environmental, safety, land acquisition criteria, among others. Its objective is to assign scores to options and determine the most viable locations for tailings facilities. This document focuses on the Multiple Account Evaluation Matrix (MAA), describing the project stages established in our company's guidelines. The applied methodology will be detailed, starting with the selection of design criteria by the study manager and project owner, laying the foundation for this exercise. Subsequently, several discussion workshops are conducted with multidisciplinary teams to evaluate all relevant variables. The obtained results allowed us to identify the most suitable and viable locations, considering the environment. The advantages of documenting the entire evaluation and location selection process are emphasized. This provides transparency and traceability in the decisions made, ensuring the reliability and quality of the project. In addition, valuable lessons learned will be presented to improve our processes and future related projects. The implementation of the guidelines, along with the Multiple Account Evaluation Matrix (MAA), reinforces our commitment to excellence and compliance with international standards, focusing from design to the responsible post-closure of tailings facilities, caring for the environment, community safety, and sustainable development in all our activities, leading us towards zero harm.

✉ Autor de Correspondencia: [noe\\_guerra@penoles.com.mx](mailto:noe_guerra@penoles.com.mx)

### 1 INTRODUCCIÓN

A raíz de la inclusión de la gestión de jales dentro de la empresa se han establecido lineamientos, los cuales son aplicables en todos los proyectos a desarrollar. Estos lineamientos incluyen las buenas prácticas a nivel internacional dentro de la industria

como lo es la asociación minera de Canadá (MAC, por sus siglas en inglés), el consejo internacional en minería y metales (ICMM por sus siglas en inglés), la comisión internacional de grandes presas (ICOLD, por sus siglas en inglés) y la Asociación canadiense de presas (CDA). Dentro de lo establecido en este documento (Fig. 1) se incluye la gobernanza en todos



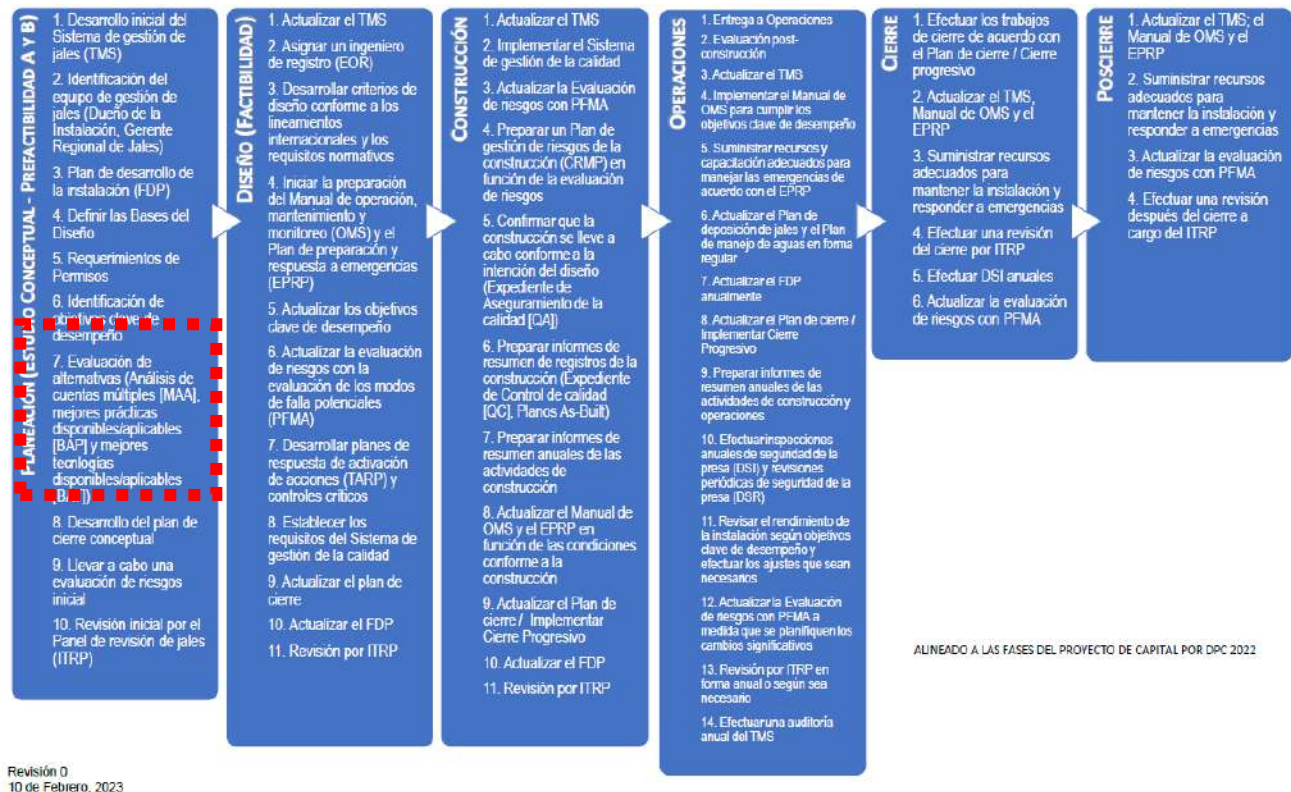


Figura 1. Diagrama de Flujo del sistema de Gestión de Jales de Industrias Peñoles

los procesos relacionados a la gestión de jales y uno de los objetivos es obtener la selección de los mejores sitios para construir el depósito de jales del proyecto Oryviso, ubicado en el estado de Chihuahua y que se encuentra en una etapa de prefactibilidad. Las actividades previas a esta implementación fueron la contratación de un consultor especializado, la identificación del equipo de gestión de jales (dueño de la instalación, gerente regional de jales), reconocimiento de la zona de las distintas áreas involucradas, el mapeo del sitio, estudios hidrológicos con información pública debido al nivel del proyecto, topografía con información pública disponible, criterios de diseño y necesidades por el dueño del proyecto.

## 2 METODOLOGÍA.

La metodología empleada en este ejercicio fue el análisis de calificación múltiple (MAA) que es la metodología que se ha adaptado como la mejor práctica dentro de la empresa. Este análisis permite la evaluación combinada de criterios de aspectos sociales, medio ambiente, criterios técnicos que se incorporarán para el proceso de toma de decisión. El proceso permite identificar la alternativa óptima a partir de una lista de alternativas que al ponderar los pro y contra de cada una de ellas permite diferenciarlas, situación que no se podría tener como resultado al evaluarlas de forma independiente.

Los participantes dentro de este ejercicio comunican los valores relativos de los impactos positivos y negativos, lo que hace que el resultado sea transparente y fácil de comunicar a las partes interesadas. El MAA se dividió en tres fases:

1. Identificar impactos de cada área.
2. Cuantificar los impactos de cada alternativa.
3. Evaluar los impactos acumulados de cada alternativa para iniciar la comparación entre sí.

En las fases 1 y 2 se elabora una lista de impactos potenciales a ser evaluados para cada alternativa. Estos impactos se organizan en criterios e indicadores para cada alternativa. Una cuenta es un tema de interés, por lo general técnica, económica, ambiental, socioeconómica, etc. Durante la evaluación se tuvo un proceso de revisión por parte del panel independiente de expertos que revisaron el proceso y se recibieron dos recomendaciones:

- a) Independientemente de los terrenos contratados evaluar opciones en un radio mayor, en este caso 15 km.
- b) Dado el nivel de estudio dejar fuera el tema económico y darle mayor peso a los temas sociales y ambientales.

Estas recomendaciones fueron validadas, aceptadas y evaluadas por el equipo de trabajo.

La tercera fase tiene lugar una vez que se han evaluado todos los criterios y se puede comparar la ponderación final de cada alternativa.



La matriz permite que se realicen análisis de sensibilidad y puede ayudar a garantizar que los artículos no abrumen el resultado.

Para este proceso se incluyeron los criterios en una hoja de cálculo de Excel la cual tiene 3 criterios principales:

- Técnico
- Ambiental
- Socio Cultural.

Los criterios principales se enlistan en una matriz y se asignan subcriterios, a los cuales se les asigna un valor de ponderación a fin de reflejar su importancia, que se utilizan para ponderar los valores asignados al subcriterio. Cada subcriterio se clasifica con un valor entre 1 y 6 para cada opción que se considere y un número más alto indica una calificación preferida.

Después de reuniones con el equipo de trabajo se llevó a cabo la unificación de ponderaciones de la matriz, en las cuales se seleccionaron las siguientes para la evaluación inicial:

- Criterio Técnico: 25%
- Criterio ambiental: 35%
- Criterio socio cultural: 40%

Las consideraciones técnicas fueron los aspectos importantes para el éxito del proyecto, incluidos los criterios relacionados con la seguridad o riesgo de las estructuras, la construcción, la operación, ubicación, el uso actual de tierra y finalmente el posible cierre de esa instalación. En cuanto a temas ambientales los criterios incluidos fueron calidad de aire, agua, el ecosistema acuático, la hidrología y el hábitat terrestre. Y para los criterios socioculturales se tomaron en cuenta criterios del impacto de una instalación para las personas, áreas culturales e históricamente sensibles y el impacto en las estructuras existentes.

El documento se inició compartiendo la matriz a todo el equipo involucrado en el desarrollo del proyecto con algunos criterios preseleccionados por parte del consultor y gerencia de presas de jales, el cual fue modificado de acuerdo con el proyecto por parte de cada área especialista. En esta evaluación se tomaron en cuenta 40 sitios potenciales, en un radio de 15 km con referencia a la posible ubicación

de la planta beneficio (ver Figura 2). Un ejemplo del llenado de las matrices se presenta en la Figura 3.

### 3 RESULTADOS

Al concluir el llenado de la matriz se tuvo un taller con los interesados del proyecto en el cual se mostró el resultado y se realizaron los análisis de sensibilidad, los cuales arrojaron los siguientes resultados del top 5 de mejores sitios para los sitios y tecnologías (Ver Figura 4).

Las mejores opciones rankeadas fueron las opciones de filtrado F4, F2, F1 Y F7; para las opciones de pulpa solamente la alternativa P11 tuvo un resultado positivo como alternativa. El siguiente paso es tener una sesión con el comité de proyecto para presentar las recomendaciones y tomar la decisión de los sitios a desarrollar a una ingeniería conceptual y continuar con las fases estipuladas en los lineamientos de control de proyectos de la empresa.

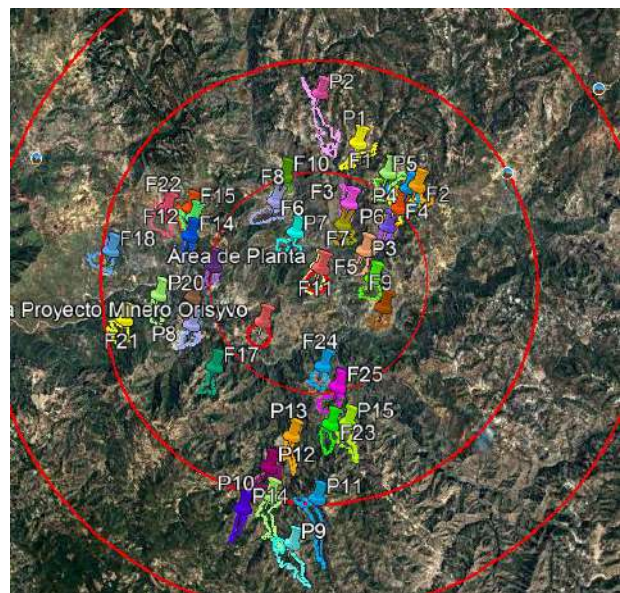


Figura 2. Alternativas resultantes del MAA para tecnologías de pulpa y filtrado.

Número	Sub-Criterio	Indicador	Razón Funcional	Escala	Función	Escala de puntuación (1 - Pasa) (6 - Mejor)	Alternativas									
							P1	P2	F4	P5	P6	P9	P10	P11		
1	Complejidad de construcción del terreno del TPF	Se prefieren alternativas con una relación mayor de almacenamiento de desechos sulfuros de temple. Se considera la posibilidad de agua-abajo	Escala Cuantitativa	5.0%	3	<2 (Pase)	Diseño Capacidad de Jales 1 Tamaño de Jales	4.0:1	5.0:1	2.0:1	2.0:1	2.6:1	3.1:1	2.0:1	5.2:1	
								5	5	3	3	3	3	3	5	
								4	4	3	3	3	3	3	3	
2	Área del agua	Se prefieren alternativas con áreas de depósitos de residuos tecnológicos aguas-abajo	Escala Cuantitativa	10.0%	3	1-200	Áreas de riesgo del agua	190	185	165	215	200	200	165	190	
								3	3	3	1	1	3	3	3	
								4	4	3	3	3	3	3	3	
3	Cabeza de bombeo	Se prefieren alternativas con cabezas de bombeo sencillas. Se considera que la cabeza de filtrado sea para la planta de beneficio	Escala Cuantitativa	10.0%	3	400-500	Disponibilidad de información entre planta y sistema de la TPF	300	300	300	300	300	170	300	300	
								3	3	3	3	3	3	3	3	
								4	4	3	3	3	3	3	3	
4	Distancia de bombeo	Se prefieren alternativas con distancias cortas entre la planta y TPF (Barridos)	Escala Cuantitativa	12.5%	4	3-6	Distancias entre planta y TPF	5.5	6.02	5.2	4.0	4.1	12	10	5.5	
								4	2	4	4	4	1	1	1	
								4	4	4	4	4	1	1	1	
5	Complejidad de operación de jales	Se prefieren alternativas con mecanismos de operación sencillos. Se considera que el mecanismo de operación sea preferentemente al agua con flujos sencillos	Escala Cualitativa	15.0%	3	Alta	Complejidad	1	1	1	1	1	1	1	1	
								2	2	1	1	1	1	1	1	
								2	2	1	1	1	1	1	1	

Figura 3. Ejemplo del llenado de las matrices se presenta en la Figura 3.

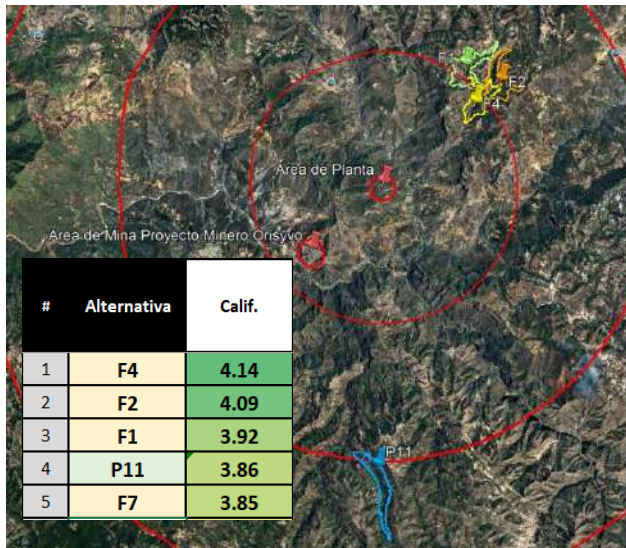


Figura 4. Mejores opciones rankeadas para filtrado, F4, F2, F1 Y F7 y para pulpa, P11.

#### BIBLIOGRAFIA.

Robertson, A. M. y Shaw, S.C. 2016. "A multiple accounts analysis for tailings site selection". SCME II, 3, 883-891.

#### 4 CONCLUSIONES.

La matriz de análisis de cuentas múltiples es una herramienta que integra las áreas interesadas, para tomar una decisión en conjunto y bien informada que es lo primordial. Es un ejercicio de involucramiento y toma de decisiones para llegar al resultado mejor calificado por los especialistas de cada criterio y que no sea una decisión unilateral. Cada alternativa es analizada por cada una de las diferentes disciplinas involucradas en el proyecto, la cual puede designar un "Fatal Flow" o falla fatal lo cual descarta la alternativa por afectar negativamente a la compañía. En dado caso de tener un "Fatal Flow" dentro de nuestras alternativas y, se tendrán ya previstas otras opciones que en su primera etapa no fueron involucradas dentro de las mejores. Esto se logró gracias a la comunicación de los compañeros y el esfuerzo de implementar este ejercicio dentro de las actividades de proyecto y el plan será continuar con la fase de prefactibilidad del proyecto.

#### AGRADECIMIENTOS.

Me gustaría agradecer a industrias peñoles por la confianza para desarrollar estas actividades que darán éxito al proyecto. Al equipo de jales por brindarme los medios para desarrollar estos trabajos. Finalmente agradecer a los ingenieros de la empresa consultora WSP por su apoyo, guía y por la transferencia de experiencias al momento de realizar estos ejercicios.

## Influencia de la variabilidad espacial del suelo de cimentación en la estabilidad física de un depósito de jales

Influence of spatial variability of the foundation soil on the stability of a tailings storage facility

Francesco FRANCO<sup>1</sup>✉, Franklin OLAYA<sup>2</sup> y Denys PARRA<sup>1</sup>

<sup>1</sup>Anddes, Perú

<sup>2</sup>Georgia Institute of Technology, USA

**RESUMEN:** En el estado actual de la práctica, la evaluación de la estabilidad física de depósitos de jales es usualmente realizada empleando modelos determinísticos, los cuales consideran valores promedio de las propiedades de los materiales involucrados, descartando así el efecto de la variabilidad espacial de los mismos en el desempeño de dichas estructuras. En este trabajo se presenta un caso de estudio en el cual se incorpora el efecto de la variabilidad del suelo de cimentación en la estabilidad física de un depósito de jales en condiciones de operación, considerando las principales fuentes de incertidumbre. Para la caracterización del suelo de cimentación, se empleó principalmente el ensayo de penetración con piezocono, además de ensayos de laboratorio. La información *in situ* y de laboratorio permitió caracterizar la estructura de correlación espacial de los parámetros geotécnicos del suelo de cimentación en la forma de coeficientes de variación (COV) y escalas de fluctuación ( $\delta_h$ ,  $\delta_v$ ), los cuales fueron empleados en el desarrollo del modelo estocástico de la estructura. El análisis probabilístico de estabilidad física muestra que el modelo estocástico incluye la naturaleza variable de las propiedades del suelo de cimentación, permitiendo estimar rangos de factores de seguridad representativos de la variabilidad intrínseca del mismo.

**ABSTRACT:** In current practice, the evaluation of the slope stability of tailings storage facilities is usually performed using deterministic models, which consider constant values for the properties of the materials involved, thus neglecting the effect of their spatial variability on the performance of these structures. In this paper, a case study is presented in which the effect of the variability of the foundation soil on the physical stability of a tailings storage facility under operation is studied, incorporating the main sources of uncertainty. For the characterization of the foundation soil, the cone penetration test was primarily used and complemented with laboratory tests. The *in situ* and laboratory information allowed the characterization of the spatial-varying structure of the geotechnical parameters of the foundation soil through representative values of the coefficient of variation (COV) and the fluctuation scales ( $\delta_h$ ,  $\delta_v$ ). These parameters were then used in the development of the stochastic model of the structure. The probabilistic slope stability analysis shows that the stochastic model incorporates the variable nature of the properties of the foundation soil, allowing the estimation of ranges of factors of safety representative of the soil's intrinsic variability.

✉ *Autor de Correspondencia:* francesco.franco@anddes.com

### 1 INTRODUCCIÓN

En el estado actual de la práctica, la evaluación de la estabilidad física de los depósitos de jales, así como de otras estructuras mineras en condiciones de operación y cierre es usualmente realizada empleando modelos determinísticos, los cuales consideran como datos de entrada a los valores promedio — o cercanos al límite inferior — de las propiedades de los materiales involucrados, descartando con ello el efecto de la variabilidad espacial de los mismos en el desempeño de estas estructuras. Si bien los resultados obtenidos a partir de estos análisis determinísticos sirven como un indicador de la respuesta promedio del sistema, pueden no capturar el mecanismo real de falla al dejar de lado una nube de escenarios no

contemplados en las propiedades de los materiales (Griffiths *et al.*, 2002). Una forma sistemática de evaluar esta variabilidad geotécnica es mediante su descomposición en las tres fuentes principales de incertidumbre: (1) la variabilidad inherente del suelo debido a los procesos geológicos naturales, (2) los errores debido a la medición de sus propiedades y (3) las incertidumbres ligadas a las transformaciones o correlaciones empleadas en el diseño (Phoon y Kulhawy, 1999a).

A lo largo de los últimos años diferentes autores han evaluado la influencia de esta variabilidad en el desempeño de diferentes estructuras geotécnicas (*e.g.*, Stuedlein *et al.*, 2012b; Huang *et al.*, 2023). Entre los métodos más extendidos en la actualidad, el método de equilibrio límite aleatorio (RLEM, por sus siglas en inglés) es un método que resulta del



acoplamiento del método de equilibrio límite convencional con la teoría de campos aleatorios bidimensionales, ello empleando la metodología de subdivisión local promedio (LAS, por sus siglas en inglés) propuesta por Fenton y Vanmarcke (1990).

En este estudio se presenta una aplicación del enfoque RLEM en la evaluación de la estabilidad física de un depósito de jales. El depósito de jales evaluado se encuentra en la vertiente oriental de los Andes peruanos, a una altura media de 4 600 m s. n. m y a una distancia aproximada de 30 m de un importante lago cercano. La Figura 1 presenta la geometría de la sección típica considerada para el análisis de estabilidad, así como los diferentes materiales involucrados. Debido a que la estructura está conformada por materiales competentes y con cierta uniformidad, para el modelo estocástico se examinó únicamente la variabilidad del suelo de cimentación, considerándose este como el material que controla la estabilidad de la estructura y con el fin de reducir la complejidad del problema. La estratigrafía del suelo de cimentación ha sido definida *a priori* a partir de la interpretación de perforaciones *in situ*; esta comprende desde la superficie hasta una profundidad de 10 m de un depósito arcilloso lacustrino de plasticidad media (CL). Subyaciendo a esta capa se encuentra un depósito fluvio-glaciar conformado por una grava arcillosa con arena (GC), el cual se extiende de 2 a 3 m hasta alcanzar el basamento rocoso.

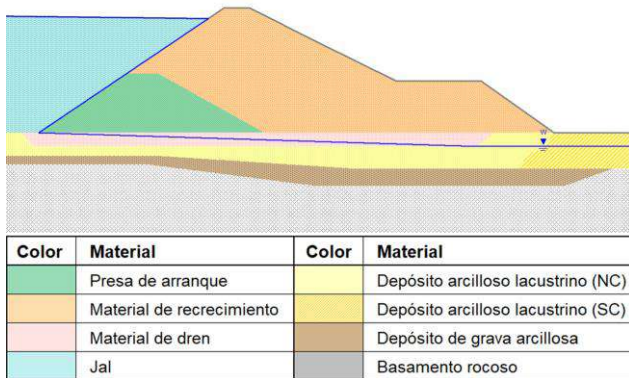


Figura 1. Modelo geométrico de la sección evaluada.

## 2 CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA DEL SITIO

Para el presente estudio la caracterización geotécnica se enfocó en el depósito arcilloso lacustrino en la cimentación de la presa. De acuerdo con las exploraciones *in situ*, este estrato presenta una potencia de entre 3 a 10 m, se ubica a una profundidad de 5 m por debajo del cuerpo del depósito de jales y aflora hacia el pie de este en la dirección aguas abajo (ver Figura 1).

### 2.1 Ensayos *in situ*

El programa de ensayos *in situ* consistió en dos pruebas de penetración con piezocono con medición de presión de poros (CPT-1 y CPT-2, ASTM D5778-12), cuatro ensayos de veleta de corte (V-1 a V-4, ASTM D2573\_D2573M-18) y cuatro perforaciones con muestreo empleando tubos de pared delgada tipo *Shelby* (P-1 a P-4, ASTM D1587\_D1587M-15).

La configuración del programa de exploración se muestra en la Figura 2.

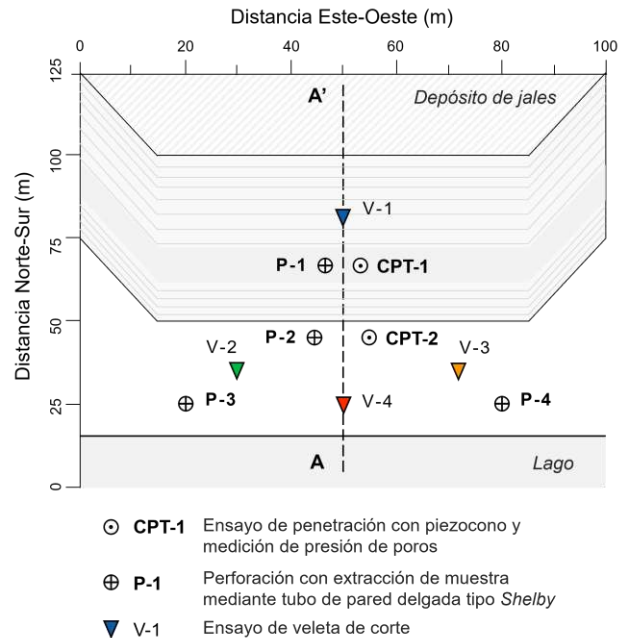


Figura 2. Vista en planta de la configuración del programa de exploración.

En cada ensayo de veleta se realizaron un mínimo de dos mediciones de resistencia no drenada, dependiendo de la potencia de suelo arcilloso encontrada en cada ubicación. La Tabla 1 resume los valores de resistencia no drenada normalizada ( $s_u/\sigma'_v$ ) representativa de los distintos puntos de ejecución. Nótese cómo, bajo el cuerpo de la presa, la resistencia es notablemente menor que en la zona cercana al lago. Parte del incremento de la resistencia en esta ubicación se debe a la sobreconsolidación del depósito lacustrino, tal como se discute en la sección 2.2.

Tabla 1. Resistencia no drenada normalizada estimada a partir de los ensayos de veleta de corte.

Ensayo	Profundidad (m)	Mínimo	$s_u/\sigma'_v$ Promedio	Máximo
V-1(*)	27.10 – 28.20	—	0.21	—
V-2(*)	1.10 – 4.15	—	1.32	—
V-3	0.50 – 7.20	0.90	1.92	3.24
V-4	1.90 – 8.40	0.70	1.14	1.32

(\*) Los ensayos V-1 y V-2 cuentan con menos de 03 mediciones, por lo que únicamente se presenta el promedio de los valores calculados.

Los datos obtenidos de los sondeos CPT fueron procesados según Robertson y Cabal (2022). La Tabla 2 muestra un resumen de la resistencia en punta corregida,  $q_t$ , correspondiente al estrato de suelo arcilloso, siendo:

$$q_t = q_c + (1 - a) \cdot u_2, \quad (1)$$

donde  $q_c$  es la resistencia en punta medida en campo,  $a$  es la proporción de área neta, y  $u_2$  es la presión de poros dinámica medida durante la penetración.

Tabla 2. Valores de  $q_t$  obtenidos a partir de los ensayos de penetración con piezocono (CPT)

Ensayo	Profundidad (m)	N° de lecturas	$q_t$ (MPa)	
			Mínimo	Máximo
CPT-1	21.63 – 23.65	86	2.89	6.67
CPT-2	0.73 – 7.98	291	0.59	3.88

## 2.2 Ensayos de laboratorio

Ensayos de laboratorio para la determinación de los límites de Atterberg (ASTM D4318-17E1) fueron realizados sobre muestras recuperadas en puntos adyacentes a los sondeos V-1—V-4. La Figura 3 muestra la ubicación de los especímenes ensayados sobre la carta de plasticidad de Casagrande (ASTM D2487-17E1). Nótese cómo a pesar de que todos los especímenes se ubican por encima de la línea 'A', estos presentan una amplia variabilidad en su índice de plasticidad ( $6 < IP < 44$ ). De igual manera, existe una alta variabilidad en la humedad natural del suelo arcilloso, con valores que varían entre 8 y 66%.

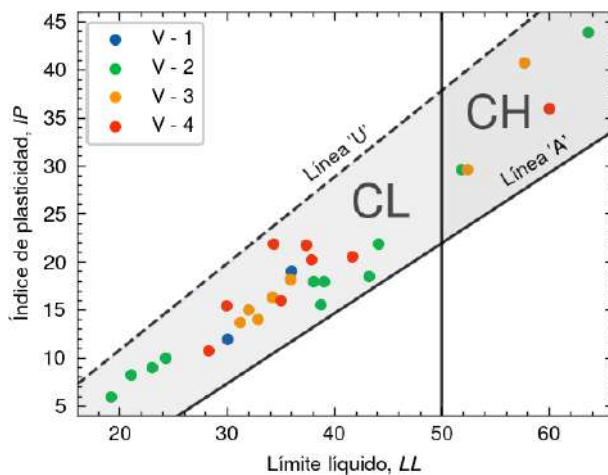


Figura 3. Ubicación de los especímenes ensayados sobre la carta de plasticidad de Casagrande.

Las muestras recuperadas a partir de los tubos de pared delgada tipo *Shelby* no mostraron indicios de disturbancia, por lo que fueron sometidas a ensayos de compresión edométrica (ASTM D2435\_D2435M-11) y corte simple monotónico (ASTM D6528-17). La Tabla 3 presenta un resumen de los ensayos ejecutados sobre este material.

Tabla 3. Ensayos ejecutados sobre el material extraído mediante tubos de pared delgada tipo *Shelby*.

Perforación	Profundidad (m)	Ensayo
P-1	24.50 – 25.00	Compresión edométrica
P-2	5.50 – 6.00	Compresión edométrica
P-3	4.50 – 5.00	Corte simple directo
P-4	9.00 – 9.50	Corte simple directo

Las presiones de preconsolidación,  $\sigma'_{p}$ , estimadas en los especímenes obtenidos de las perforaciones P-1 y P-2 fueron de 150 y 120 kPa, respectivamente, indicando valores de OCR de entre 1.0 y 1.8 en la zona del pie del depósito de jales.

La ejecución de los ensayos de corte simple directo se dio bajo el enfoque SHANSEP (Ladd y Foott, 1974; Ladd, 1991), realizándose la recompresión y descarga hasta alcanzar valores de OCR iguales a 1.0, 1.8 y 2.0, representativos del perfil de OCR medido *in situ*. La Figura 4 muestra las curvas de resistencia no drenada normalizada vs. deformación cortante obtenidas a partir de la serie de ensayos realizados.

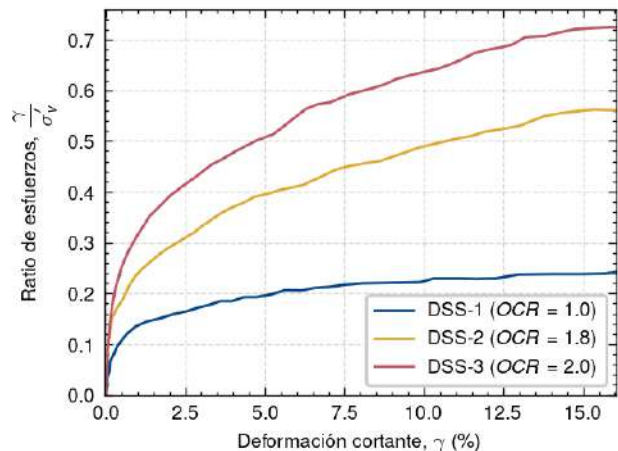


Figura 4. Curvas de resistencia no drenada normalizada vs. deformación cortante para los especímenes ensayados.

En base a los resultados obtenidos de las pruebas DSS, la curva SHANSEP ajustada para el depósito lacustrino puede ser expresada como:

$$\frac{s_u}{\sigma'_v} = S \cdot OCR^m, \quad (2)$$

donde valores de  $S = 0.25$  y  $m = 1.50$  permiten lograr un buen ajuste de los datos obtenidos en los ensayos de laboratorio ( $R^2 = 0.99$ ), tal como se muestra en la Figura 5.



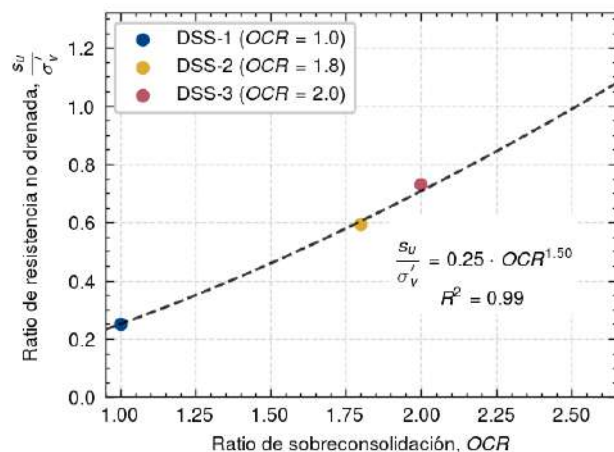


Figura 5. Curva SHANSEP para el suelo de cimentación.

### 3 MODELIZACIÓN ESTOCÁSTICA DEL SUELO DE CIMENTACIÓN

#### 3.1 Campos aleatorios

Sea  $\varepsilon(z)$  un parámetro del suelo medido a cierta profundidad  $z$ . Dada la naturaleza variable de  $\varepsilon$ , resulta conveniente la descomposición de dicho parámetro en una función de tendencia,  $t(z)$ , y una componente residual o fluctuante,  $w(z)$ , alrededor de la misma (Kulhawy, 1992):

$$\varepsilon(z) = t(z) + w(z), \quad (3)$$

donde  $w(z)$  representa la variabilidad inherente de dicho estrato de suelo (Phoon y Kulhawy, 1999a). Un enfoque racional de cuantificar esta variabilidad es empleando el modelo de campo aleatorio estadísticamente homogéneo propuesto por Vanmarcke (1977). Un estrato de suelo modelado como un campo aleatorio estadísticamente homogéneo es aquel en el cual, para al menos un parámetro  $\varepsilon$ , se tiene que:

- Tanto la media, varianza, como cualquier otro momento estadístico de  $\varepsilon$  es independiente de la profundidad en la que estos sean medidos.
- La correlación entre dos puntos de  $\varepsilon$  ubicados a diferentes profundidades es función únicamente de la distancia de separación entre dichos puntos.

A partir de estas dos premisas, la variabilidad inherente del suelo puede ser definida de manera concisa mediante el coeficiente de variación de su componente residual, su función de tendencia y la escala de fluctuación (Jaksa, 1995; Phoon y Kulhawy, 1999a). El coeficiente de variación está definido por:

$$COV_w = \frac{SD_w}{t_M}, \quad (4)$$

donde  $SD_w$  es la desviación estándar de la componente residual del parámetro  $\varepsilon(z)$  y  $t_M$  el valor

de la función de tendencia en su punto medio (Uzielli *et al.*, 2005).

Los campos aleatorios del suelo de cimentación del depósito de jales presentado (ver Figuras 1 y 2) se consideran de estacionariedad débil y escala finita (Uzielli *et al.*, 2005). La información seleccionada para la modelización estocástica comprende los registros de los sondeos CPT-1 y CPT-2, los cuales han sido recortados *a priori* con el fin de descartar aquella información que no corresponda al depósito de suelo lacustrino. Entre los diferentes parámetros obtenidos de ambos sondeos, únicamente el parámetro  $q_t$  ha sido analizado en este estudio, dado que este puede ser considerado una propiedad "puntual" del suelo directamente relacionada con su resistencia no drenada,  $s_u$  (Fenton, 1999).

#### 3.2 Estandarización

Ya que la variabilidad inherente del parámetro  $\varepsilon$  está completamente caracterizada por su componente residual (ver Ecuación 3), la elección de una función de tendencia adecuada se considera un paso importante en la definición del modelo probabilístico (Fenton, 1999). Para la presente investigación se consideró como función de tendencia al ajuste lineal por mínimos cuadrados, siendo esta metodología la más extendida en la literatura geotécnica (Ravi, 1992; Phoon *et al.*, 2003; Uzielli *et al.*, 2005; Stuedlein *et al.*, 2012a; Tan *et al.*, 2020).

Obtenida la función de tendencia,  $t(z)$ , y con el fin de obtener un campo aleatorio estadísticamente homogéneo, se realiza la estandarización del perfil original  $\varepsilon(z)$ , según:

$$\bar{\varepsilon}(z) = \frac{\varepsilon(z) - t(z)}{SD_w} = \frac{w(z)}{SD_w}, \quad (5)$$

La Figura 6 muestra el proceso de estandarización para el parámetro  $q_t$  del sondeo CPT-2.

#### 3.3 Estimación de la escala de fluctuación

En modelos de escala finita (o de correlación espacial limitada), la escala de fluctuación,  $\delta$ , es la distancia de separación máxima para la cual se considera que dos puntos de un mismo perfil  $\varepsilon(z)$  presentan una correlación relativamente fuerte (Kulhawy, 1992).

En la actualidad, existen diferentes métodos disponibles para el cálculo de la escala de fluctuación a partir de registros de ensayos de penetración con piezocono (Cami *et al.*, 2020; Tan *et al.*, 2020). Para la presente investigación, dos de las metodologías más extendidas han sido adoptadas con el fin de estimar la escala de fluctuación vertical del suelo de cimentación.

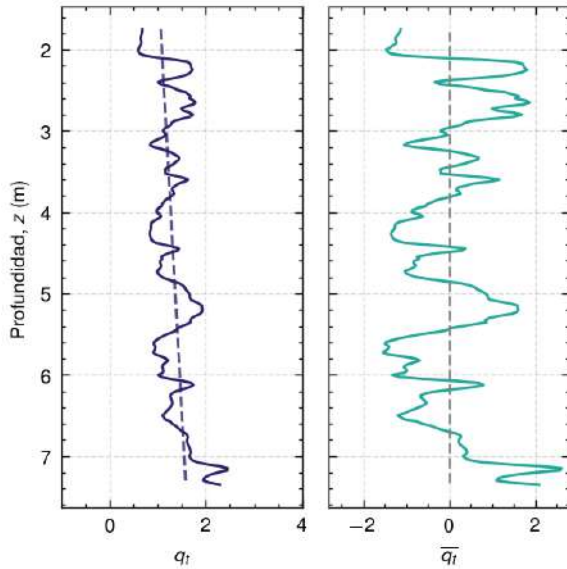


Figura 6. Procesamiento del sondeo CPT-2: (a) antes y (b) después de la estandarización del parámetro  $q_t$ .

3.3.1 Método de la distancia promedio (ADM)

Vanmarcke (1977) propuso un método simplificado para la estimación de la escala de fluctuación: dado un perfil de cierto parámetro  $\varepsilon(z)$ , el método de la distancia promedio o ADM (por sus siglas en inglés, *average distance method*) consiste en promediar la longitud de los segmentos que resultan de la intersección de dicho parámetro con su función de tendencia ( $t$ ). La escala de fluctuación se aproxima como el 80% de la longitud promedio calculada anteriormente:

$$\delta = \sqrt{\frac{2}{\pi}} \cdot d_u \approx 0.8d_u, \tag{6}$$

donde  $d_u$  es el promedio de las distancias comprendidas entre las intersecciones del parámetro  $\varepsilon$  y su función de tendencia. La Figura 7 ilustra la obtención de  $d_u$  para los perfiles de resistencia no drenada de los sondeos CPT-1 y CPT-2 estandarizados previamente. Nótese la diferencia de en la escala de profundidad empleada para cada sondeo.

La Tabla 4 resume el cálculo de la escala de fluctuación vertical,  $\delta_v$ , mediante el método ADM.

Tabla 4. Cálculo de la escala de fluctuación vertical en los sondeos CPT-1 y CPT-2 empleando el método ADM.

Ensayo	$n$ (*)	$d_u$ (m)	$\delta_v$ (m)
CPT-1	3	0.57	0.46
CPT-2	15	0.33	0.26

(\*)  $n$ : número de puntos de intersección.

A pesar de su atractiva simplicidad, el método ADM ha probado ser confiable únicamente en perfiles suficientemente largos, así como para aquellos en los cuales una función de autocorrelación cuadrática representa

adecuadamente la distribución de la variabilidad del perfil de suelo (Cami *et al.*, 2020).

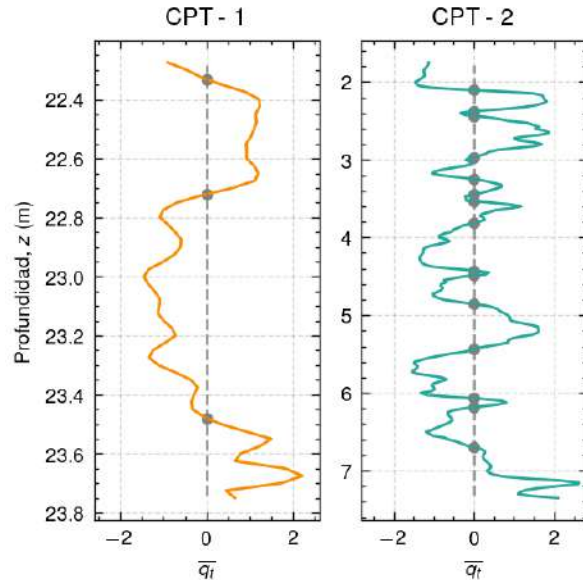


Figura 7. Ilustración de la metodología ADM para el cálculo de la escala de fluctuación vertical en los sondeos CPT-1 y CPT-2.

3.3.2 Método de ajuste del modelo de autocorrelación (AMF)

En la práctica actual, la escala de fluctuación es generalmente estimada a partir del ajuste de la función de autocorrelación empírica (ACF) obtenida directamente de la componente residual,  $w(z)$ , empleando un modelo de autocorrelación teórico (ACM) y técnicas de ajuste tales como el método de los momentos, estimación por máxima verosimilitud, etc. (Fenton, 1999; Cami *et al.*, 2020). La Tabla 5 presenta cuatro de los modelos de autocorrelación más empleados en la actualidad para el análisis de variabilidad en suelos (Phoon *et al.*, 2003; Tan *et al.*, 2020).

Tabla 5. Modelos de autocorrelación más empleados.

Modelo de autocorrelación	Formulación, $R(\tau)$
Exponencial simple (SNX)	$\exp(-2 \tau /\delta)$
Exponencial cuadrático (SQX)	$\exp[-\pi(\tau/\delta)^2]$
Coseno exponencial (CSX)	$\exp(- \tau /\delta) \cos(\tau/\delta)$
Markov de segundo orden (SMK)	$(1 + 4 \tau /\delta) \exp(-4 \tau /\delta)$

Los coeficientes de la función de autocorrelación empírica de la componente residual tienen la forma (Jaksa, 1995):

$$\hat{R}(\tau = i\Delta z) \approx \frac{1}{SD_w^2(n-i-1)} \sum_{j=1}^{n-i} [w(z_j) \cdot w(z_{i+j})], \tag{7}$$

donde  $w$  es la componente residual de cierto parámetro  $\varepsilon$ , y  $\tau$  es la distancia de separación o *lag* entre dos puntos apartados  $i$  intervalos.

Con el fin de conseguir una mayor confiabilidad en las escalas de fluctuación estimadas, para la presente investigación se realizó el ajuste de las ACF siguiendo el procedimiento descrito por Uzielli *et al.* (2005), el cual incluye, entre sus consideraciones, al ajuste de los ACM únicamente para la parte inicial de la ACF hasta el límite de Bartlett  $r_b$  igual a:

$$r_b = \frac{1.96}{n_d}, \quad (8)$$

donde  $n_d$  es el número de puntos presentes en la componente  $w(z)$ . La Figura 8 ilustra el ajuste de la ACF correspondiente al sondeo CPT-2 para los ACM presentados en la Tabla 5.

El procedimiento descrito anteriormente se realizó de manera similar para el sondeo CPT-1. La Tabla 6 muestra un resumen de los resultados obtenidos mediante el método AMF (por sus siglas en inglés, *autocorrelation model fitting method*) para los sondeos CPT-1 y CPT-2. Nótese cómo, a excepción del modelo SQX, el resto de los ACM logran ajustarse adecuadamente a ambos sondeos con un coeficiente de determinación  $R^2 > 0.98$ .

Debido a la simpleza de su formulación, así como a ser uno de los modelos de autocorrelación más empleados en la literatura (Stuedlein *et al.*, 2012a; Cami *et al.*, 2020), para la presente investigación se tomaron los valores de escala de fluctuación vertical,  $\delta_v$ , asociados al modelo SNX como representativos del suelo de cimentación. Finalmente, y en base a ambos sondeos, se consideró un valor promedio de  $\delta_v = 0.39$  m.

Tabla 6. Escalas de fluctuación verticales y coeficientes de determinación calculados para los sondeos CPT-1 y CPT-2 empleando la metodología AMF.

Modelo	CPT-1		CPT-2	
	$\delta_v$ (mm)	$R^2$ (*)	$\delta_v$ (mm)	$R^2$ (*)
SNX	0.38	0.99	0.39	0.99
SQX	0.29	0.98	0.33	0.99
CSX	0.25	0.99	0.28	0.99
SMK	0.31	0.99	0.35	0.99

(\*) Considerando el ajuste únicamente para el tramo inicial de la función de autocorrelación empírica (Uzielli *et al.*, 2005).

Debido a la limitada cantidad de ensayos *in situ* realizados en el caso de estudio presentado, la estructura de correlación espacial en la dirección horizontal no puede ser estimada. No obstante, dado que la escala de fluctuación horizontal ( $\delta_h$ ) supera en más de un orden de magnitud a la escala de fluctuación vertical (Vanmarcke, 1977; Phoon y Kulhaw, 1999a), para el presente estudio, y por simplicidad, se estimó una escala de fluctuación horizontal  $\delta_h = 38.5$  m

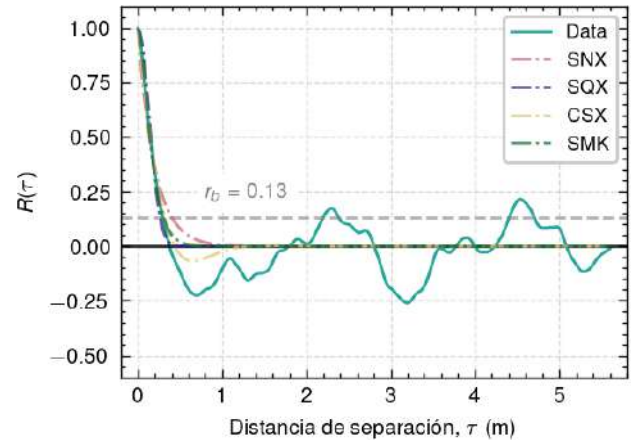


Figura 8. Función de autocorrelación empírica del sondeo CPT-2 ajustado para los ACM presentados en la Tabla 5.

### 3.4 Coeficiente de variación

La transformación exitosa de la información medida *in situ* hacia parámetros geotécnicos de diseño requiere de la incorporación de (Kulhaw, 1992):

1. la variabilidad inherente del suelo debido a su naturaleza compleja,
2. el error debido a los procedimientos implicados en la medición de sus propiedades, y
3. la incertidumbre de la transformación escogida en el modelo de análisis.

La incertidumbre asociada a la variabilidad inherente del suelo ha sido evaluada en los acápites anteriores. Dado el parámetro  $\varepsilon$  (ver Ecuación 3), la incorporación del error en la medición se logra de manera sencilla según (Phoon y Kulhaw, 1999a):

$$\varepsilon_m(z) = \varepsilon(z) + e(z), \quad (9)$$

donde  $\varepsilon_m$  representa al parámetro  $\varepsilon$  medido *in situ* y  $e$ , los errores en su medición. Reemplazando (9) en (3) se tiene:

$$\varepsilon_m(z) = t(z) + w(z) + e(z) \quad (10)$$

Seguidamente, considérese el parámetro de diseño  $\varepsilon_d$  obtenido a partir del parámetro  $\varepsilon_m$  medido *in situ*, según:

$$\varepsilon_d(z) = T(\varepsilon_m, \zeta), \quad (11)$$

luego, reemplazando (10) en (11):

$$\varepsilon_d(z) = T(t + w + e, \zeta), \quad (12)$$

donde  $T(\bullet)$  es la función de transformación y  $\zeta$ , la incertidumbre asociada a esta transformación.

A partir de la Ecuación 12, Phoon y Kulhaw (1999b) dedujeron la siguiente expresión:

$$SD_{\varepsilon_d}^2 \approx \left( \frac{\partial T}{\partial w} \right)^2 \Gamma^2(L) \cdot SD_w^2 + \left( \frac{\partial T}{\partial e} \right)^2 SD_e^2 + \left( \frac{\partial T}{\partial \zeta} \right)^2 SD_{\zeta}^2, \quad (13)$$

donde  $SD_\varepsilon^2$  es la desviación estándar espacial del parámetro de diseño  $\varepsilon_d$  y  $\Gamma^2(L)$  es la función de reducción de varianza de Vanmarcke (1977) definida para un perfil  $\varepsilon$  de longitud  $L$ , según:

$$\Gamma^2(L) = 1 \quad \text{si } L \leq \delta \quad \text{y} \quad (14a)$$

$$\Gamma^2(L) = \delta/L \quad \text{si } L > \delta, \quad (14b)$$

donde  $\delta$  es la escala de fluctuación.

Para el presente estudio se consideró a la resistencia no drenada,  $s_u$ , como parámetro de diseño y a los valores de  $q_t$  obtenidos a partir de los sondeos CPT como parámetros medidos *in situ*, se define al coeficiente de variación espacial de diseño,  $COV_d$ , como (Phoon y Kulhawey, 1999b):

$$COV_d^2 = \frac{\Gamma^2(L) \cdot COV_w^2 + COV_e^2}{(1 - \delta_{avg}/t)^2} + COV_\zeta^2, \quad (15)$$

donde  $\sigma_{avg}$  es el esfuerzo vertical total promediado a lo largo de la longitud  $L$  del perfil  $q_t$ .

Valores típicos del coeficiente de variación debido a errores en la medición ( $COV_e$ ) oscilan en un rango de entre un 5 a un 15% (Phoon y Kulhawey, 1999b), por lo que para el presente estudio se tomó un valor promedio de  $COV_e = 10\%$ . De manera similar, para el coeficiente de variación debido a la incertidumbre en la transformación ( $COV_\zeta$ ) se escogió el valor de  $COV_\zeta = 35\%$  acorde a lo reportado por Phoon y Kulhawey (1999b). La Tabla 7 muestra un resumen del cálculo de los  $COV_d$  para los sondeos CPT-1 y CPT-2. Debido a la proximidad de los resultados obtenidos para ambos sondeos, se escogió un coeficiente de variación final  $COV = 37.6\%$  para el suelo de cimentación.

Tabla 7. Coeficientes de variación espacial de diseño calculados para los sondeos CPT-1 y CPT-2.

Ensayo	$COV_w$ (%)	$L$ (m)	$\Gamma^2(L)$	$\sigma_{avg}$ (kPa)	$COV_d$ (%)
CPT-1	14.60	1.50	0.257	437.24	37.56
CPT-2	25.68	5.60	0.096	86.45	37.58

## 4. ANÁLISIS PROBABILÍSTICO DE ESTABILIDAD FÍSICA

### 4.1 Método de equilibrio límite aleatorio (RLEM)

El enfoque RLEM (por sus siglas en inglés, *random limit equilibrium method*) resulta del acoplamiento del método de equilibrio límite convencional (LEM) con:

1. la generación de campos aleatorios empleando la metodología LAS (por sus siglas en inglés, *local average subdivisión*) propuesta por Fenton y Vanmarcke (1990), y
2. una técnica de muestreo probabilística (e.g., simulaciones de Montecarlo),

donde para cada análisis realizado se determina el factor de seguridad,  $FS$  (Javankhosdel *et al.*, 2017). A partir de la distribución de factores de seguridad obtenidos, y siendo  $FS_c$  el factor de seguridad crítico, la probabilidad de falla ( $PF$ ) se define como:

$$PF = P(FS < FS_c), \quad (16a)$$

$$PF = \frac{\text{Número\_de\_realizaciones\_con\_}FS < FS_c}{\text{Número\_total\_de\_realizaciones}} \quad (16b)$$

Para este estudio se ha evaluado la condición de serviciabilidad del depósito de jales presentado, contemplando un  $FS_c$  igual a 1.30. Ello implica que, en condiciones de operación, la  $PF$  calculada según la Ecuación 16 indica la probabilidad de que el depósito de jales se encuentre en una situación de estabilidad física subestándar, representada por un  $FS$  menor a 1.30 y con un nivel de consecuencia moderado (Hawley y Cuning, 2017).

Las propiedades estocásticas del suelo de cimentación se presentan en la Tabla 8. El tipo de distribución lognormal se consideró representativo del parámetro  $s_u$  en ambos sondeos, dado que este producía un coeficiente de asimetría o *skewness* igual a 0.06.

Tabla 8. Propiedades estocásticas consideradas para el suelo de cimentación.

Parámetro	Distribución	$COV$ (%)	$\delta_v$ (m)	$\delta_h$ (m)
$s_u$	Lognormal	37.60	0.39	38.5

La estructura de correlación empleada para la generación de los campos aleatorios corresponde al modelo de autocorrelación de Markov bidimensional, según:

$$R(\tau_h, \tau_v) = \exp \left\{ - \sqrt{ \left( \frac{2\tau_h}{\delta_h} \right)^2 + \left( \frac{2\tau_v}{\delta_v} \right)^2 } \right\}, \quad (17)$$

donde  $R(\tau_h, \tau_v)$  es el modelo de autocorrelación para las distancia de separación horizontal y vertical  $\tau_h$  y  $\tau_v$ , respectivamente (Javankhosdel *et al.*, 2017).

La Figura 9 muestra un ejemplo de campo aleatorio generado para el parámetro de resistencia,  $s_u$  (ver Tabla 8). En la imagen,  $FS_u$  es el cociente entre el parámetro  $s_u$  calculado para el campo aleatorio generado y el  $s_u$  determinístico basado en la metodología SHANSEP para cada elemento de suelo.

El método de muestreo utilizado en las simulaciones fue el LHS (por sus siglas en inglés, *latin hypercube sampling*). Para llevar a cabo el análisis RLEM, el software Slide2 (Rocscience Inc, 2022) fue empleado en esta investigación. La Tablas 9 y 10 resumen las consideraciones generales de los análisis LEM y RLEM realizados en Slide2.



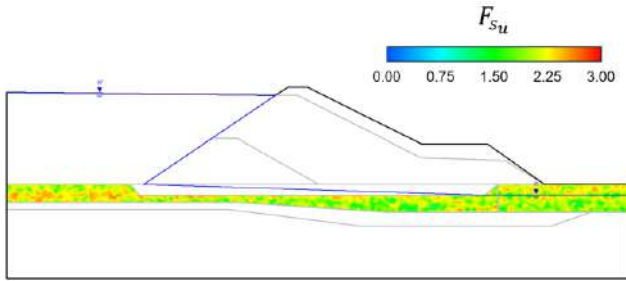


Figura 9. Ejemplo de campo aleatorio generado para el suelo de cimentación. Los tonos azules representan una resistencia relativamente baja, mientras que los tonos rojos a un suelo de una mayor resistencia.

Tabla 9. Consideraciones generales del análisis LEM.

Método LEM	Superficie de falla	Algoritmo de optimización
Spencer	No circular	Particle swarm search

Tabla 10. Consideraciones generales del análisis RLEM.

Método de muestreo	$n_r$ (*)	Tipo de análisis	$FS_c$
LHS	2500	Overall slope	1.30

(\*)  $n_r$ : número de realizaciones.

#### 4.2 Resultados

Los resultados de la simulación estocástica LHS, así como la superficie de falla crítica para la presa de estudio se muestran en la Figura 10. Nótese cómo, a pesar de la variabilidad del suelo de cimentación, se tiene una tendencia clara de falla en bloque que se extiende desde la corona hasta el pie del depósito de jales, con un deslizamiento a través del depósito arcilloso lacustrino. Asimismo, se obtuvo un factor de seguridad determinístico  $FS$  igual a 1.39, siendo este mayor al factor de seguridad crítico,  $FS_c$ , de 1.30 para condiciones de operación.

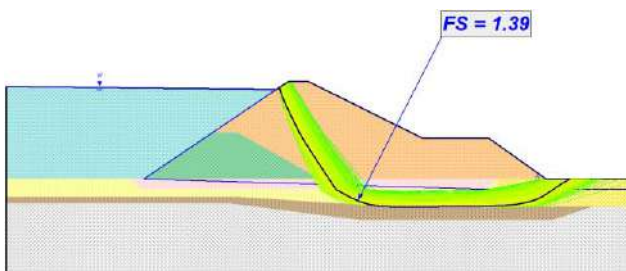


Figura 10. Superficie de falla crítica y superficies de falla generadas mediante simulaciones LHS para el depósito de jales evaluado.

Para este estudio un total de 2500 realizaciones fueron suficientes para alcanzar la convergencia del factor de seguridad promedio, tal como se muestra en la Figura 11. En base a la curva de convergencia es evidente que 1000 o más realizaciones serían suficientes para obtener resultados estables, reduciéndose el esfuerzo computacional en alrededor de un 60 %.

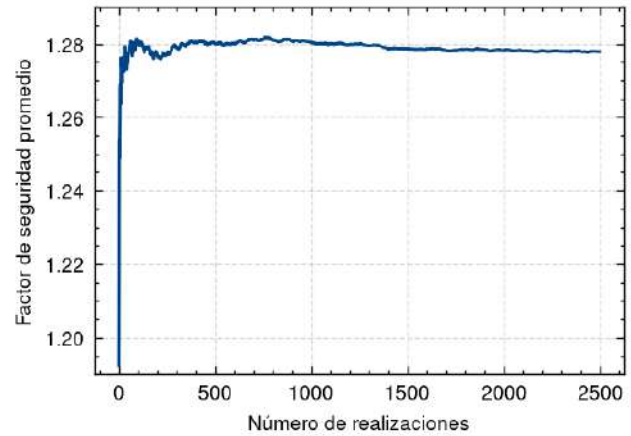


Figura 11. Curva de convergencia del factor de seguridad promedio para el depósito de jales evaluado.

La Figura 12 muestra la función de distribución acumulada (CDF) de los factores de seguridad obtenidos mediante el método RLEM, los cuales varían en un rango de entre 1.08 hasta 1.45. Una de las posibles causas de esta variabilidad en los factores de seguridad está ligada a la concentración de una baja resistencia no drenada en la zona más profunda del depósito lacustrino, tal como se muestra en la Figura 9, donde las zonas más rojizas corresponden a un suelo de mayor resistencia, y viceversa. A partir de la CDF calculada se tuvo una probabilidad de falla,  $PF$ , igual a 68.3 % en condiciones de operación ( $FS_c = 1.30$ ).

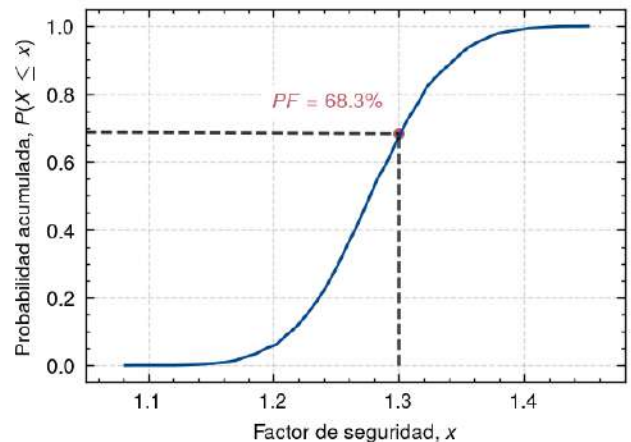


Figura 12. Función de distribución acumulada calculada a partir de los factores de seguridad obtenidos en las simulaciones LHS.

## 5 CONCLUSIONES

Esta investigación se centró en los efectos de la variabilidad espacial del suelo de cimentación en la estabilidad física del depósito de jales presentado en la Figura 1. La caracterización geotécnica y las simulaciones LHS realizadas bajo el enfoque RLEM permitieron concluir que:



- Los ensayos *in situ* y de laboratorio ejecutados permitieron caracterizar la estructura de correlación espacial en la dirección vertical del suelo de cimentación.
- A partir de los ensayos índice, el índice de plasticidad (*IP*) del suelo de cimentación varía en un rango consistente con lo encontrado por Phoon y Kulhawy (1999a) en arcillas de una variedad de orígenes geológicos.
- Asimismo, los valores de  $\delta_v$  obtenidos para el suelo arcilloso de cimentación se encuentran dentro del rango  $0.2 \text{ m} < \delta_v < 0.5 \text{ m}$  reportado por Phoon y Kulhawy (1999a) para suelos de similares características geotécnicas. De manera similar, el COV total se encuentra comprendido dentro de los límites reportados por Phoon y Kulhawy (1999b) para la resistencia no drenada a partir del parámetro  $q_t$ .
- El factor de seguridad determinístico obtenido para la estructura fue de  $FS = 1.39$ , superando al valor crítico  $FS_c = 1.30$  y garantizado, bajo este enfoque, condiciones de serviciabilidad en la estructura bajo cargas de operación.
- No obstante, a pesar de que el análisis determinístico produjo un  $FS$  superior al valor crítico, el empleo del enfoque RLEM en base a la estructura de correlación obtenida de ensayos *in situ* y de laboratorio produjo un  $FS = 1.28$  y un porcentaje importante de escenarios de falla, equivalente al 68.3 %
- En general, las simulaciones LHS indicaron una tendencia del mecanismo de falla consistente con lo obtenido mediante el análisis LEM determinístico, por lo que para el depósito de jales presentado en esta investigación se considera a este mecanismo como representativo de la inestabilidad de la estructura.

## REFERENCIAS

- Cami, B., Javankhoshdel, S., Phoon, K.K., y Ching, J. (2020). "Scale of Fluctuation for Spatially Varying Soils: Estimation Methods and Values", *Journal of Risk and Uncertainty in Engineering Systems, Part A: Civil Engineering*, American Society of Civil Engineers (ASCE), Vol. 6.
- Fenton G.A. y Vanmarcke E.H. (1990). "Simulation of Random Fields via Local Average Subdivision", *Journal of Engineering Mechanics*, American Society of Civil Engineers (ASCE), Vol. 116: 1733–1749.
- Fenton, G.A. (1999). "Random Field Modeling of CPT Data", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, American Society of Civil Engineers (ASCE), Vol. 125: 486–498.
- Griffiths, D.V., Fenton, G.A. y Manoharan, N. (2002). "Bearing Capacity of Rough Rigid Strip Footing on Cohesive Soil: Probabilistic Study". *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, American Society of Civil Engineers (ASCE), Vol. 128: 743-755.
- Hawley, M., & Cuning, J. (Eds.) (2017). *Guidelines for Mine Waste Dump and Stockpile Design*, CSIRO Publishing.
- Huang, S., Dastpak, P., Javankhoshdel, S., Dias, D., y Sousa, R. L. (2023). "Probabilistic Analysis of a Nailed Wall Considering Excavation Stages". *GeoRisk 2023*. American Society of Civil Engineers.
- Kulhawy, F.H. (1992). "On the Evaluation of Static Soil Properties", *Stability & Performance of Slopes & Embankments II*, American Society of Civil Engineers (ASCE), New York: 95-115.
- Jaksa, M.B. (1995). "The Influence of Spatial Variability on the Geotechnical Design Properties of a Stiff, Overconsolidated Clay", Tesis de doctorado, Dept. of Civil and Environmental Engineering, University of Adelaide, Australia.
- Javankhoshdel, S., Luo N., y Bathurst R. J. (2017). "Probabilistic analysis of simple slopes with cohesive soil strength using RLEM and RFEM", *Georisk: Assessment and Management of Risk for Engineered Systems and Geohazards*, Taylor & Francis, Vol. 3: 231–246.
- Phoon, K.K. y Kulhawy, F.H. (1999a). "Characterization of geotechnical variability", *Canadian Geotechnical Journal*, Canadian Science Publishing, Vol. 36: 612–624.
- Phoon, K.K. y Kulhawy, F.H. (1999b). "Evaluation of geotechnical property variability", *Canadian Geotechnical Journal*, Canadian Science Publishing, Vol. 36: 625–639.
- Phoon, K.K., Quek, S.T., y An, P. (2003). "Identification of Statistically Homogeneous Soil Layers Using Modified Bartlett Statistics", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, American Society of Civil Engineers (ASCE), Vol. 129: 649–659.
- Ravi, V. (1992). "Statistical Modelling of Spatial Variability of Undrained Strength", *Canadian Geotechnical Journal*, Canadian Science Publishing, Vol. 29: 721-729.
- Robertson, P.K. y Cabal, K. (2022). *Guide to Cone Penetration Testing*, Gregg Drilling LLC.
- Rocscience Inc. (2022). Slide2: 2D Limit Equilibrium Slope Stability Analysis, <https://www.rocscience.com>, Toronto, Canada.
- Stuedlein, A.W., Kramer, S.L., Arduino, P., y Holtz, R.D. (2012a). "Geotechnical Characterization and Random Field Modeling of Desiccated Clay", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, American Society of Civil Engineers (ASCE), Vol. 138: 1301–1313.
- Stuedlein, A.W., Kramer, S.L., Arduino, P., y Holtz, R.D. (2012b). "Reliability of Spread Footing Performance in Desiccated Clay", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, American Society of Civil Engineers (ASCE), Vol. 138: 1314–1325.

Tan, X., Li, P., Shen, M., Hu, M., Hou, X., y Ma, H. (2020). "Evaluation of the spatial variability characteristics of the unsaturated clay in Hefei, China", *Soils and Foundations*, Elsevier BV, Vol. 60: 454–465.

Uzielli, M. (2004). "Variability of stress normalized CPT measurements and application to seismic liquefaction initiation assessment.", Tesis de doctorado, Dept. of Civil Engineering, University of Florence, Italia.

Uzielli, M., Vannucchi, G., y Phoon, K.K. (2005). "Random field characterisation of stress-normalised cone penetration testing parameters", *Géotechnique*, Thomas Telford, Vol. 55: 3–20.

Vanmarcke, E.H. (1977). "Probabilistic Modeling of Soil Profiles", *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, American Society of Civil Engineers (ASCE), Vol. 103: 1227–1246.

## Sistemas no convencionales para construcción de presas de jales NON-conventional systems for building tailings dams

César TORRES CHUNG, Oscar ESCAMILLA CAYETANO <sup>2</sup>✉

<sup>1</sup>Maccaferri de Perú S.A.C

<sup>2</sup>Maccaferri de México SA de CV

**RESUMEN:** Las presas de jales dentro de las unidades mineras representan una de las zonas de operación más importantes dentro del proceso minero, ello debido a que almacenan los desechos y residuos que el proceso minero produce. Con el incremento en la demanda de los minerales a nivel mundial, la industria minera anualmente tiene la necesidad de incrementar sus actividades operativas, por tal razón el incremento en la producción de jales mineros también se incrementa. La necesidad de ubicar nuevos espacios para depósitos o incrementar la capacidad de almacenamiento de depósitos en operación para depositar mayor volumen de jales también es un aspecto muy importante a la vez que se busque mantener la operación y vida útil de una operación minera. Por todos estos motivos, los proyectos de construcción o sobre-elevamiento de depósitos de jales son necesarios, por ello es necesario proponer nuevos sistemas de construcción bajo métodos no convencionales y que cumplan con los factores de seguridad luego de un cuidadoso análisis de estabilidad física. El presente trabajo busca mostrar que la técnica del muro de suelo reforzado pudo ser aplicada como un sistema no convencional para la construcción de una presa de jales en Perú.

**ABSTRACT:** Tailings dams within mining units represent one of the most important areas of operation within the mining process, because they store the waste and waste that the mining process produces. With the increase in demand for minerals worldwide, the mining industry annually needs to increase its operational activities, so the increase in the production of mining tailings also increases. The need to locate new spaces for deposits or increase the storage capacity of dams in operation to deposit greater volume of tailings is also a very important aspect while seeking to maintain the operation and useful life of a mining operation. For all these reasons, the construction projects or over-elevation of tailings deposits are necessary, It is therefore necessary to propose new construction systems under unconventional methods that comply with safety factors after careful analysis of physical stability. In the present paper it seeks to show that the reinforced soil wall technique could be applied as a non-conventional system for the construction of a tailings dam in Peru.

✉ Autor de Correspondencia: o.escamilla@maccaferri.com

### 1 INTRODUCCIÓN

#### 1.1 Producción y clasificación de jales

La producción de los jales y su clasificación se basa principalmente en la forma como los jales son tratados dentro del mismo procesamiento de los minerales, la cantidad de agua que resulta de tal procesamiento y del grado de deshidratación obtenida antes de la deposición en los lugares de almacenamiento establecidos y estudiados previamente. Existen 4 principales tipos de jales los cuales son obtenidos según la cantidad de agua:

1. Estado en pulpa cuyo contenido de sólido es aproximadamente 30%, este tipo de jale requiere de un área de almacenamiento grande, así como la necesidad de construir grandes presas de retención de jale minero.
2. Estado espesado cuyo contenido de sólido es de aproximadamente 65%,

3. Estado en pasta cuyo contenido de sólido es de 75%.

Los estados de espesado y en pasta también requieren de áreas de almacenamiento considerables, además de la necesidad de una planta de procesamiento para jale espesados y en pasta.

4. Estado Filtrado cuyo contenido de sólido es mayor a 75%, este tipo de depósito tiene la ventaja que el jal debe tener una humedad óptima que permita que se generen pilas con pendientes lo suficientemente estables.

Según el estado del jal producido en mina y del área de almacenamiento disponible en mina, mediante una evaluación de ingeniería se pasa a seleccionar el tipo de presa a construir según los materiales disponibles y condiciones del sitio.

### 1.2 Sistemas de construcción convencionales de presas de jales

Los sistemas que aun son empleados para la construcción de depósitos de jales se basan principalmente en 3 métodos, Figura 1:

- Método de aguas arriba
- Método de línea central
- Método de aguas abajo

El tipo de método constructivo que se debe emplear va en función de la forma de procesamiento del mineral, las características del sitio, el transporte de jal de la planta al depósito, los requisitos de desempeño, disponibilidad de materiales para la construcción de la presa y espacio suficiente para la construcción de las presas.

Cada uno de estos métodos presenta ventajas y desventajas constructivas, así también niveles de riesgo diferentes ante pérdidas potenciales ocasionadas por la falla del depósito de jales.

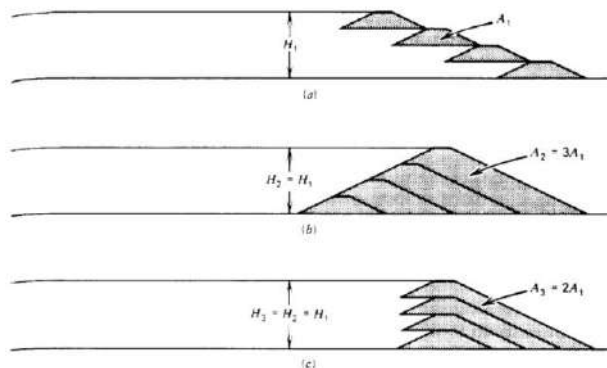


Figura 1. Métodos convencionales de construcción según Vick 1990

El método de construcción aguas arriba (a) implica la construcción de un dique inicial en la parte inferior que permita un almacenamiento en una primera etapa de los jales de mina, luego en una siguiente etapa implica cimentar un segundo dique aguas arriba del dique inicial para que la operación de llenado continúe de manera secuencial. El material para la conformación de los diques puede ser de material de suelo de préstamo o el mismo jale en condición seca. Este método cada vez es menos utilizado, y en algunos países es prohibido, debido a su alto riesgo de inestabilidad producto de un gran terremoto o filtraciones o acumulación de agua cerca a los diques.

El segundo método llamado aguas abajo (b) consiste en la construcción de un dique de arranque y la posterior construcción de un terraplén aguas abajo del dique, el cual es cimentado sobre el terreno natural del lugar.

El tercer método llamada línea central (c) es una condición intermedia de construcción debido a que se requiere la construcción de un dique de arranque

y posteriormente la construcción de los diques superiores tanto aguas arriba como aguas abajo.

El método de línea central sigue un mismo alineamiento vertical en cuanto al eje de la presa para todas las etapas de sobre elevación.

A continuación, se describirá la técnica de suelo reforzado como una alternativa para la construcción de un sistema de construcción no convencional para presas de jales, así como también que materiales compuestos de elementos en suelo reforzado tejidas en doble torsión y geomallas de alta resistencia como elementos de refuerzo cumplen con características de resistencia y durabilidad para este tipo de proyectos mineros.

## 2 SISTEMAS EN SUELO REFORZADO

### 2.1 Sistema de suelo reforzado

La técnica del suelo reforzado consiste en introducir elementos resistentes a la tracción dentro de un material como el suelo, el cual naturalmente posee una baja o nula resistencia al corte. En la Figura 2 se muestra un esquema de un muro de suelo reforzado, el cual se compone de una fachada o revestimiento frontal del muro, elementos de refuerzo que trabajan a tracción, los cuales pueden ser compuestos por acero o geomallas de alta resistencia. Esta técnica es utilizada a nivel mundial, principalmente en aplicaciones para estabilizar taludes, construcción de muros de contención, y para la construcción de diques reforzados.

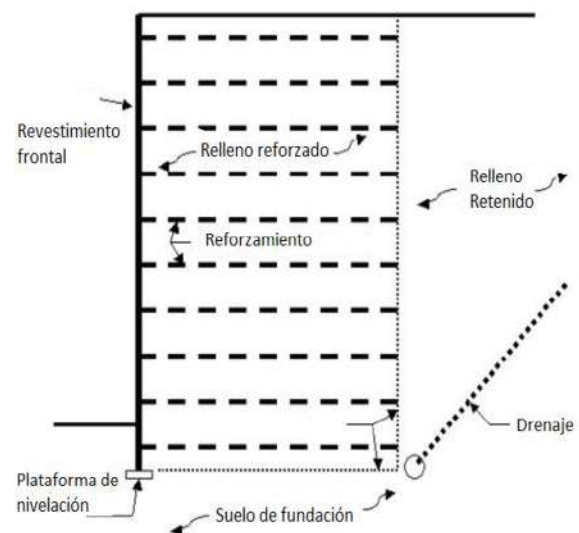


Figura 2. Muro de suelo reforzado (FHWA – NHI-10-024)

### 2.1 Muro de suelo reforzado Terramesh® System

El muro de suelo reforzado tipo Terramesh® System es un sistema compuesto por varios elementos trabajando en conjunto, en la cara que además es permeable, se conforma con celdas Terramesh que

se fabrican a base de malla hexagonal de doble torsión en una escuadría de 8x10cm y alambre de 2.70 mm, Figura 3, revestidos con un polímero de alto desempeño aditivado denominado PoliMac™ de acuerdo con la NMX-B-085-CANACERO-2020

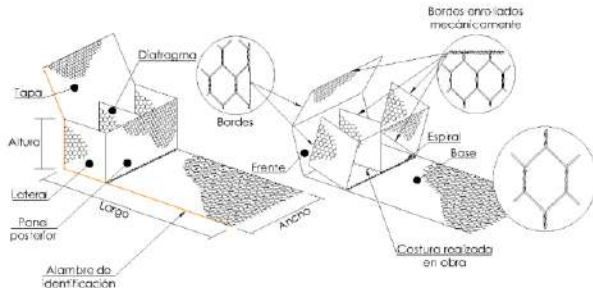


Figura 3. Elemento Terramesh® System

Para un comportamiento hidráulico adecuado el sistema cuenta con la inclusión de geodrenes planos tipo MacDrain®, evitando acumulamiento interno de agua que se puede llegar a infiltrar en las terracerías y para liberar presiones hidráulicas, también es indispensable que se incluya geotextil en la cara trasera de la facia permeable, en la interfaz de las terracerías compactadas, evitando así la fuga de suelos finos.

## 2.2 Geomalla monoaxial termosoldada tipo ParaGrid®

Las geomallas de refuerzo polimerico ParaGrid® son estructuras planas monoaxiales formadas a partir de geotiras para refuerzo. Las geotiras presentan núcleo de hilos de poliéster de alta tenacidad (refuerzo) envueltos por un revestimiento de polietileno (protección), Figura 4, esto a razón de que cuando se instalan estas geomallas pueden sufrir daños de instalación, incluso por transporte, este tipo de geomalla presenta uno de los mejores desempeños a nivel mundial, ya que los factores de reducción son de los más bajos, no así en geomallas de tipo tejidas.



Figura 4. Geomallas termosoldadas de poliéster tipo ParaGrid®

## 3 GEOTÉCNICA

### 3.1 Unidades geotécnicas

Como resultado de la interpretación de información geotécnica generada, se ha identificado y caracterizado los materiales que intervendrán en el recrecimiento del depósito de Jales, las propiedades de resistencia de los materiales identificados fueron evaluadas teniendo en consideración los resultados de los ensayos de densidad in situ, compresión triaxial CU y corte directo. A cada material identificado se la ha denominado Unidad Geotécnica, los de mayor relevancia para fines de este artículo es del relleno que fue utilizado en el dique del depósito de Jales, este material está clasificado como grava pobremente gradada con arcilla (GPGC), proveniente de los desmontes de la unidad minera, los cuales se seleccionan según las especificaciones técnicas del proyecto. De acuerdo con los ensayos de laboratorio realizados, se obtuvo parámetros de resistencia efectivos con valores de 10 kPa de cohesión y un ángulo de fricción interna de 36°. Asimismo, se determinó pesos unitarios totales de 23.20 kN/m<sup>3</sup> y un coeficiente de permeabilidad de 1.1x10<sup>-2</sup> cm/s.

Los jales para el vaso están conformados por jales en pulpa, estos se han clasificado como material limoarenoso de baja plasticidad (ML), los cuales en condición saturada poseen unos parámetros geotécnicos conservadores en términos de su resistencia al corte no drenado ( $S_u$ ) de 20 kPa y una densidad de 13 kN/m<sup>3</sup>.

El basamento está conformado por roca andesítica, ligera a moderadamente alterada, con una resistencia de buena a regular y una dureza promedio de R4. Este tiene una potencia de 80.00 metros. De acuerdo con los ensayos revisados, realizados a las perforaciones, la envolvente Mohr–Coulomb propone parámetros de resistencia de 44.70° para el ángulo de fricción interna y una cohesión de 0.617MPa. Conservadoramente se asume un valor de 40° para el ángulo de fricción interna y una cohesión de 150kPa. Además de contar con una densidad total de 26.5 kN/m<sup>3</sup> y un coeficiente de permeabilidad de 3.77x10<sup>-5</sup> cm/s.

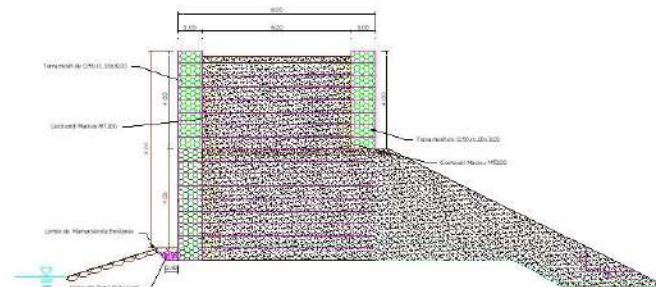


Figura 5. Sección transversal del recrecimiento



## 4 CRITERIOS DE ANALISIS

### 4.1 Estabilidad global e interna

Para la estabilidad global de las estructuras, se basan en los criterios de análisis establecidos por el Ministerio de Energía y Minas (MEM), Canadian Dam Association (CDA), United States Society of Dam (USSD), United States Army Corps of Engineers (USACE) y United States Bureau of Reclamation (USBR).

El factor de seguridad (FS) mínimo estático varía según la entidad. El USACE (manuales EM 1110-2-1902, EM 1110-2-1913), recomienda valores del FS mayores a 1,30. Mientras que el Ministerio de Energía y Minas de Perú (en la Guía Ambiental para la Estabilidad de Taludes de Depósitos de Desechos Sólidos de Mina, 1998) recomienda valores mayores a 1,20. Por lo que para este análisis se consideró un factor de seguridad estático mínimo de 1.50 para largo plazo, mientras que para el periodo de construcción y/o corto plazo, se consideró un factor mínimo de seguridad de 1.30, debido a la condición temporal del proceso.

Para el factor de seguridad pseudoestático la Guía Ambiental para la Estabilidad de Taludes de Depósitos de Desechos Sólidos de Mina (DGAAM - MINEM, 1998), recomienda que este factor sea mayor a 1,0. Sin embargo, un valor mayor a 1.0 no garantiza que la estructura no se moverá ante un evento sísmico, lo que significa este valor, es que los desplazamientos serán mínimos y no se producirán daños permanentes.

Adicionalmente dentro de los criterios de análisis se toma en cuenta un Análisis Bidimensional por el método de equilibrio límite, Figura 6. Como hipótesis del análisis 2D se considera que las propiedades de los materiales que conforman la estructura son homogéneas e isotrópicas y que el colapso se produciría como resultado de fallas simultáneas a lo largo de la superficie de deslizamiento, que es infinita en la dirección perpendicular al deslizamiento.

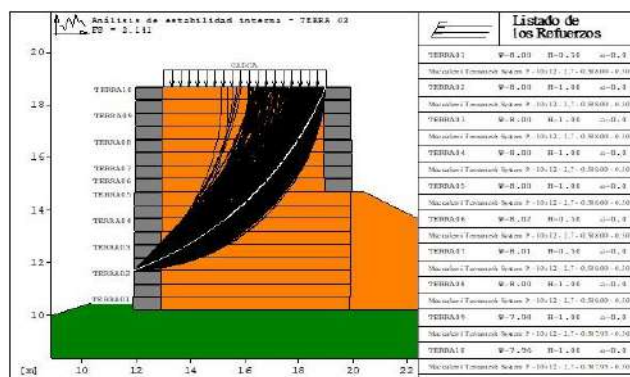


Figura 6. Análisis de estabilidad global del recrecimiento

## 5 ALGUNAS VENTAJAS DEL RECRECIMIENTO CON EL SISTEMA DE MUROS DE SUELO REFORZADO

El muro con Terramesh® System tienen diversas ventajas en comparación con los muros de contención de concreto reforzado o convencionales:

- Usa procedimientos de construcción simples, rápidos y no requiere equipos de construcción grandes.
- No requiere mano de obra especializada.
- Necesita menos espacio frente a la estructura para las operaciones de construcción.
- No es necesario un soporte de cimentación rígido, porque son tolerantes a los asentamientos.
- Son técnicamente factibles para alturas superiores a 25 m, incluso se puede llegar a conformar cualquier altura, ya que se pueden hacer de manera bermada.
- Una de las mayores ventajas es su flexibilidad y capacidad para absorber las deformaciones debidas a las malas condiciones del subsuelo. Además, con base en observaciones en zonas sísmicamente activas, estas estructuras han demostrado una mayor resistencia a la carga sísmica que las estructuras rígidas de concreto.

### 5.1 En relación con el costo

El costo de una estructura de suelo reforzado está en función de factores importantes como requerimientos de corte y relleno, altura y tipo de paramento, tipo de suelo disponible para el suelo de relleno reforzado y compactado en capas, para el suelo retenido (terraplén), se ha observado que para muros con altura mayor a 3.0 m y terreno de cimentación con resistencia media, el costo resulta más competitivo que el respectivo de un muro convencional.

En general, con el uso de muros de Suelo Reforzado se obtienen ahorros del orden del 25 al 50% respecto a muros convencionales de concreto o paramentos rígidos (ver figura 7), y además tienen un mejor comportamiento ante deformaciones diferenciales que aquellos no podrían soportar por tratarse de medio rígidos.

## 6 PROCESO CONSTRUCTIVO

El proceso a grandes rasgos consiste en preparar la zona de desplante, colocar las geomallas ParaGrid® como se muestra en la Figura 8, colocando arriba de estas los elementos Terramesh® System de malla hexagonal doble torsión, en medio de las dos caras que resulten, es decir al centro, se irá colocando la terracería.

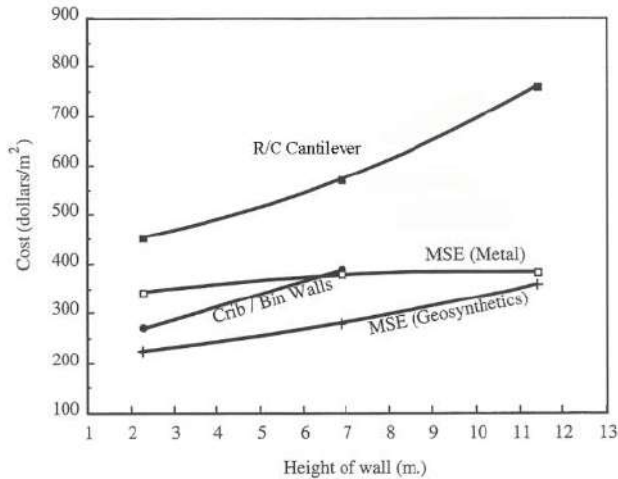


Figura 7. Relación del costo de muros de contención respecto a su altura



Figura 8. Tendido de geomallas ParaGrid®

La compactación de la terracería seleccionada debidamente según indica el proyecto se realizará por medios mecánicos con el objetivo de mejorar las propiedades mecánicas del suelo a utilizar como relleno, cumpliendo con las propiedades mecánicas de compactación para subir a los niveles subsecuentes. Los espesores con los que se decidirá bandear y compactar el suelo serán otorgados por el consultor de mecánica de suelos y verificado por supervisión de terracerías, con el objetivo de lograr por lo menos el 95% del Proctor modificado de compactación de los suelos.

Se recomienda que la maquinaria a utilizarse sea preferentemente de neumáticos, este equipo no podrá realizar maniobras sobre las geomallas de refuerzo, por lo que se sugiere que se bandee suelo en el acceso de la maquinaria para ir generando área de camino para la maquinaria.

En las zonas cercanas a la cara del muro se recomienda usar equipo ligero de compactación para evitar las deformaciones del paramento flexible, Figura 9.



Figura 9. Paramento y compactación con equipo menor.

Finalmente se procede a impermeabilizar la cara húmeda que da hacia el depósito de jales con una geomembrana de HDPE (Figura 10) para evitar filtraciones hacia el interior del muro de suelo reforzado.



Figura 10. Impermeabilización de la cara húmeda que da hacia el depósito de jales con una geomembrana de HDPE.

El sistema de construcción mediante el suelo reforzado permite que el crecimiento de la presa de jale se pueda ir realizando por etapas según la necesidad de ampliación de capacidad de deposición de jales que la presa requiera, como fue mencionado al inicio del artículo el incremento en la demanda de los minerales a nivel mundial, obliga a que las operaciones mineras incrementan la capacidad de los depósitos de jales, por esta razón este sistema permite el incremento por etapas, Figura 11.

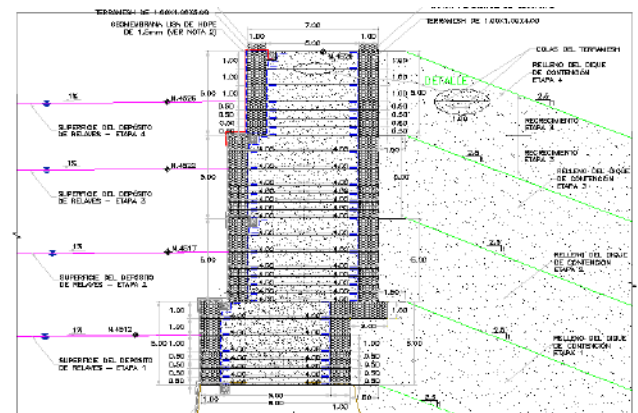


Figura 11. Sistema no convencional con suelo reforzado Terramesh® System.

## 7 CONCLUSIONES

El incremento en la demanda de los minerales a nivel global obliga a que las operaciones mineras incrementen su capacidad de almacenamiento de jales mineros.

El tipo de método constructivo (aguas arriba, aguas abajo y línea central) a emplear va en función de la forma de procesamiento del mineral, las características del sitio, el transporte de jales de la planta al depósito, los requisitos de desempeño, disponibilidad de materiales para la construcción de la presa y espacio suficiente para la construcción de las presas

La técnica del suelo reforzado consiste en introducir elementos resistentes a la tracción dentro de un material como el suelo, el cual naturalmente posee una baja o nula resistencia al corte

El muro de suelo reforzado tipo Terramesh® System es un sistema compuesto por varios elementos trabajando en conjunto, en la cara que además es permeable se conforma con celdas Terramesh que se fabrican a base de malla hexagonal de doble torsión en una escuadría de 8x10cm y alambre de 2.70mm, revestidos con un polímero de alto desempeño aditivado denominado PoliMac™ de acuerdo con la NMX-B-085-CANACERO-2020

El muro con Terramesh® System tienen diversas ventajas en comparación con los muros de contención de concreto reforzado o convencionales.

En general, con el uso de muros de Suelo Reforzado se obtienen ahorros del orden del 25 al 50% respecto a muros convencionales de concreto o paramentos rígidos, y además tienen un mejor comportamiento ante deformaciones diferenciales que aquellos no podrían soportar por tratarse de medio rígidos.

El sistema de construcción mediante el suelo reforzado permite que el crecimiento de la presa de jale se pueda ir realizando por etapas según la necesidad de ampliación de capacidad de deposición de jales que la presa requiera

British Standards Institute (BSI).2000.BS8006:1995, "Code of Practice for Strengthened/Reinforced Soils and Other Fills" London, UK

## BIBLIOGRAFÍA

- Braja M. Das (2012) *Fundamentos de ingeniería de cimentaciones* 7ª ed.
- Guía de procedimientos y lineamientos para la construcción de MME, DGST-SCT-1ª ed. 2014
- Transportation Research Board (1995), Transportation Research Circular, núm. 444, National Research Council, Washington, DC.
- Vidal, H. (1966). "La terre Armée", Annales de L'Institut Technique du Batiment et des Travaux Publiques, Francia, julio-agosto, pp. 888-938.
- Koerner, R.B. (2005), Design with Geosynthetics, 5a ed., Prentice Hall, Englewood Cliffs, NJ.

# The progression and challenges in the implementation of a waste management system

Un enfoque integrado y digitalizado para la gestión de jales

**Daniel ANDRES MOLINA<sup>1</sup>, Rafael DÁVILA<sup>2</sup> ✉ and Ryan HUNTER<sup>3</sup>**

<sup>1</sup>Engineer – Tailings and Closure Practice, Hatch, London, UK.

<sup>2</sup>Global Director – Tailings and Closure Practice, Hatch, Ontario, Canada.

<sup>3</sup>Global Director – Digital Products, Hatch, Ontario, Canada.

**RESUMEN:** Este artículo presenta los conocimientos generados a partir de un programa piloto-cliente en curso que explora cómo el Sistema Integrado de Gestión de Relaves (HITMS), un sistema de software integrado digitalmente desarrollado para mejorar el flujo de trabajo de las Instalaciones de Gestión de Relaves (TSF) al conectar datos en todas partes. el ciclo de vida de los relaves, lo que lleva a una mayor coordinación y excelencia operativa. Si bien la industria tiende a centrarse en momentos específicos del ciclo de vida de los relaves, el proceso de desarrollo e implementación de HITMS reveló que se puede generar un valor mucho más sólido y distintivo conectando todos los aspectos de la gestión de relaves en tiempo real, desde el desaguado y el transporte hasta la deposición y almacenamiento, combinando el Estándar Global de la Industria sobre Gestión de Relaves (GISTM) y protocolos de desempeño personalizados. Al implementar el sistema en dos sitios geográficamente y culturalmente únicos, HITMS puede mostrar cómo puede abordar las distintas necesidades de un sitio, al mismo tiempo que cuenta con una estandarización que permite la comprensión y la eventual acumulación de una cartera de sitios. HITMS proporciona un conjunto completo de herramientas para gestionar, integrar y visualizar datos de campo, monitorear el rendimiento de los activos y los umbrales operativos, optimizar la programación de trabajos y garantizar un mejor cumplimiento normativo. Los desafíos encontrados incluyen la integración y migración de datos, la integración de flujos de trabajo y sistemas existentes, la implementación del enfoque holístico, la experiencia del usuario y la resistencia al cambio, entre otros. Durante la implementación, el equipo técnico de relaves y digital interactuó con los clientes piloto con el objetivo de resolver sus desafíos operativos y garantizar que la experiencia pueda extenderse a otras instalaciones de relaves. A medida que se implementa el sistema, se han desarrollado módulos con las funcionalidades necesarias para proporcionar un sistema flexible que pueda ser administrado y personalizado por el usuario.

**ABSTRACT:** This paper presents insights generated from an ongoing client-pilot program that is exploring how the Integrated Tailings Management System (HITMS), a digitally integrated software system developed to improve the workflow of Tailings Management Facilities by connecting data throughout the Tailings lifecycle, leading to greater coordination and operational excellence. While the industry tends to focus on specific moments in the tailings lifecycle, the development and implementation journey of HITMS revealed that much stronger and distinct value can be generated by connecting all aspects of Tailings Management in real-time, from dewatering and transport to deposition and storage, combining the Global Industry Standard on Tailings Management (GISTM) and custom performance protocols. By implementing the system at two geographically and culturally unique sites, HITMS is able to showcase how it can address the distinct needs of one site, while also having standardization that allows for the understanding and eventual rollout for a portfolio of sites. HITMS provides a comprehensive suite of tools to manage, integrate, and visualize field data, monitor asset performance and operating thresholds, optimize job scheduling, and ensure improved regulatory compliance. The challenges encountered include data integration and migration, integration of existing workflows and systems, implementation of a holistic approach, user experience and resistance to change, amongst others. During implementation, digital and tailings technical teams engaged with the pilot clients with the aim to solve their operational challenges and ensure that the experience can be extended to other tailings facilities. As the system is being implemented, modules have been developed with the required functionalities to provide a flexible system that can be managed and customized by the user.

✉ *Autor de Correspondencia: rafael.davila@hatch.com*



## 1 INTRODUCTION

Tailings Storage Facilities (TSFs) remains a paramount challenge in the mining industry. Given the multifaceted interactions among various operational aspects, TSF management carries an inherently critical aspect of operational success. The complexity of TSF operations is exacerbated by the interaction of processes, which further increases asset and operational risks. Historical incidents underscore the criticality of addressing operational factors contributing to tailings failures, with a substantial portion attributable to human error, inadequate planning, insufficient or misinterpreted data, and suboptimal safety culture. These factors play a vital role in preventing structure failures and ensuring environmental and social sustainability.

Today's mining operators are seeking innovative and cost-effective solutions to minimize such risks, which may result in severe social, economic and environmental impacts on the industry and surrounding communities.

In addition, with the introduction of the Global Industry Standard on Tailings Management (GISTM) 2020, mining companies are attempting to implement the standards which will provide best management practices and, as a result, advanced understanding of the TSFs' failure modes. Based on our experience, this implementation comes with a significant transformation from the current management practices.

To accomplish such advancements, the creation of the HITMS was underpinned by a digital system that integrates a holistic approach to tailings management practices. This study presents the strategic objectives for which the system was created, and the implementation journey selecting two site pilot programs at mining sites with different profiles, diverse geographies, cultural background, and commodities. This approach aimed to gather comprehensive insights from operations to enhance and enrich the system, which may be universally applied to tailings operations.

The implementation phase encountered challenges inherent to tailings management operations. As a result, the system was adjusted, refining and creating modules that target these challenges.

## 2 THE OBJECTIVES

The digital system is a collaborative effort between tailings management practice engineers and software developers. Identifying key objectives from the beginning of a multi-annual effort was crucial to achieve optimal outcomes from the proposed system. The tailings team has a focus on a holistic approach that set the basis for the technical objectives, in addition to several technological and

organizational aspects, with the ultimate aim of benefiting tailings management from the operator's perspective. These were:

- Enhanced safety and reliability of TSFs.
- Improved operational effectiveness and efficiency.
- Strengthened governance and compliance.
- Sustained social license to operate within communities, and.
- Software data security and privacy.

The following objectives encompasses the approach and focus:

### **Risk Mitigation and Safety Enhancement:**

- Prioritize safety by proactively identifying risks throughout the tailings lifecycle, ensuring comprehensive risk assessment at every stage.
- Mitigate risks by focusing on the understanding of the critical controls and implement robust early warning systems.
- Ensure adherence to safety standards and regulations to maintain compliance and minimize risks.

### **Efficiency Across the Lifecycle:**

- Streamline processes from tailings dewatering, transport, deposition and water reclaim, from decommissioning to post-closure.
- Optimize water usage, swift incorporation of water reclaim and effluent treatment technologies and external sources reliance reduction.
- Foster operational excellence through efficient management practices.

### **Regulatory Compliance:**

- Implement a robust system for Self-assessment compliance with the Global Industry Standard on Tailings Management (GISTM).
- Track progress toward full compliance targets using a tried-out audit management tool.

### **Technology Integration:**

- Seamlessly integrates with existing infrastructure (e.g., PI systems, data loggers).
- Utilize cutting-edge IT/OT protocols for data connectivity to ensure efficient communication amongst the system.

### **Integrated Monitoring and Insights:**

- Convert raw sensor data into practical and actionable metrics.
- Enable real-time data monitoring, scalability as needed, and receive alerts to prevent potential issues.

### **Enhance Circular Economy Approach:**

- Efficiently and strategically manage tailings deposition.
- Mechanisms to track deposition plans aligned with the "Life of Mine" plan.

### **Customization for Site-Specific Needs:**



- Tailor the solution to accommodate variations across diverse tailings facilities.
- Address unique operational requirements-specific to each site.

#### **Transparency and Stakeholders engagement:**

- Provide agreed public access to real-time relevant information for stakeholders.
- Engage transparently with stakeholders, including communities, regulators and investors.

#### **Long-Term Sustainability**

- Balance economic expectations, capital costs, and operational costs to ensure long-term sustainability.
- Foster a culture of adaptability and continuous improvement to meet evolving standards and best practices.

In summary, a comprehensive digital solution offered by HITMS shall combine advanced analytics, flexibility, and risk reduction strategies to ensure sustainable and safe tailings management practices.

### 3 PILOT DEVELOPMENT

#### 3.1 *Pilot Selection*

As an integral part of HITMS development, a pilot program was initiated by collaborating with established clients. The purpose was twofold: ensuring that the software functionalities and elements align closely with real operational needs and incorporating diverse operational elements into the system.

The clients have been selected considering various influencing factors and aspects on tailings facilities operations, such as:

- Geographies – cold and warm climate to capture operational nuances influenced by different environmental conditions.
- Technical requirements - Seismic region and commodities.
- Storage facilities in closure and operations.
- Level of instrumentation – manual vs automated.
- Organizational – small vs large vs complex operation.

This variability of operational factors has greatly enriched the pilot program, enhancing its value by enabling the capture of a wide array of operational requirements to be incorporated into the system and provide more comprehensive results.

#### 3.2 *Current Operation Analysis*

The pilot program was structured from three pivotal pillars: technical, technological, and organizational.

From the technical point of view, these structures are well known to us as many parts of the tailings facilities have been designed by our Tailings Practice

team. Therefore, the development team has focused on understanding the technicalities around the design and operations of the tailings facilities from the dewatering, transport, and storage components' perspective. It has also considered the level of instrumentation and inspections based on both the Operation, Maintenance and Surveillance Manual (OMS) and the governance framework that the current operations adhere to within the GISTM framework.

The technological team was focused on the understanding of the level of automation of the facilities and data integration into the system. The team has also aimed to understand the existing way of managing data and how it is used for decision making. Additionally, discussions with Information Technology representatives from the clients provided a comprehensive knowledge of the systems connectivity and the data transfer.

As for the organizational aspect, the focus has been on analyzing and comprehending the existing organizational structure of the TSF, as the system has been developed to support operations. Additionally, it provides an overview of the status of the facility at all levels of the organization with the focus of minimizing the resistance to change from all levels.

#### 3.3 *Organization of the work*

A client-centric approach was prioritized throughout the development of the HITMS, placing pilot clients at the core of a comprehensive analysis. To fully understand all facets of their operations and requirements of all responsible parties, routine engagements were conducted with the operations teams and executives.

In addition, the development team conducted on-site visits that encompassed walk arounds, interviews, and briefings to make sure that all three pillars of the analysis would be well understood.

Overall, the work was structured in the following phases:

- Understanding of the existing operations and level of monitoring: Interviews and site visits were conducted to grasp the operational challenges and prevailing practices for operating the TSFs.
- Identifying operational deficiencies: Gap analysis exercise against best management practices. Collaborating with the operational team, optimal site-specific management practices for sites.
- Develop operational tools to tackle deficiencies: solutions development that can be seamlessly implemented and bring tangible value to operation efficiency.

## 4 THE CHALLENGES

Several challenges emerged during the development and the HITMS. Most of which were in the field of technical, technological, and organizational practices, where led to a noticeable disconnection between TSF operations and the overall lifecycle of tailings.

### 4.1 *Data Integration and Migration*

Migrating data from existing digital or manual systems to the software may be complex. Inaccurate or incomplete data can hinder successful implementation. Challenges often faced during data migrating include:

- Availability and location – data required for the new system would be typically found fragmented, if not scattered across different databases and legacy systems, or even exist solely in paper records.
- Quality and accuracy – inaccurate or incomplete data can lead to incorrect insights and decisions.
- Format and standardization - data originating from various sources may have diverse formats and standards, making integration complex.
- Lack of common data understanding – variations in interpreting data among different stakeholders may affect system design and usage.

### 4.2 *Disconnected Processes*

Previous TSF disasters have demonstrated to both designers and operators that the stored tailings mass management within impoundment and stacks, the structural integrity of the retaining structures, the understanding of the chemical composition changes of the tailings and the side-wide water balance were evaluated in silos without a common integration. Unfortunately, this appears to be more the norm than the exception.

This disconnect has resulted in TSFs lacking adequate analysis of the critical controls, which are put in place to prevent the identified failure modes. Despite the existence of such controls, the absence or failure of a critical control element could significantly escalate risks within the structure.

Moreover, despite control levels being an integral aspect throughout the tailings lifecycle - encompassing milling, dewatering, transport, and ultimately the storage space within the TSF-, these are often overlooked.

Reality is that in today's current operations across the industry, the following is put forward:

- The process plant concentration drives dewatering and transport tailings to meet production demands.
- Modification on dewatering inputs that can potentially generate repercussions downstream (transport and deposition), are not well comprehended leading to sub-standard decisions.

This approach underscores the necessity for a tool that integrates all life cycle of tailings to ensure cohesive and informed decision-making.

### 4.3 *Poor Instrumentation*

Mining companies have on their own, or under the advice of consultants, implemented various types of instruments and engaged with different suppliers to gain a thorough understanding of the potential failure modes of the TSF. In many cases, staff turnover diverged strategies, or inadequate advice from suppliers/consultants have led to the installation of non-compatible instruments and systems that cannot properly transform the data into information. Consequently, this mismatch hinders the capacity to make informed decisions.

Furthermore, the installation of a supplier's software that provided visualization tools for their instruments, lack integration with existing other visualization tools already in place at the operation. This creates an additional effort from mining operators to gather information from scattered data and sources. For this reason, a centralized, agnostic platform becomes imperative for operations.

### 4.4 *Lack of Planning*

The mining world is evolving, prompting projects to aim and reuse tailings from current or decommissioned TSFs by employing new technologies. This is driven by the shifting demands, cost dynamics, and ore availability, which calls for a circular economy within tailings management.

However, the current reclamation of tailings lacks complete understanding in terms of the required ore's location, as the deposition plans were not tracked or linked to the Life of Mine Plan (LOM), historically speaking. Consequently, this absence of detailed comprehension often compels expensive characterization campaigns of the TSF, resulting in cost and resource allocation. There is a need for a more efficient reuse and implementation of the circular economy; therefore, there is an imperative need for a system capable of tracking deposition against planned strategies for a proper business plan to mature when the matter is to repurpose tailings. This would ensure an informed and cost-effective approach to TSFs utilization.

### 4.5 *Poor Operations and Surveillance System*

As a continuous evolving system, TSFs and its associated infrastructure requires control under an operation, maintenance, and surveillance manual (OMS). Nonetheless, operators encounter challenges that impede the effective execution of OMS:

- Insufficient tools for field inspections and data recording. This shortfall leads to unreliable data sets or inaccurate information.

- Untrained personnel lacking understanding of TSF global facility management often fail to gauge the severity of observations. This gap may potentially lead to underestimated observations or ranked deficiencies.
- Centralized reporting tools have not been provided to users to facilitate task and information is transferred in systems that do not keep track record.

The deficiencies outlined above significantly impede a well-rounded implementation of the OMS, ranging from simple observations to comprehensive tracking and reporting.

The Mining Association of Canada (MAC, 2019) highlights the critical role of OMS as follows, “The development and implementation of OMS activities, described in a site-specific OMS manual, is essential to implementing a tailings management plan, meeting performance objectives, and managing risk. Companies that do not effectively implement OMS activities cannot adequately understand their risks, proactively manage tailings, make informed decisions about tailings management, or have any assurance that tailings and associated risks are being effectively managed”.

#### 4.6 Lack of Governance

Reputable companies have concentrated efforts in recent years to adhere to the requirements stated on the GISTM conformance protocols. The commitment aims to manage TSF risks and strive to achieve zero harm to both people and the environment. Encouragingly, recent press releases indicate a positive outcome, meanwhile many mining entities are on the verge of achieving full compliance with GISTM.

For this path to GISTM auditing and compliance, all requirements stated in the standard need to be met. Moreover, implementing a centralized tool that synthesizes all GISTM requirements in a single interphase would facilitate monitoring and auditing progress towards attaining full compliance.

#### 4.7 Resistance to Change

If a centralized digital solution is compared to the more manual or scatter operational tools for tailings operations can create organizational resistance as it can be seen as a change in operations and a learning curve to apply the new system. The challenges identified in this transformational space include:

- Traditional mindset and familiarity.
- Fear of job disruption.
- Trust of automated processes.
- Data security and privacy concerns.
- Time needed to make the change.
- Legacy processes and inertia; and;

- Unclear company goals.

#### 4.8 Integration with existing workflows

Current operational workflows in many tailings facilities will be in legacy system or even manual processes. These workflows, over time, have become customary practices rather than explicitly defined procedures, which might pose challenges to:

- Understanding of workflows as a routing activity.
- Disruption of operations; and;
- Customization and fit for purpose.

#### 4.9 Customization for site-specific Needs

Developing a system capable of accommodating diverse operational requirements while ensuring seamless integration across facilities can be complex, especially when the integration is trying to customize the requirements to then escalate them to other TSFs. As different operations are studied, it is possible to notice that, there are numerous factors that contribute to the complexity of customization, including:

- Diverse site conditions – Each mining site has unique characteristics (geology, climate, topography).
- Cultural differences – based on the location or legacy operations, different approaches to operations and safety culture can create gaps in the requirements.
- Regularity compliance – Different regulatory bodies and compliance standards.
- Training and skilled labour force – available in-house personnel for training and deployment of the system.
- Cost management – high degree of customization can lead to high cost of the system.

## 5 THE SOLUTION

The development team understood the challenges of implementing modern technologies for tailings management during the pilot phase. They designed an integrated system that not only solved the existing problems, but also improved the user's process and experience. This system was the outcome of the cooperation between skilled specialists in mine waste and water management, the digital team, and the active pilot clients. The system reflected a vision for holistic tailings management, covering every aspect and dimension of mine waste management throughout its life cycle. Moreover, the system also eliminated unnecessary processes that were the result of system limitations, rather than user needs, and streamlined the workflow for optimal efficiency and effectiveness.

This approach is essential to meet the rising expectations of regulators and the pursuit of

operational excellence, as it offers operators a holistic, data-driven, and technology-enabled way of managing tailings effectively.

The solution simplifies the work of tailings management by using advanced analytics and a configurable platform. It connects our technology with any TSF operator's existing infrastructure and monitors data in real-time. It also alerts the operators of any potential issues and helps them prevent them. The solution focuses on what is important by making straightforward the standard criteria of GISTM. It gives the operators and decision-makers a clear and comprehensive view of the entire TSF operation. It also guides them to comply with the criteria and meet the audit requirements. The solution is a web-based software that can be easily deployed in any operation, regardless of its size or scale. It tracks all the aspects of tailings operations in real-time and provides insights for improvement.

### 5.1 Core Elements

The following core elements have been developed to address the challenges and deliver the desired tailings management tool. These elements are interconnected, forming a comprehensive framework for TSF management.

A brief description of each core elements with its primary features is presented below:

#### 5.1.1 Data Engine

To solve the challenge of data migration and integration, a built-in data engine has been designed to set up and manage all device connections within a single platform. The connectivity to the Edge device leverages Google Cloud Platform. Once the data is acquired it is processed in Azure providing a secure platform and preparation for use with the latest AI services. Data preparation requires end users the flexibility to manage data coming into the system as not all sources of data are trusted by users or setup correctly. This includes:

- An Edge device for connectivity and processing speed.
- Selection of key tags needed, not all data from the device and adding attributes that make it easier for all users to understand (label, unit type, description).
- Custom calculations not done by the sensor (like hydrostatic water level from a piezometer).

The system must integrate manual data to be reliable and trustworthy, especially for historical data, device validation, or device downtime. This means dealing with different file data formats. Therefore the system has included a mobile field application to help users with their field work and inspections. To gain user acceptance, the system simplify and standardize operations with preconfigured actions and inspections. The system also minimize manual

entry with one-click inspection reports. Furthermore, automatically linking manual readings to the right metric(s)

#### 5.1.2 Integrated Monitoring

As part of the approach to solve the disconnected processes in many TSF operations, the solution was devised integrating all monitoring from a holistic point of view. As a result, the HITMS generates metrics, providing users with contextualized data to easily determine the appropriate action. The system will allow the user to:

- View the status of ad-hoc metrics in geospatial context.
- 2D and 3D visualization, including deposition areas, drone and satellite overlay. This could be also expanded into staged construction management for the containment earth structures.
- Location of sensor, manual data collection and inspections data.
- View metric visualizations / details and investigate warnings as needed; and
- Separate tracking of equipment data and the metrics where the data becomes easier to be understood and followed by all users.

Moreover, specific data models were created to track and monitor critical metrics across your site, such as Particle Size Distribution (PSD) deviation model, major weather even model, among others.

By consolidating multiple monitoring systems into one sole platform, the system will provide better reassurance and ease the transition process that generally arises with implementing new systems inside organizations.

#### 5.1.3 Operational Management

To address the issues with poor operations performance against the OMS Manual, better understand compliance and ensure high operational standards. The system integrates an Operational Management module where the operational requirements of the OMS are captured in an easily accessible interface. Extracting the measurable metrics out of the OMS and being able to track operations against planned. The system will allow to:

- Integrate OMS manual with a predefined OMS structure (per MAC guidelines).
- Link to current OMS manual for reference as needed.
- Easy to view / export for reporting purposes.

#### 5.1.4 Water Management and Deposition Management

The primary goals of the system is to provide insights to support decision-making processes, crucially needed due to the identified challenge of inadequate planning.

With the introduction of a real-time water management module and a deposition management

module, operations can react promptly to situations while strategizing for future capacities, such as addressing recirculation issues.

- Easily track deposition in geospatial context and investigate warnings.
- Track deposition by area or tailings facility for each construction stage.
- Status of manual spigots (e.g., open / closed) can easily be entered via the field app or directly into the system.

Additionally, deposition management supports circular economy, tracking tailings deposition allowing, characterization of tailings for future reclamation.

#### 5.1.5 Custom Applications

The challenges related to the system application across various sites and scalability have been addressed through the introduction of custom applications that provide flexibility for the user to visualize and manage the data accordingly.

By creating custom monitoring dashboards to bring together the metrics, insights, and other context you need for the TSF operations.

- Dashboards can be created for individuals or groups, or for specific purposes (e.g., EOR review, ITRB, etc.).
- Quickly and easily add metrics, insights, and other context, such as images, text, document links, etc.

Moreover, the system facilitates the integration of existing operational processes by allowing the creation of work items and workflows, ensuring seamless management and approval of significant changes within the system.

#### 5.1.6 Auditing & Governance Standards

To address complexities associated with assessing compliance against the GISTM and tracking actions for adherence standards, a module aimed at tracking governance performance against the GISTM was created. This module provides a robust governance framework for all operations.

The system facilitates both internal or external GISTM audits and track progress towards compliance targets over time, by:

- Self-evaluate GISTM compliance based on evidence criteria developed by tailings experts.
- Launch audits and assign to internal or external auditors as needed.
- View breakdowns of compliance by topic and requirement.

## 6 THE RESULTS

The HITMS system has delivered valuable results by detecting and resolving issues that were previously unnoticed, especially in data management and

quality, which improved decision-making processes. However, the system also encountered some challenges with the current data, process, and infrastructure, which required more time and effort to address. These challenges were also related to the change management aspect, as the system introduced new ways of working and thinking for the users. Despite these difficulties, the system has started to show its benefits and potential for enhancing tailings management.

The system has achieved the following successes with our pilot client:

- It connected all data sources with the system through the edge device.
- It consolidated all tailings information in one location.
- It generated insights from various data sets for early warning system.
- It handled notifications based on design intent.
- It integrated site wide water balance for optimal resource planning and environmental compliance.
- It provided dashboards for different organizational levels and roles.
- It linked to the current OMS manual.
- It made reporting easy and accessible.

The full pilot program will reveal more results, with the confidence that the system meets the expected value.

## REFERENCIAS

MAC (2019). Developing an Operation, Maintenance, and Surveillance Manual for Tailings and Water Management Facilities, Version 3.1. Ottawa: Mining Association of Canada

## BIBLIOGRAFIA

Towards Zero Harm (2020). A compendium of papers for the global tailings review.

Williams G. (2023) Mitigating tailings risk with filtering and co-disposal. *Mining Magazine*. Available at <https://www.miningmagazine.com/environment/news/1454585/mitigating-tailings-risk-filtering-disposal>, accessed Feb 27, 2024

Vernon C. (2020) A new approach to tailings management. Available at <https://research.csiro.au/resourcesandsustainability/proactive-solutions-to-tailings-management/> accessed Feb 27, 2024







Sociedad Mexicana de  
Ingeniería Geotécnica, A.C.

## **SECCIÓN 5. GOBERNANZA, REGULACIONES Y ESTÁNDARES**

**SESSION 5. GOVERNANCE, REGULATIONS, AND TECHNICAL AND  
ENVIRONMENTAL STANDARDS**



## El EoR y su función en los Depósitos de Jales The EoR and its role in tailings dams

Jesús SOLÍS<sup>1</sup>, Jonatan CANDELARIA<sup>1</sup>, Sergio HERNÁNDEZ<sup>1</sup>, Osvaldo FLORES<sup>2</sup>

<sup>1</sup> Flopac Geotecnia S.A. de C.V., Ciudad de México, México

<sup>2</sup> Instituto de Ingeniería de la Universidad Autónoma de México, Ciudad de México, México

**RESUMEN:** El concepto de "Ingeniero de registro" (EoR, por siglas en inglés) se ha aplicado en la mayoría de los proyectos de infraestructura desde hace varias décadas; sin embargo, en el caso de los depósitos de jales esta figura tenía poca presencia debido a que dichas estructuras no se ajustan a un programa de construcción convencional, además de que su construcción puede abarcar décadas, sumado a que ésta se realiza de forma simultánea a su operación. La falla del depósito de Mount Polley en Canadá en 2014 fue un factor clave para que la industria minera y las entidades regulatorias reconocieran la importancia de contar con un EoR en los depósitos de jales y definieran su rol y responsabilidades. A pesar de que el EoR puede proporcionar importantes beneficios para la seguridad de un depósito de jales, es fundamental que cuente con el respaldo de un Sistema de Gestión de Jales para garantizar la ejecución de las tareas de manera adecuada durante todo su ciclo de vida. Considerando que en México la figura del EoR es incipiente, el presente artículo pretende dar una introducción a un tema tan amplio como este, mostrando su definición, su importancia en el ciclo de vida de un depósito de jales, el rol que desempeña, sus responsabilidades, alcances, limitaciones y algunas experiencias que han sido retos en su implementación en México.

**ABSTRACT:** The term "Engineer of Record" (EoR) is a concept that has been applied in most infrastructure projects for several decades; however, in the case of tailings dams, this figure had limited presence due to the fact that these structures do not follow a conventional construction schedule, in contrast, their construction can take decades, in addition to the fact that the construction is performed simultaneously with their operation. The failure of the Mount Polley deposit in Canada in 2014 acted as a catalyst for the mining industry and regulatory agencies to recognize the importance of having an EoR in tailings deposits, in addition to defining his role and responsibilities. Although this figure can provide important benefits for the safety of a tailings deposit, it is necessary to have the support of a tailings management system (TMS) to ensure that the tasks are performed properly throughout its life cycle. Considering that in Mexico the figure of the EoR is incipient, this article aims to give an introduction to a topic as broad as this, showing its definition, its importance in the life cycle of a tailings deposit, the role it plays, its responsibilities, scope, limitations and some experiences that have been challenges in its implementation in Mexico.

### 1 INTRODUCCIÓN

El término de Engineer of Record (EoR) o Ingeniero de registro no es nuevo en el ámbito de la Ingeniería Civil; por ejemplo, en el área de estructuras, la *American Institute of Steel Construction* (AISC) incluyó en el año 1976 el término EoR en su código de prácticas estándar, también la *American Society of Civil Engineers* (ASCE) definió las responsabilidades de un EoR para estructuras en el año 1985. Posteriormente, en el año 1993 la *Geoprofessional Business Association* (GBA) publicó las directrices de la práctica nacional para el Ingeniero Geotécnico de registro. Sin embargo, la implementación del EoR en los depósitos de jales es relativamente reciente (CDA, 2017). Un factor que influyó en prolongar su implementación y definir sus alcances para proyectos tan amplios como son los depósitos de jales está relacionado con la particularidad de su construcción.

Esta no sigue un proceso convencional, como ocurre en una presa de agua u otra infraestructura, donde al término de su construcción inicia su operación. Por el contrario, en un depósito de jales la construcción se lleva a cabo de forma simultánea a la operación, e incluso puede superar la etapa de seguimiento y supervisión del ingeniero que realizó el diseño original. Esto se debe a que los depósitos de jales son proyectos que llegan a abarcar varios años o incluso décadas.

Otro factor que difiere en comparación de otros proyectos de infraestructura es que a lo largo de su ciclo de vida pueden surgir cambios significativos ajenos al diseño original que podrían afectar al desempeño, como lo son el tamaño de los jales depositados debido al tipo de molienda, el cambio en la ubicación de los puntos de descarga, modificación del método o proceso constructivo, etc.; por tal motivo, se requiere de la interacción continua entre

las áreas de diseño, construcción y operación del depósito.

Para entender la importancia del EoR en los depósitos de jales y lo que motivó tanto a la industria minera como las entidades que la regulan a mostrar interés en esta figura se debe analizar la falla de Mount Polley, en agosto de 2014. Este incidente resultó en la liberación de 24 Mm<sup>3</sup> de jal que ocasionaron la contaminación de los lagos Polley y Quesnel en Canadá (*Independent Expert Engineering Investigation and Review Panel*, 2015). Como consecuencia de este evento, se llevó a cabo la revisión exhaustiva de las causas de la falla y cómo el diseño del depósito influyó en este acontecimiento. La investigación reveló una falta de previsión a largo plazo y el cambio de cinco diferentes diseñadores en un periodo de cuatro años antes de la falla, sin que ninguno considerara el escenario que la ocasionó. Esto destaca la importancia de contar con una figura que posea la autoridad, el conocimiento y experiencia necesarios para asegurar que el depósito disponga de información suficiente que garantice su seguridad y que sea construido conforme a las intenciones de diseño.

Fue hasta el año 2017 que la *Mining Association of Canada* (MAC) incluyó la definición de EoR en su guía para la gestión de instalaciones de jales y posteriormente, en 2018, la GBA propuso las mejores prácticas para el EoR en los depósitos de jales.

## 2 EL EOR EN UN DEPÓSITO DE JALES

### 2.1 Definición de un EoR para un depósito de jales

Existen varias definiciones para un Ingeniero de Registro que se pueden consultar en diversas publicaciones de organizaciones especializadas de la industria minera. Para este trabajo se retoma la definición propuesta por la *Canadian Dam Association* (CDA, 2019), la cual establece que el EoR es la persona o firma de ingeniería calificada con experiencia mínima comprobable, en función de la complejidad y la clasificación de la consecuencia de falla del depósito de jales, la cual será responsable de garantizar la seguridad de la instalación de almacenamiento de jales (TSF, por sus siglas en inglés) durante su etapa de diseño, construcción, operación, cierre y post-cierre, es decir, durante todo el ciclo de vida del depósito; además, es responsable de verificar que su construcción y funcionamiento sea de acuerdo con las intenciones del diseño, estándares y requisitos legales. Un ingeniero de registro también proporciona orientación técnica, es responsable de las inspecciones de seguridad (DSI, por sus siglas en inglés), evaluación de riesgos, documentación referente al depósito de jales, funge como el actor principal en la elaboración y aplicación del Manual de Operación, Mantenimiento y Vigilancia (OMS, por sus siglas en inglés) y forma parte del

equipo para la elaboración del Plan de Preparación y Respuesta ante Emergencia (EPRP, por sus siglas en inglés).

Por otra parte, el EoR deberá tener y cultivar ciertas cualidades y virtudes que permitirán desarrollar su gestión con éxito (Hatton, 2021): debe ser un asesor técnico de confianza y contar con la capacidad de retención de la historia del depósito de jales; debe ser un líder comprometido, capaz de abordar una amplia gama de problemas con equipos multidisciplinarios; con experiencia en construcción y operación de depósitos de jales; excelentes habilidades de comunicación oral y escrita; capaz de afrontar cualquier circunstancia y ser firme en sus decisiones e intenciones de diseño. Además, debe contar con disponibilidad para trasladarse al sitio del proyecto cuando sea necesario y con poca anticipación; con alta inteligencia emocional; conocer la instalación de almacenamiento de jales con un buen nivel de detalle, que demuestre compromiso y genere confianza para recibir comentarios y lograr una atmósfera de trabajo de equipo; empatía con quienes lo rodean; tener dominio y constante actualización de las regulaciones locales y la práctica internacional para la seguridad de los depósitos y manejo de los jales; debe comunicarse de forma eficaz y respetuosa con el público.

Actualmente según Spencer *et al.* (2022) se tiene una estimación conservadora de alrededor de 17,000 TSF a nivel mundial. Por lo tanto, si se deseará cumplir con los requerimientos del *Global Industry Standard on Tailings Management* (GISTM) y las pautas de la *International Council on Mining and Metals* (ICMM) para que todos los depósitos sean seguros, se requeriría un estimado de 2,200 a 3,600 solo de Ingenieros de Registro (EoR) de tiempo completo, faltaría agregar los demás profesionales multidisciplinarios que se requieren para dar servicio a un depósito de jales en sus diferentes etapas de vida. Esto resalta la creciente necesidad de recursos laborales relacionados a los depósitos de jales, que se tienen que ir gestionando, capacitando, reteniendo y reponiendo a futuro (Spencer *et al.*, 2022).

### 2.2 Funciones y responsabilidades del EoR

La función principal del EoR es garantizar al propietario que tanto el diseño como la construcción del depósito de jales son seguros y cumplen con los estándares aplicables y las intenciones de diseño. Las actividades que desarrolla el EoR se enfocan en garantizar que la etapa de cierre sea segura, mitigando los diferentes riesgos que podrían afectar su estabilidad; asimismo, dentro de sus funciones se encuentran su disponibilidad cuando sea necesario, comunicarse de manera efectiva con el Ingeniero Responsable del Depósito de Jales (RTFE, por sus siglas en inglés) y el Ejecutivo Responsable (AE, por sus siglas en inglés), además, de acuerdo con la



(ICMM), el EoR debe demostrar su compromiso y brindar confianza a los revisores independientes.

Por otra parte, el (GISTM) junto con la (ICMM), enlistan las siguientes responsabilidades del EoR:

- Responsable de la preparación del Informe de Bases para el Diseño.
- Responsable del diseño y de los informes de diseño.
- Responsable de revisiones de construcción y desempeño.
- Responsable del Reporte de Responsabilidad ante Desviaciones.
- Responsable, junto al RFTE, del informe de Registro de Construcción.
- Respalda al RFTE en relación al Manual de Operación, Mantenimiento y Vigilancia.
- Proporciona orientación y supervisión a la investigaciones y estudios necesarios para caracterizar adecuadamente el sitio.
- Recibe y revisa los datos de desempeño del depósito de jales con una frecuencia determinada, en función de los riesgos.
- Participa en la identificación y evaluación de modos potenciales de falla.
- Participa en el desarrollo del plan de gestión de riesgos, incluidos los controles de riesgo, controles críticos y su vigilancia asociada.

Otra función que podría desempeñar el EoR y es importante mencionar es que de acuerdo con la CDA (2019), en un caso particular, cuando el propietario no haya realizado ninguna Revisión en Seguridad de Presas (DSR, por sus siglas en inglés) previa, el EoR podría realizar esta actividad, ya que es la persona más familiarizada con la ubicación y el contenido de información clave. De esta forma se tendría una primera DSR con la información más relevante, como antecedente para las siguientes revisiones.

Por lo tanto, para que el EoR cumpla con sus funciones y responsabilidades es fundamental que el propietario lo respalde y lo empodere a través de un acuerdo por escrito que detalle su autoridad, le proporcione los recursos necesarios y cuente con personal de apoyo calificado.

En concordancia con lo anterior y ante la creciente necesidad por profesionales que asuman el rol de EoR, existe un panorama alentador. De acuerdo con el estudio llevado a cabo por Prince y Boswell (2023), donde se exploró la disposición de jóvenes profesionales para asumir este rol, considerando la responsabilidad, la exigencia y las acciones legales que esto implica, se mostró que a pesar de los retos que conlleva la figura del EoR, los jóvenes profesionales involucrados en los depósitos de jales están dispuestos en asumirla, siempre y cuando cuenten con protección legal y compensación suficiente para satisfacer los riesgos personales (Prince & Boswell, 2023).

### 2.3 Modelos de EoR

La ICMM (2021) menciona que existen múltiples modelos que pueden cumplir con el rol de EoR, no obstante, reconoce a dos modelos básico o comunes. El primer modelo indica que el rol es asumido por una empresa de ingeniería calificada o consultor (EoR externo), mientras que en el segundo modelo el ingeniero de registro forma parte del equipo del propietario, es decir, un EoR interno. Un modelo que es poco común, pero que es utilizado en Japón (ICMM, 2021) implica que la tarea es tomada por la autoridad regulatoria responsable.

De lo anterior, es importante precisar los siguientes puntos referente a cada tipo o selección de EoR:

- No hay un modelo único, éste se debe ajustar a la complejidad, necesidades y a la clasificación de consecuencias de falla del depósito; de esta forma, se podrán determinar las competencias, experiencia mínima y el tipo de modelo más adecuado (ICMM, 2021).
- En algunos casos el EoR puede cumplir la función de diseñador, lo cual depende en gran parte de la complejidad de cada depósito (ICMM, 2021).
- En caso de que el EoR sea interno, el propietario puede asignar a un diseñador principal denominado Diseñador de Registro, (GISTM, 2020).
- El diseñador y su equipo pueden ser de la misma empresa del EoR, lo cual en muchas ocasiones facilita la comunicación y fomenta colaboración efectiva (ICMM, 2021), además de asegurar la consistencia en las directrices de diseño.

## 3 IMPORTANCIA DE UN EOR

### 3.1 Beneficios que proporciona un EoR

El EoR puede aportar numerosos beneficios, siempre y cuando cuente con el respaldo del propietario para llevar a cabo su labor de manera efectiva. Algunos de estos beneficios son mencionados por la GBA (2018):

- 1) La participación continua del EoR facilita la implementación del enfoque observacional y garantiza que la filosofía y el propósito del diseño se cumplan durante todo ciclo de vida del depósito de jales.
- 2) Ofrece liderazgo en todas las disciplinas, proporcionando un recurso para que el propietario pueda tomar decisiones técnicas y comerciales acertadas.
- 3) Permite el cumplimiento de los requisitos reglamentarios, garantizando la implementación de los programas de control y aseguramiento de calidad, así como las inspecciones de seguridad.
- 4) Confirmar que el personal del propietario comprende los métodos adecuados de operación de la instalación y está preparado para responder

en caso de que se desarrollen condiciones adversas.

Otros beneficios que proporciona el EoR es brindar seguridad al propietario y a las autoridades regulatorias, que tanto el diseño como la construcción del depósito cumplan con las reglamentaciones, estatutos, directrices y estándares aplicables. Además, ofrece una comunicación efectiva y de confianza al propietario para informar desviaciones de manera oportuna, hacer recomendaciones sobre acciones y correcciones. El EoR, al ser el profesional más relacionado con la historia de construcción del depósito y el diseño, puede identificar de manera rápida cualquier desviación del diseño o anomalía que pudiera ocasionar riesgos potenciales al depósito.

Sin embargo, en ocasiones estos beneficios no se logran desarrollar de manera efectiva por diferentes circunstancias. Por ejemplo, cuando la participación del EoR es intermitente por falta de apoyo del propietario, existe la posibilidad de que las intenciones de diseño no se cumplan. De manera similar, cuando el EoR enfrenta limitaciones, como la falta de información o la ausencia de documentos de diseño o registros de construcción, carece de elementos suficientes para detectar desviaciones en el diseño y recomendar medidas correctivas en caso de que surja una situación que pueda poner en riesgo al depósito.

Un desafío enfrentado por los autores de este artículo, donde se destacan los beneficios que aporta el EoR, fue en un proyecto de un depósito de jales en el cual no se contaba con dicha figura. Una vez, que se implementó y en conjunto con la puesta en práctica de un Sistema de Gestión de Jales, se logró mejorar la operación del depósito y se sensibilizó al personal operativo del seguimiento de los controles críticos. Además, se identificaron y se mitigaron los riesgos asociados con la integridad del depósito. También, se estableció que los trabajos de construcción deberán estar acompañados de un sistema de gestión de calidad que permitiera documentar los cambios durante la construcción y dar cumplimiento a las intenciones de diseño, entre otras cosas. Este conjunto de acciones derivó en la elaboración de la primera versión del Manual de Operación, Mantenimiento y Vigilancia del depósito, donde se concentra la información necesaria para la gestión segura del depósito durante todo su ciclo de vida.

### 3.2 Limitaciones de un EoR

En los capítulos anteriores se ha enfatizado la importancia y los beneficios que aporta un EoR, sin embargo, también es fundamental considerar sus limitaciones, independientemente de sus calificaciones y la experiencia que posea. En ese sentido, es esencial comprender que hay ciertas tareas que no son parte de la función de un EoR, o que incluso están fuera de su alcance. Un ejemplo es

que el EoR por sí solo no dará la solución a todos los problemas del depósito y su designación no significa que se convertirá en una póliza de seguro.

Lo anterior incluso se puede prestar a malinterpretaciones, llegando al punto de pensar que el EoR, al pararse en el depósito, puede determinar sus condiciones de estabilidad como si se tratara de un "sistema avanzado de evaluación". Asumir una afirmación de este nivel es inapropiado, ya que sin el respaldo de estudios detallados que permitan determinar los modos de falla creíbles en el depósito representa un riesgo. En este sentido, el ingeniero de registro debe evitar emitir conclusiones sin fundamentos, ya sea favorables o desfavorables, ya que cualquiera de las dos traería consecuencias importantes, tanto en la seguridad del depósito, como económicas para el propietario. La participación, capacitación y desarrollo del personal involucrado permite sensibilizarlo sobre las limitaciones del ingeniero de registro, evitando caer en lo anteriormente descrito.

Adicionalmente, el EoR no es capaz por sí mismo de saber todo lo que se hizo o lo que se dejó de hacer en el depósito. Esto último se refiere a que no puede estar presente en todo momento para supervisar la operación y construcción. Esto significa que podría haber eventos que no conozca si no se le informa o lo mantienen ajeno. Por tal motivo, es de suma importancia que el EoR cuente con un equipo que le apoye en sitio, además de mantener buena comunicación con todo el personal involucrado, tanto de su equipo como del equipo del propietario.

Una limitante que enfrenta el EoR es cuando no cuenta con elementos de gestión que lo doten de facultades que le permitan gestionar riesgos o desviaciones que observe de manera anticipada, es decir, no cuenta con mecanismos necesarios como una línea de comunicación efectiva con el propietario, recursos, políticas de rendición de cuentas, apoyo en sitio y libertad para actuar cuando se presentan desviaciones. En ese sentido, se debe tener claro que el EoR no toma todas las decisiones entorno al depósito de jales, eso le corresponde al propietario a partir de una decisión informada por parte del EoR y dos figuras esenciales de las que se hablará más adelante (RFTE y AEO).

En definitiva, las limitaciones mencionadas subrayan la importancia que antes de la implementación de un EoR se debe contar con un marco de gobernanza sólido, que permita la gestión segura y responsable de los depósitos de jales. En el subcapítulo 4.2 se habla de cómo el Sistema de Gestión de Jales y las figuras del RFTE y AEO vienen apoyar al EoR para garantizar la seguridad del depósito de jales a lo largo de su ciclo de vida; a su vez, es fundamental que todo personal involucrado en el depósito de jales comprenda claramente los roles y alcances del EoR, lo cual ayudará a evitar malentendidos y garantizar una comunicación efectiva entre todo el personal.

## 4 ELEMENTOS QUE FACILITAN EL TRABAJO DEL EOR

### 4.1 Equipo del EoR

Para que el EoR pueda desempeñar su función de manera efectiva es crucial que cuente con el respaldo de un equipo experimentado y comprometido. Este equipo no sólo le brinda apoyo, sino que también le permite afrontar de mejor forma los cambios e incertidumbres que puedan surgir a lo largo del ciclo de vida del depósito de jales.

Por otra parte, debido a que la mayoría de los proyectos de depósitos de jales suelen tener alcances muy extensos, es fundamental que el EoR cuente con un equipo multidisciplinario que puede ampliarse según la complejidad y las necesidades específicas de cada proyecto. Un equipo multidisciplinario ofrece numerosas ventajas, ya que la colaboración entre profesionales de diferentes disciplinas permite identificar y mitigar riesgos de manera efectiva, contribuir a una gestión más ágil y asegurar el cumplimiento de todas las regulaciones y estándares aplicables.

Además, debido a que los depósitos de jales tienen un ciclo de vida que puede abarcar varios años, e incluso décadas, es esencial que el EoR cuente con un plan de sucesión bien estructurado. Este plan debe contemplar la incorporación de nuevos miembros del equipo, quienes llevarán un proceso de capacitación y desarrollo de habilidades, con la finalidad de reforzar al equipo y prepararse para futuros relevos. La sucesión del EoR se facilita cuando se realiza por un profesional que ya forma parte de su propio equipo y que cuenta con experiencia previa en el proyecto; es decir, cuando anteriormente designó a un EoR adjunto que apoyó como segundo al mando y asumió las funciones del EoR principal en casos específicos (GBA, 2018). Lo anterior facilita la transición entre miembros del equipo, permite la incorporación de nuevos profesionales y fomenta una filosofía de mejora continua mediante la actualización de todos los integrantes a nuevas tecnologías y estándares aplicables.

En la Figura 1 se muestra un modelo de sustentabilidad para el equipo del EoR, el cual considera su desarrollo y la incorporación de nuevos integrantes para refuerzo y capacitación de futuros reemplazos. El propósito de este ciclo es generar una planificación eficaz, que permita la identificación temprana de personal con alto potencial, así como transiciones ordenadas, en pro de la buena operación y seguimiento del depósito de jales.

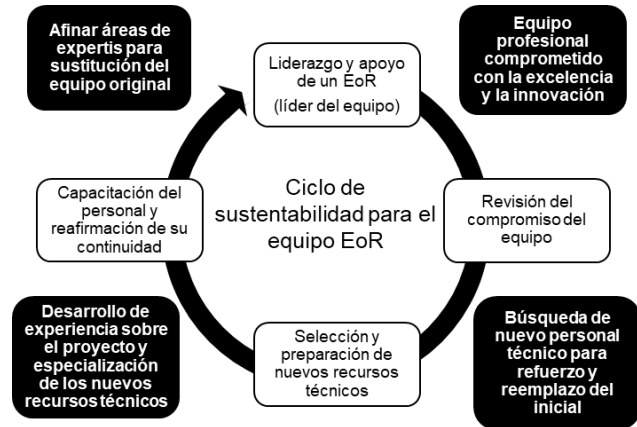


Figura 1 Ciclo de sustentabilidad para el equipo del EoR, (Modificado de GBA 2018).

### 4.2 Sistema de Gestión de Jales

Como se mencionó en capítulos anteriores, el EoR por sí solo no proporcionará la solución definitiva a los retos y complejidades que implica un depósito de jales. Para afrontar dichos retos es necesario que cuente con el respaldo de un marco sólido de gobernanza, el cual se debe enfocar en los principales elementos de gestión, necesarios para mantener la integridad de los depósitos y minimizar el riesgo de fallas catastróficas (GISTM, 2020).

La ICMM (2021) menciona que la gobernanza para la gestión de jales debe incluir los siguientes elementos:

- Rendición de cuentas y política corporativa.
- Sistema de gestión de jales (TMS, por sus siglas en inglés).
- Actividades definidas de operación, mantenimiento y vigilancia.
- Gestión de información.
- Programa de revisión de seguridad de presas.
- Plan de preparación y respuesta ante emergencia.

De los elementos mencionados anteriormente, el Sistema de Gestión de Jales es el marco de trabajo enfocado en la seguridad y gestión del depósito de jales durante todo su ciclo de vida, éste facilita y apoya el trabajo del EoR al proporcionar una estructura de gobierno con frenos y contrapesos, mecanismos que sirve para ayudar a garantizar la toma de decisiones y buenas prácticas de ingeniería. Además, dentro del TMS se mencionan dos figuras que respaldan al EoR y viceversa, los cuales son el Ingeniero Responsable del depósito de jales (RFTE, por sus siglas en inglés) y el Ejecutivo Responsable (AEO, por sus siglas en inglés). Estos profesionales trabajan en conjunto formando un "triumvirato" enfocado en garantizar la seguridad del depósito de jales a lo largo de su ciclo de vida.

También, se debe mencionar que el Sistema de Gestión de Jales incluye la Junta de Revisión Independiente, compuesta por expertos con amplia experiencia en la gestión de residuos mineros. Su función principal es llevar a cabo revisiones con una

perspectiva externa y que no está vinculada directamente al diseño del depósito.

Se debe puntualizar que el objetivo de este documento no es describir a detalle las funciones de los integrantes del Sistema de Gestión de Jales, pero sí mencionar las características que estos deben tener para apoyar al EoR en su gestión, de acuerdo con el ICMM (2021).

En este sentido, el Ejecutivo Responsable no tiene que ser necesariamente un experto en los proyectos de los depósitos de jales, pero sí deben contar con las competencias necesarias para comprender los conceptos de la gestión de los jales, así como los riesgos asociados, este último punto es esencial para poder transmitir de manera clara y honesta los riesgos a la junta directiva. Además, deberá interceder por los recursos adecuados (personal calificado, equipos, documentación y recursos financieros) para la gestión de jales. A su vez, como representante y primera línea de comunicación con el propietario, es el responsable de otorgar las siguientes facilidades al EoR:

- Acceso a la información completa del depósito de jales.
- Nombrar y facultar al EoR.
- Empoderar al EoR a través de acuerdos escritos donde se describa claramente su autoridad, función y responsabilidades.
- Facilitar los recursos para visitas de inspección periódicas.

En cuanto al Ingeniero Responsable del depósito de jales, debe tener clara las siguientes responsabilidades para facilitar el trabajo del EoR:

- Debe entender los posibles riesgos, incluyendo fallas a que puede estar sujeto el depósito del cual él es responsable, así como de entender la forma en que se gestionan los riesgos.
- Ejecutar de manera clara y correcta las especificaciones de diseño, así como la aplicación del Manual de Operación, Mantenimiento y Vigilancia.
- Informar cualquier desviación, por mínima que sea, y que difiera con el diseño o con el OMS.
- Realizar las inspecciones al depósito de jales en conjunto con el EoR.
- Tener una comunicación clara y de confianza con el EoR y el Equipo de diseño.

El trabajo en conjunto de estas tres figuras (EoR, RFTE y AEO) sumado a un sistema de gestión robusto, permite un enfoque integral para garantizar la seguridad del depósito de jales, alcanzar los objetivos de desempeño y mitigar posibles riesgos a lo largo de su ciclo de vida.

## 5 RETOS QUE AFRONTA EL EOR EN MÉXICO

A lo largo de su carrera el EoR se enfrenta a una serie de desafíos que conllevan los proyectos en depósitos de jales. Estos desafíos desempeñan un papel

fundamental en su formación y capacidad para abordar con éxito diferentes proyectos.

Los retos que tiene que afrontar un EoR durante su gestión se pueden dividir en dos tipos. En primer lugar, se encuentran los desafíos técnicos asociados al dinamismo que representa la construcción y operación simultánea de los depósitos de jales. Esta característica única puede tener un impacto significativo en el comportamiento de estas estructuras, ya que incluso una pequeña desviación en el diseño puede tener efectos negativos importantes. Además, el entorno cambiante ocasionado por el cambio climático es un reto más que deberá afrontar durante su gestión.

En segundo lugar, se refiere al contexto específico donde se encuentra. Por ejemplo, en México la figura del EoR aún es incipiente, junto con los elementos que lo respaldan, para ejercer su función de manera efectiva. Esto ocasiona que muchos depósitos de jales aún continúen con carencias significativas de un sistema de gestión y marco de gobernanza sólido, necesarios para mantener su integridad y minimizar el riesgo de fallas catastróficas. A su vez, la normativa vigente en México no exige un EoR, lo que ocasiona incertidumbre en su implementación, los alcances y elementos que debe contar para su gestión. La escasez de profesionales calificados es otro desafío importante que no sólo se encuentra en México, sino también a nivel mundial (Spencer et al., 2022). En ese sentido, la colaboración entre profesionales en diferentes partes del mundo y programas educativos específicos que permitan ir encaminando a los jóvenes profesionales a atender la demanda laboral, puede ser un camino de solución ante estos retos (Sova et al., 2023).

Por lo anterior, es fundamental continuar impulsando en México esta figura, junto con los elementos que lo respaldan, en beneficio de la seguridad de cada depósito de jales, así como del entorno social y ambiental que lo rodea.

Algunas experiencias donde se muestra la importancia y el beneficio de implementar la figura del EoR y los elementos que lo respaldan se comparten a continuación. Es común encontrar depósitos que sólo cuentan con la exploración que fue realizada en la etapa inicial o de anteproyecto, sin información durante su construcción y operación. El apoyo del EoR en estas situaciones permite establecer un panorama general de la información existente y guía las actividades que se deben cubrir con prioridad y hacia dónde se deben enfocar los esfuerzos para anticipar y mitigar riesgos. El acompañamiento del diseñador y el EoR en sitio permite la implementación de un sistema de gestión de calidad, da respuesta rápida a dudas del constructor permite evaluar y aprobar cambios que se presenten durante la construcción de manera técnica y documentada. Esto favorece la revisión por parte de terceros, genera un proceso de mejora continua y de claridad entre el diseño y la construcción.

Otro aspecto que ocurre de manera frecuente en los depósitos de jales en México es que cuentan con instrumentación geotécnica que implicó una inversión importante de tiempo y recursos para su instalación; sin embargo, esta inversión se desaprovecha si no se genera su seguimiento y la interpretación de los datos. La participación del diseñador y del EoR permite utilizar de manera efectiva la instrumentación para definir los controles críticos del depósito, genera sensibilidad en su comportamiento y anticipar condiciones adversas durante la operación y en la etapa de cierre. Esto puede reducir costos significativos en esta última etapa. En el mismo sentido, la participación del EoR permite establecer los criterios de diseño que se ajusten a la complejidad y nivel de riesgo del depósito. Esto se traduce en diseños más robustos, tanto para el depósito como para las obras auxiliares de protección, lo que reduce los riesgos de fallas catastróficas.

Las situaciones descritas anteriormente, que son retos que se tienen en los depósitos de jales en México, se pueden afrontar con un marco de gobernanza sólido que se apoye del EoR, RFTE y el AEO.

## 6 CONCLUSIONES

El surgimiento del EoR para los depósitos de jales fue una respuesta a la necesidad de la industria minera de contar con una figura técnica responsable de garantizar la seguridad y el cumplimiento de las especificaciones de diseño a lo largo de su ciclo de vida, que a menudo abarcan varios años, incluso décadas.

El EoR aporta múltiples beneficios en un depósito de jales, no obstante, es importante reconocer los alcances y limitaciones de ingeniero de registro, con la finalidad de desarrollar de mejor forma su trabajo. Esto último depende en gran medida de la implementación de un marco de gobernanza sólido en la gestión de jales, el apoyo del RFTE, el AEO y del compromiso de todos los involucrados en el cumplimiento de sus roles y responsabilidades. Asimismo, el EoR debe contar con el respaldo de un equipo experimentado, comprometido y multidisciplinario, cuya composición varía según la complejidad de cada proyecto. A su vez, es fundamental que el equipo del EoR cuente con una sucesión planificada que permita una transición ordenada, en pro de la buena operación y seguimiento de los depósitos de jales.

Si bien en México se comienza a reconocer la importancia de la figura del EoR, se debe continuar impulsando las prácticas del estándar global en beneficio de la seguridad de cada depósito de jales, así como del entorno social y ambiental que lo rodea.

Por otra parte, es importante que se promueva la colaboración entre profesionales, con el fin de desarrollar buenas prácticas e impulsar la especialización desde los programas educativos.

Esto facilitará afrontar la creciente necesidad de profesionales calificados entorno a los proyectos de los depósitos de jales a nivel mundial.

## REFERENCIAS

- CDA. (2019). *Application of Dam Safety Guidelines to Mining Dams*. Canadian Dam Association - Association Canadienne des Barrages.
- GBA. (2018). *Proposed Best Practice for the EoR for tailings dams*. Denver, Colorado: GEOPROFESSIONAL BUSINESS ASSOCIATION.
- GISTM. (2020). *Global Industry Standard Tailings Management*. Global Tailings Review, ICM, UN, PRI.
- Hatton Christopher N. (2021). *Constitutive Elements of the Engineer of Record (EoR) From the Intrinsic to the Esoteric*.
- ICMM. (2021). *Tailings Management: Good practice guide*. International Council on Mining & Metals.
- Spencer, D., A. Bareither, C., Scalia, J., N. Hatton, C., & J. Ward, K. (August, 2022). *Characterizing tailings professional labor demand*. Mining Engineering.
- Prince, M., & Boswell, J. (2023). The Willingness of Young Engineers to Assume the Role of EOR for TSFs. *Tailings and Mine Waste*, 1031.
- Sova, M., Salihoglu, H., & Hatton, C. (2023). Effective EoR Succession Planning Recommendations for Implementation of GISTM. *Tailings and Mine Waste*, 233.





# Hacia el cumplimiento del estándar global de gestión de relaves: lecciones aprendidas

Towards compliance with the global industry standard on tailings management: lessons learned

**Santiago PASTINE<sup>1</sup>✉, Christopher LOPEZ<sup>2</sup>, Ignacio EZAMA<sup>1</sup>, Nicolás ALSCHER<sup>1</sup> y María del Pilar RICO<sup>1</sup>**

<sup>1</sup> SRK Consulting (Argentina) S.A.

<sup>2</sup> SRK Consultores do Brasil Ltda

**RESUMEN:** El Estándar Global de Gestión de Relaves (GISTM) fue publicado en 2020 con el fin de alcanzar el objetivo final de cero daño a las personas y el medioambiente, con tolerancia cero para fatalidades humanas. Para el cumplimiento de varios de los requisitos del GISTM, los operadores deben contar con el asesoramiento de empresas de ingeniería calificadas, responsables de evaluar si la instalación de almacenamiento de relaves (TSF) fue diseñada, construida, operada y desmantelada de forma tal de garantizar su integridad durante toda su vida útil y estar alineada con las regulaciones nacionales y locales, los estándares de diseño de la industria y los requisitos internos del operador y/o corporativos. Los distintos niveles de asesoramiento incluyen la figura de la Comisión Independiente de Revisión de Relaves (ITRB), el Diseñador de Registro (DOR), el Ingeniero de Registro (EOR), la Revisión de Seguridad de Presas (DSR), y el Revisor Técnico Senior Independiente (ISTR). Este trabajo presenta las lecciones aprendidas respecto al desarrollo de los esfuerzos técnicos y de gobernanza requeridos para alcanzar el objetivo final de cumplir con los requisitos establecidos por el GISTM.

**ABSTRACT:** The Global Industry Standard on Tailings Management (GISTM) was published in 2020 to achieve the ultimate goal of zero harm to people and the environment with zero tolerance for human fatalities. For compliance with several of the GISTM requirements, operators must seek advice from qualified engineering firms responsible for evaluating whether the Tailings Storage Facility (TSF) was designed, constructed, operated, and decommissioned in a manner to ensure its integrity throughout the life of mine and be aligned with national and local regulations, industry design standards and internal operator/ corporate requirements. The different levels of advice include the Independent Tailings Review Board (ITRB), Designer of Record (DOR), Engineer of Record (EOR), Dam Safety Review (DSR) and Independent Senior Technical Reviewer (ISTR). This paper presents the lessons learned regarding the development of the technical and governance efforts required to achieve the ultimate goal of complying with the requirements established by the GISTM.

✉ *Autor de Correspondencia: spastine@srk.com.ar*

## 1 INTRODUCCIÓN

El Estándar Global de Gestión de Relaves (GISTM) fue publicado en 2020 con el fin de alcanzar el objetivo final de cero daño a las personas y el medioambiente, con tolerancia cero para fatalidades humanas (ICMM, 2020). Para el cumplimiento de varios de los requisitos del GISTM, los operadores deben contar con el asesoramiento de empresas de ingeniería calificadas, responsables de evaluar si la instalación de almacenamiento de relaves (TSF) fue diseñada, construida, operada y desmantelada de forma tal de garantizar su integridad durante toda su vida útil y estar alineada con las regulaciones nacionales y locales, los estándares de diseño de la industria y los requisitos internos del operador y/o corporativos. Los distintos niveles de asesoramiento incluyen la figura de la Comisión Independiente de Revisión de Relaves (ITRB), el Diseñador de Registro

(DOR), el Ingeniero de Registro (EOR), la Revisión de Seguridad de Presas (DSR), y el Revisor Técnico Senior Independiente (ISTR). Este trabajo presenta las lecciones aprendidas respecto al desarrollo de los esfuerzos técnicos y de gobernanza requeridos para alcanzar el objetivo final de cumplir con los requisitos establecidos por el GISTM. EL trabajo presenta dos casos históricos; el primero orientado a la generación de una base de datos integrada para la caracterización de los materiales del terraplén y terreno de fundación y monitoreo continuo de dos instalaciones de almacenamiento de relaves dispuestas en formato tipo cascada, y el segundo orientado a los trabajos de diseño, construcción, operación y monitoreo de una instalación de almacenamiento de relaves.

## 2 MARCO NORMATIVO

El Estándar Global de Gestión de Relaves (GISTM) fue publicado en 2020 con el fin de alcanzar el objetivo final de cero daño a las personas y el medioambiente, con tolerancia cero para fatalidades humanas (ICMM, 2020).

El GISTM brinda un enfoque integrado para la gestión de relaves. Se divide en seis áreas temáticas, 15 principios y 77 requisitos auditables, que, respaldados por los protocolos de implementación, permiten a los operadores certificar el cumplimiento con el Estándar. Las áreas temáticas comprenden los siguientes aspectos:

- Área Temática I – Comunidades afectadas: Se enfoca en que los Operadores respeten los derechos de las personas afectadas por el proyecto y fomenten su participación en todo el ciclo de vida de la instalación, incluyendo el cierre.
- Área Temática II – Base de datos integrada: Se enfoca en que los Operadores desarrollen conocimientos sobre el contexto social, ambiental y económico local de una instalación de relaves propuesta o existente. Para ello, los Operadores con el apoyo de las partes interesadas clave, deben realizar una caracterización detallada del sitio para permitir la toma de decisiones informadas durante todo el ciclo de vida de la instalación de relaves, en términos de la selección de sitio, tecnologías de relaves, diseños de ingeniería, y desarrollo de planes de respuesta a emergencias y planes de cierre y post-cierre, entre otros.
- Área Temática III – Diseño, construcción, operación y monitoreo de las instalaciones de relaves: Se enfoca en que los Operadores realicen diseños que minimicen los riesgos durante todo el ciclo de vida de la instalación de relaves, y que las instalaciones sean construidas, operadas y desmanteladas de forma tal de garantizar su integridad durante toda su vida útil y estar alineada con los objetivos de diseño. Para ello, se requiere el uso continuo de una base de conocimientos actualizada, la consideración de tecnologías de relaves alternativas, diseños robustos y procesos de construcción, operación y monitoreo que permitan minimizar los riesgos.
- Área Temática IV – Gestión y gobernanza: Se enfoca en que los Operadores establezcan políticas, sistemas y niveles de responsabilidad en las funciones clave para respaldar la seguridad e integridad de las instalaciones de relaves. Dentro de las funciones clave se incluye al ‘Ejecutivo Responsable’ (AE) y el ‘Ingeniero Responsable de la Instalación de Relaves’ (RTFE) por parte del Operador, y el ‘Ingeniero de Registro’ (EOR) por parte de empresas de ingeniería calificadas. Complementariamente, se resalta la necesidad de realizar distintos niveles de revisiones independientes como la Revisión de Seguridad de Presas (DSR) y la Comisión Independiente de

Revisión de Relaves (ITRB) o Revisor Técnico Senior Independiente (ISTR) dependiendo de la Categoría de Consecuencia de la instalación de relaves.

- Área Temática V – Respuesta ante emergencias y recuperación a largo plazo: Se enfoca en que los Operadores desarrollen planes de respuesta ante emergencias en caso de falla de una instalación de relaves, incluyendo la interacción con las partes interesadas claves (en particular las comunidades) y la planificación, simulacros y desarrollo de capacidades para prepararse para el improbable caso de una falla.

Complementariamente, se describen las obligaciones fundamentales del operador en la recuperación a largo plazo de las comunidades afectadas en caso de una falla.

- Área Temática VI – Divulgación pública y acceso a la información: Se enfoca en que los Operadores hagan pública la información de las instalaciones de relaves para respaldar la rendición de cuentas (*accountability*) al público en general.

Desde su publicación en agosto 2020, los Operadores han solicitado el asesoramiento de empresas de ingeniería calificadas para diseñar y construir, operar y desmantelar nuevas instalaciones de relaves y adecuar sus instalaciones existentes conforme al GISTM.

Los esfuerzos técnicos y de gobernanza requeridos para alcanzar el objetivo final de cumplir con los requisitos establecidos por el GISTM son variables, dependiendo del grado de conocimiento de los aspectos indicados en las áreas temáticas descritas.

Sin embargo, los aspectos clave para alcanzar este objetivo son el grado de compromiso y el trabajo colaborativo entre los Operadores y las empresas de ingeniería calificadas.

En las siguientes secciones se presentan distintos casos históricos, cada uno enfocado en un área temática específica. El primer caso histórico se centra en el desarrollo de una base de datos geológico-geotécnica integrada, el segundo caso histórico en el diseño, construcción, operación y monitoreo de una instalación de relaves existente, y el tercer caso histórico en la gestión y gobernanza.

## 3 CASO HISTÓRICO 1: BASE DE DATOS INTEGRADA

### 3.1 Contexto

SRK Consulting realizó una inspección de seguridad de presa (DSI) y una revisión de seguridad de presa (DSR) entre los años 2022 y 2023 para dos presas de relaves ubicadas en la región nordeste de Brasil. Como introducción al contexto general del complejo, la configuración de las presas fue planificada en tipo cascada. La presa ubicada aguas arriba (Presa 1)

actualmente se encuentra en proceso de cierre (i.e., inoperativa) mientras que la presa localizada aguas abajo (Presa 2) se encuentra en operación y por características del proyecto, en trabajos de recrecimiento para aumentar su capacidad de almacenamiento de relaves.

Desde el punto de vista constructivo, la Presa 1 en sus inicios (1989) fue construida por el método aguas arriba (i.e., upstream method) y a partir de 2007 la metodología fue cambiada para línea de centro (i.e., centerline method) por condiciones del proyecto. La Figura 1(a) y Figura 1(b) presentan un esquema típico de cada método respectivamente.

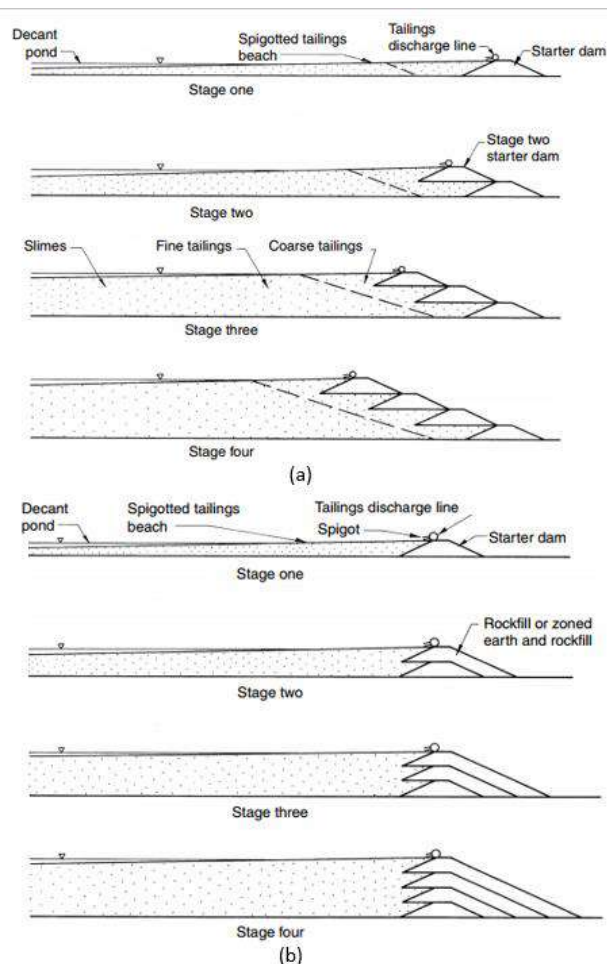


Figura 1. Ejemplos de presas de relaves construidas usando el método aguas arriba (a) y línea de centro (b). (Fell R. et al, 2014).

Para el caso de la Presa 2, la metodología implementada fue aguas abajo (i.e., downstream method), sin proyecciones a cambios a lo largo de la vida útil de la presa. La Figura 2 presenta un esquema típico del método de recrecimiento aguas abajo.

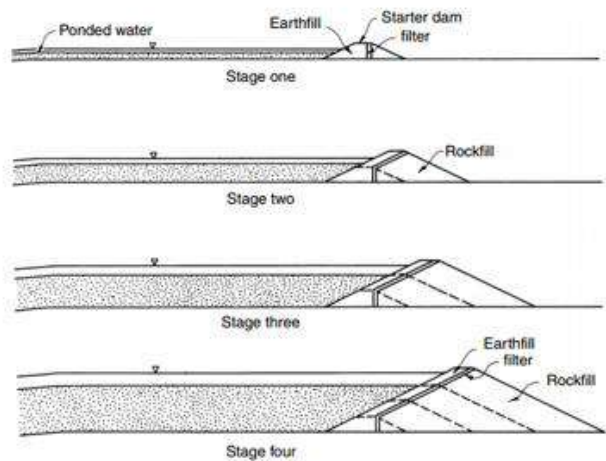


Figura 2. Ejemplo de presa de relaves construida usando el método aguas abajo. (Fell R. et. al., 2014)

Para ambas presas el material utilizado para la construcción de los terraplenes es la fracción gruesa de relaves ciclonados (i.e., underflow) el cuál es compactado siguiendo controles de compactación especificados por proyecto y criterios de aceptación del material basado en el contenido de finos del material, y por ende, granulometría del mismo.

Debido a la configuración de las presas y al recrecimiento de la Presa 2, existe una interfaz entre el pie del terraplén de la Presa 1 y reservorio de la Presa 2 la cual debe ser controlada y monitoreada para garantizar la estabilidad de las estructuras. Desde 2019 hasta la actualidad se encuentra en ejecución un muro de suelo reforzado y operación de bombas para abatimiento de la superficie freática para tales fines, además de la implementación de un sistema de monitoreo.

En ese sentido, siguiendo las prácticas recomendadas y requerimientos por estándares internacionales como el GISTM y la Asociación de Presas de Canadá (CDA), además de los nacionales referidos a la Resolución nro. 95 de la ANM en Brasil, las presas cuentan con un sistema de monitoreo geotécnico constituido por dispositivos de medición de desplazamiento y altura de agua. Los dispositivos se encuentran localizados en los terraplenes de las presas, y para el caso particular de la Presa 1, también dentro del antiguo reservorio debido al proceso de cierre.

Los dispositivos de medición de desplazamientos están comprendidos por una serie de inclinómetros con sistema de adquisición de datos automatizados y marcos superficiales con frecuencia de registro de coordenadas definido.

Por otra parte, los dispositivos destinados para medición de altura de agua están conformados por tres sistemas: indicadores de niveles de agua cuyo funcionamiento es similar a los pozos de monitoreo ambiental, piezómetros de tipo Casagrande con adquisición de datos manual y piezómetros de cuerda

vibrante con adquisición de datos automatizada. Las profundidades de los dispositivos de medición de altura de agua son variables, tomando lecturas en distintos estratos de relaves compactados y en el terreno de fundación.

Todos los datos adquiridos son almacenados en una base de datos con respaldo, en un sistema centralizado localizado en el denominado centro de monitoreo geotécnico. Dicho centro de monitoreo geotécnico se encarga de la revisión e interpretación de datos para generar visualizaciones y validar el desempeño de ambas presas en tiempo real.

### 3.2 Bases de datos integradas

Uno de los principales desafíos relacionados al análisis de datos en proyectos geotécnicos y en general, es organizar y validar la calidad de los mismos. El proceso para proyectos geotécnicos requiere en mayor medida la revisión de documentos fuente tales como registros de perforación, planillas de clasificación de campo, datos brutos de ensayos *in-situ* y laboratorio, para detectar posibles desviaciones durante la ejecución de ensayos o datos relevantes que resulten en hallazgos para comprender tendencias en series de tiempo o perfiles de propiedades geotécnicas.

En la actualidad existen una serie de herramientas comerciales para visualización dinámica y análisis de datos. Entre las más conocidas se tienen Power BI, Tableau, y librerías de Python como pandas, numpy, plotly y bokeh. Todas estas herramientas requieren una organización de datos consistente y un modelo bien definido para interacción entre conjunto de datos. En este sentido, es vital realizar la mayor cantidad de esfuerzo en la creación de los conjuntos de datos y seleccionar su tipo considerando las distintas herramientas que serán usadas, la visualización final de los datos y la eficiencia en el manejo y gerenciamiento de la base de datos basada en CRUD (siglas en inglés para Create, Read, Update, and Delete).

Como parte del alcance de los trabajos de la DSI y DSR, SRK realizó un proceso de recolección, revisión, validación y estructuración de datos relacionados a investigaciones geotécnicas, operación de relaves, construcción y monitoreo geotécnico de ambas presas.

Principalmente fueron usadas las herramientas Power Bi para manejo y visualización de datos, y QGIS para la representación geográfica. Posteriormente fueron creados dashboards de monitoreo usando librerías de python como plotly, pandas y dash, presentados en una webapp. La Figura 3 presenta el diagrama de flujo general de trabajo.

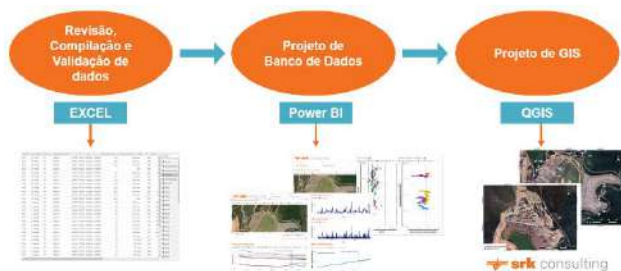


Figura 3. Proceso general de trabajo para creación de base de datos.

Debido al principio de funcionamiento de Power BI, fue seleccionado el uso de base de datos relacionables, la cuál es la comúnmente usada y se basan en el uso de llaves o IDs que funcionan como conectores entre conjuntos de datos. La Figura 4 presenta uno de los modelos de datos usados en Power BI.

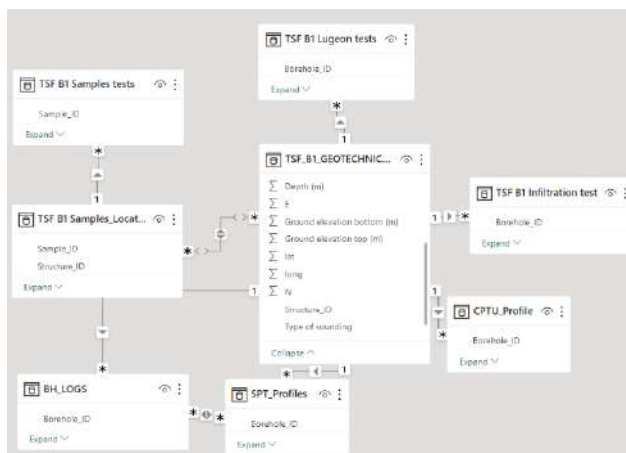


Figura 4. Ejemplo de view model de conjunto de datos.

La base de datos para este proyecto en específico está compuesta por una serie de conjunto de datos divididos por presas, cada uno de ellos creados con un objetivo específico. Básicamente, se crearon conjuntos para atributos como geolocalización, características básicas relacionadas a los dispositivos de monitoreo, sondeos, y muestras. Estos conjuntos a su vez están relacionados a otros, que presentan datos específicos como propiedades geotécnicas interpretadas por laboratorio y proyectistas, registros de dispositivos de monitoreo, ensayos de penetración *in-situ* y registros de operación.

A pesar del grado de complejidad y tiempo requerido para desarrollar la base de datos, durante el proceso se lograron detectar desviaciones y gaps en los datos relacionados a las campañas de investigación geotécnica de campo y resultados de ensayos de laboratorio. Adicionalmente, se logró comprender el comportamiento de la superficie freática en la interfaz entre las dos presas en estudio y la eficiencia de los pozos de alivio para el control de la superficie freática. De ambas revisiones - gap en datos geotécnicos y hallazgos en monitoreo de agua



subterránea - se definieron planes de acción en zonas críticas que podrían condicionar el desempeño de la estructura y disminuir la incertidumbre tanto en el comportamiento del material del terraplén de la presa, como en el comportamiento de la superficie freática.

Actualmente, SRK continúa actualizando y mejorando la base de datos y dashboards dinámicos facilitando la incorporación e interpretación de nueva data, para hacer un acompañamiento del desempeño de las presas.

## 4 CASO HISTÓRICO 2: DISEÑO, CONSTRUCCIÓN, OPERACIÓN Y MONITOREO

### 4.1 *Diseño*

Entre Agosto 2018 y Marzo 2020 se realizó el diseño de ingeniería del recrecimiento de una instalación de relaves, desde su etapa conceptual a detalle. Los trabajos incluyeron el desarrollo de un plan de deposición y procedimiento constructivo que permitieran la deposición y construcción del recrecimiento de manera simultánea.

El plan de deposición permitió definir una planificación de la construcción más estricta y un aplazamiento de la construcción por aproximadamente un año. Esto tuvo beneficios considerables frente a las demoras adicionales causadas por la pandemia por COVID-19 y demoras contractuales.

Complementariamente, se realizó un análisis de rotura de presa para determinar la potencial área afectada y alimentar el Plan de Preparación y Respuesta ante Emergencias (EPRP) y se desarrollaron el Plan de Acción para Implementación de Respuesta (TARP) y Manual de Operación, Mantenimiento y Vigilancia (OMS).

### 4.2 *Construcción*

La construcción del recrecimiento se realizó entre enero 2021 y febrero 2022. Durante la construcción del recrecimiento, SRK realizó el Aseguramiento de la Calidad durante la Construcción (CQA). Los trabajos se realizaron de conformidad con las Especificaciones Técnicas desarrolladas durante el diseño de ingeniería de detalle, salvo desviaciones menores que fueron incorporadas durante la construcción. Todos los trabajos fueron documentados y compilados en un *Databook*, disponible por el Operador.

### 4.3 *Operación y monitoreo*

En abril 2021, el Operador designó a SRK como Ingeniero de Registro (EOR) de la instalación de relaves, conforme al Requisito 9.1 y Requisito 9.2 del GISTM.

Durante el periodo de construcción del recrecimiento, los principales trabajos consistieron en

dar soporte en los aspectos operativos para garantizar la disposición segura y continua de los relaves, el desarrollo de planes de contingencia ante eventuales demoras en la obra y la relocalización de infraestructura clave.

Se realizó una revisión continua de información de monitoreo y evaluación de desempeño de la instalación en base a los datos de monitoreo y vigilancia y los umbrales definidos en el TARP incluido en el Manual OMS.

Se realizaron inspecciones periódicas y se elaboraron informes trimestrales resumiendo los principales hallazgos de las inspecciones, los datos de monitoreo y vigilancia y las tareas desarrolladas por el Operador y SRK durante el trimestre. Los informes trimestrales fueron sometidos a revisión por parte del Ejecutivo Responsable (AE) y el Ingeniero Responsable de la Instalación de Relaves (RTFE).

A fines de 2021 se realizó una Inspección de Seguridad de Presas (DSI) de la instalación de almacenamiento de relaves (Figura 5).



Figura 5. Inspección de Seguridad de Presas (DSI)

Finalizada la obra del recrecimiento, dado que el GISTM fue publicado en agosto 2020 (i.e., posterior a la finalización del diseño de ingeniería del recrecimiento de la instalación de relaves), se realizó una revisión completa del estado de cumplimiento de los distintos requisitos del GISTM. Se generó la documentación clave responsabilidad del EOR, incluyendo:

- Reporte de Bases de Diseño (DBR), conforme al Requisito 4.8. El DBR incorporó los datos más recientes de producción, parámetros del muro y se determinó la Categoría de Consecuencia conforme al GISTM.
- Reporte de Registros de Construcción (CRR), conforme al Requisito 6.3 del GISTM.
- Revisión y actualización del Manual OMS, conforme al Requisito 6.4. del GISTM.
- Reporte de Responsabilidad ante Desviaciones (DAR), conforme al Requisito 6.5.

Todos los documentos fueron sometidos a revisión por parte del AE y el RTFE.

Se continuó con la revisión continua de información de monitoreo y evaluación de desempeño de la instalación, las inspecciones periódicas y la elaboración de los informes trimestrales.

A fines de 2022 se realizó una nueva DSI y se desarrolló un Análisis de Potenciales Modos de Falla (PFMA), como primer paso dentro del Análisis de Riesgo de la instalación de relaves en sitio. El taller fue facilitado por personal de SRK ajeno a los trabajos de diseño, construcción, operación y monitoreo, y contó con la participación del AE, RTFE, los ingenieros geotécnicos de la instalación de relaves y el EOR.

Dada la Categoría de Consecuencia de la instalación de relaves conforme al GISTM ('Alta'), el Operador designó un Revisor Técnico Senior Independiente (ISTR), conforme al Requisito 8.7 del GISTM. SRK mantuvo comunicaciones con el ISTR previo a su visita al sitio y proveyó la documentación solicitada. La visita al sitio se realizó en junio 2023 y contó con la presencia del ISTR, el AE, el RTFE, el EOR y el *Deputy* EOR. Durante la visita se realizó una inspección de la instalación de relaves (Figura 6) y se revisaron los documentos generados por el Operador y el EOR (incluyendo el reporte de diseño, el DBR, el CRR, el Manual OMS y el DAR).

El informe presentado por ISTR indicó que no se observaron condiciones de peligro, adversas o de deterioro en la instalación, y que existe una buena comunicación entre el EOR y el Operador. Complementariamente, el informe presentó recomendaciones y oportunidades de mejora. Actualmente SRK se encuentra atendiendo las recomendaciones del ISTR.



Figura 6. Inspección geotécnica de la instalación de relaves durante la visita del ISTR.

#### 4.4 Trabajos en curso y plan de acción

Actualmente SRK se encuentra desarrollando un estudio de alternativas de ampliación de la capacidad de almacenamiento de relaves. El estudio considera distintas alternativas de emplazamiento

(recrecimiento vs nueva instalación) y tecnologías de relaves (relaves convencionales vs relaves espesados), conforme al GISTM.

Se prevé continuar atendiendo las recomendaciones del ISTR y continuar con el Análisis de Riesgo.

De acuerdo con el estado de cumplimiento actual de los requisitos del GISTM, SRK espera que la instalación de relaves alcance el cumplimiento de los requisitos previo a la fecha límite establecida por el GISTM para instalaciones de relaves con Categoría de Consecuencia 'Baja' a 'Alta' (agosto 2025).

## 5 CONCLUSIONES

Desde su publicación en agosto 2020, los Operadores han solicitado el asesoramiento de empresas de ingeniería calificadas para diseñar y construir, operar y dismantelar nuevas instalaciones de relaves y adecuar sus instalaciones existentes conforme al GISTM.

Si bien los esfuerzos técnicos y de gobernanza requeridos para alcanzar el objetivo final de cumplir con los requisitos establecidos por el GISTM son variables, dependiendo del grado de conocimiento de los aspectos indicados en las áreas temáticas, los aspectos clave para alcanzar este objetivo son el grado de compromiso y el trabajo colaborativo entre los Operadores y las empresas de ingeniería calificadas.

Los casos históricos presentados en este artículo reflejan que una buena comunicación entre el Operador y las empresas de ingeniería calificadas permiten realizar una revisión crítica del estado de cumplimiento de los distintos requisitos establecidos por el GISTM, definir en forma conjunta los aspectos que requieren de mayor atención, definir planes de trabajo para atender estos aspectos y realizar los trabajos de diseño, construcción, operación y cierre conforme a los requisitos del GISTM.

El Caso Histórico 1 muestra cómo la construcción de una base de datos integrada permite tener un monitoreo robusto y continuo de las instalaciones de almacenamiento de relaves para verificar que su desempeño se encuentre en línea con los objetivos de diseño, y en caso de detectarse desviaciones, enviar alertas tempranas y definir planes de acción. Asimismo, el Caso Histórico 1 muestra cómo la construcción de una base de datos integrada permite a las empresas de ingeniería calificadas tener un conocimiento sólido de las condiciones históricas y actuales de las instalaciones de almacenamiento de relaves, identificar lagunas de información y aspectos que deben ser revisados, previo a aceptar el rol de EOR.

El Caso Histórico 2 muestra cómo la definición de un plan de manejo de relaves consensuado entre el Operador y el Diseñador permite, por un lado, optimizar los recursos técnicos y económicos para

---

garantizar una operación conforme con los estándares del GISTM y propios del Operador. A su vez, la designación del Diseñador como EOR y la clara designación de los responsables por parte del Operador (i.e., el AE y el RTFE) permite definir canales de comunicación claros entre las partes involucradas, y los roles y responsabilidades a nivel técnico y de gobernanza que permitan alcanzar el objetivo final de cumplir con los requisitos establecidos por el GISTM. La comunicación entre las partes involucradas permitió, además de lo anteriormente mencionado, que el involucramiento de un ISTR se realizara de manera eficiente, garantizando una buena comunicación entre el ISTR y el EOR y el Operador, quienes proveyeron toda la información requerida para realizar la revisión técnica independiente.

#### REFERENCIAS

- International Council on Mining & Metals (ICMM) (2020). "Global Industry Standard on Tailings Management".
- Fell, R.; Macgregor, P.; Stapleton, D.; Bell, G.; Foster, M. (2014). "Geotechnical Engineering of Dams". 2nd edition. Taylor & Francis Group. United States of América.