

Distribución gratuita

2da Edición

geotecnia

Asociación Boliviana de Ingeniería Geotécnica

1975 - 2020



Asociación Boliviana de
Ingeniería Geotécnica



EMPRENDIMIENTO EMPRESARIAL E INVERSIÓN

Alquilamos y ejecutamos obras con equipo pesado y liviano para trabajos de movimiento de tierras en carreteras y otros.

- Tractores D-7 y D-8
- Tornamesa 322 BL y 322 B
- Retroexcavadoras 580S y 580SL CASE
- Vibrocompactadora DYNAPAC C-20
- Pala cargadora 938F CAT
- Motoniveladora 120 CATAR BOBCAT CASE
- Elevador de carga para 20 pisos graduable



- Terraplen
- Rellenos
- Sub rasante
- Sub base
- Capa base

- Corte - Excavación
- Excavación zanjas
- Estabilización deslizamientos
- Derrumbes, hundimientos



CONTACTOS: Telf./Fax: 2799648 - 2793298

DIRECCIÓN: Achumani calle 3 N° 348

CORREO ELECTRÓNICO: constructora.gishay@gmail.com



LABOMAT
SERVICIOS DE
INGENIERIA

LABOMAT es una Empresa dedicada a Brindar Servicios de:



**LABORATORIO DE
MATERIALES**

Suelos, Hormigones,
Asfaltos, Cerámicas, Rocas,
Estructuras, Maderas
Aceros,
Cementos Agregados o
Áridos.



CONSULTORÍAS

Ingeniería Estructural,
Geotecnia, Geológica,
Ambiental, Eléctrica, Hidráulica,
Sanitaria, Arquitectura e
Industria, Equipo de
Profesionales y Técnicos
altamente competente y
capacitado, infraestructura y
equipamiento de alta precisión.



INDUSTRIA

Fabricación de equipos y
materiales para la
ingeniería civil

OFICINA LA PAZ :

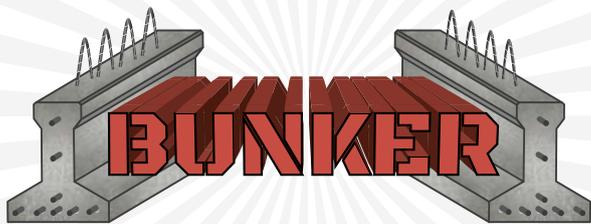
CENTRAL: Calle Castro No 1566 Zona Santa Bárbara
Tel. +591 22202913 | +591 2901794
Cel. 76509919
e-mail: lapaz@labomat.net

ZONA SUR: Calle 10 Hermanos Ortiz de Ariñez No 7854
OF. 1 Zona Calacoto
Tel. +591 22202913 | +591 2901794
Cel. 76509919
e-mail: lapaz@labomat.net

OFICINA SANTA CRUZ :

Calle Riosinho No 3300
Zona Mutualista
Tel. +59133647686
Fax 3467882
Cel. 77018163
e-mail: santacruz@labomat.net

PRESENTAMOS:



 /tecnopreco

 www.tecnopreco.com



LA VIGUETA PRETENSADA **SISMORRESISTENTE**

**OFICINA
CENTRAL
LA PAZ**

Calle Casimiro Corrales
N° 1237 Edif. Casso Z.
Miraflores

**SUCURSAL
ZONA SUR
LA PAZ**

Av. Muñoz Reyes
N° 1210 entre calles 24
y 25. Edif Michelle Z.
Cota Cota
Tel./Fax: 2771814

**SUCURSAL
CRUCE VIACHA
EL ALTO**

Av. Ladislao Cabrera
N° 1080 (Cruce Viacha)
Z. Villa Bolivar "B"
Tel.: 2823924

**SUCURSAL
RIO SECO
EL ALTO**

Av. Juan Pablo II
N° 67 (Ex Tranca)
Z. Río Seco
Tel.: 2864808



**PLAN DE DESARROLLO URBANO DE LA PAZ
ESPECIALISTAS EN GEOTECNIA QUE PARTICIPARON
CON LAS EMPRESAS BRGM, BCEM, PCA (1978)**



Oscar Ballivián, Héctor Maquiavelly, NN, Antonio Álvarez, Rafael Otazo(+), Renán Pelaez(+),
Oscar Anzoleaga, Mario Mancilla

ASOCIACIÓN BOLIVIANA DE INGENIERÍA GEOTÉCNICA - ABIG

REGISTRO SIB	REGISTRO DE ABIG	REGISTRO DEGR	APELLIDO PATERNO	APELLIDO MATERNO	NOMBRES	DIRECCIÓN	TELEFONOS	CORREO ELECTRÓNICO
846	1	GT-03	Aban	Gutierrez	Carlos	c. Pedro Linares N°208 - Achumani Bajo	71556009 - 2775525	limstope@gmail.com
1448	2	GT-01	Barrientos	Porcel	Ronald Enrique	c. Cuba N°1406 edif.Mercedes torre Sur piso 12 depto 12B	79668246 - 2220589	rbarrientosporcel@hotmail.com
481	4	GT-02	Bustillos	Campos	Oscar Juan	Av. Koani N° 25	71520518 - 2790215	oscarbustillos@gmail.com
1051	12	GT-27	Mancilla	Illanes	Mario Jacinto	Calle 3 N° 348 - Achumani Bajo	72008443 - 2799648	mario.mancilla.illanes@gmail.com
473	14	GT-04	Ponce	Villagomez	José	Calle 2 N° 208 - Achumani Bajo	76202575 - 2791932	poncevilla@hotmail.com
1846	18	GT-09	Espinoza	Guillem	Nestor René	Edif. Jardines II, depto 6B Urbanización San Alberto Bella Vista	77294051	oscargesp@yahoo.com
2912	25	GT-32	Medrano	Reyes	Antonio		70561314	
1586	27	GT-22	Chura	Huanca	Tomás			
1676	30	GT-05	Alvarez	Guisbert	Antonio Prudencio	Calle 11 N° 3 - Irapavi	77229560 - 2722083	
1171	31	GT-06	Rivas	Aliaga	Edmundo	c. Canónigo Ayllón N° 881	71535661 - 2480361	eddyrivasal@hotmail.com.ar
1120	32	GT-25	Coca	Sierra	Andres	c. Carranza N° 200 z. Tembladerani central	73544173 - 2416621	
5007	33	GT-11	Diaz Villamil	Pantoja	Martin Antonio			
2775	34	GT-26	Zabala	Ossio	Mario Pablo	Calle 36 N°100 - Achumani	60668407 - 2710374	
3195	37	GT-19	Jauregui	Castillo	Jaime	Calle prologación Tajibos N° 7 - Aquisamaña	72028059 - 2774854	jaime-jauregui@hotmail.com
1125	38	GT-20	Arispe	Camacho	Oscar Ramiro		70515295	
96083	39	GT-21	Ballivian	Chavez	Oscar	Av. Montenegro N° 978- San Miguel	70613773 - 2796837	oscarballivian@hotmail.com
1452	40	GT-24	Macchiavelli	Borjes	Hector	c. Julio Mariaca N° 2 Miraflores entre Villalobos y Diaz Romero	70555462 - 2220361	maquia.geos@gmail.com
96042	43	GT-30	Quisbert	Burgoa	Waldo Alberto			
3535	44	GT-31	Espinoza	Guillen	Mario Oscar Reynaldo	Edif. Jardines II, depto 6B Urbanización San Alberto - Bella Vista	77289451	oscargesp@yahoo.com
4297	45	GT-33	Teran	Cortéz	Mario Ramiro	Av. 16 de Julio N° 1479, edif. San Pablo P-18 of.1805	70123550 - 2315707	msteran@yahoo.com
2123	47	GT-36	Fernández	Rojas	Simón	c. Taltal N° 582 esq. Presbitero Medina - Sopocachi	70643286 - 2413841	soforo2007@hotmail.com
4826	48	GT-37	Caballero	Hoyos	Jose Fernando	Av. 20 de octubre N° 2096, edif. Galaxia piso 2	78960185 - 2423757	giebolivia@gmail.com
6232	49	GT-38	Bermejo	Franco	Victor Eduardo	calle 6 Obrajes edif. Torres Premium N°330 piso 21	70533406 - 2751815	vicosue@yahoo.es
5368	50	GT-39	Mazó	Bazas	Federico Javier	Av. Iturralde 935 - Miraflores	71987669 - 2229940	fmazo@hotmail.com
6019	51	GT-40	Mendoza	Torchio	Rodrigo Shariff			
6268	52	GT-41	Guzman	Porres	Marco Antonio	c. Juan de Espinoza N° 1051 - Miraflores	71900942 - 2224213	maggeomg@aim.com
6905	53	GT-42	Quenta	Quispe	Gonzalo	por confirmar celular	71542816	
8999	54	GT-43	Ramírez	Soliz	Gerardo Rogelio	Av. Jose Aguirre Achá N° 111 - Los Pinos	71905306 - 2796776	
2966	55	GT-45	Arias	Arancibia	Fortunato Freddy	Av. Del Ejercito N°145 frente alcaldía (Sucre)	71160074 - 6453186	fredyarias2@hotmail.com
8239	56	GT-46	Deheza	Rossel	Arturo Martin	c/ Hugo Leique esq. Beni edif. Jazmines del Parque torre 1 depto. 5A - Santa Cruz	72033723 - 2412429	arturo.deheza@deheza.net / armadero@gmail.com
8081	57	GT-47	Prudencio	Salcedo	Maurie Gaston	Av. Ramón Arias N° 108 - Achumani		
3188	58	GT-49	Enriquez	Romero	René Enrique	C/ Landaeta N° 1806	2415785	
18851	59	GT-50	Barrios	Ocampo	Carlos Benito	Barrio Primavera, c/11 N° 21, Alto Obrajes	73715241 - 2731509	cabarrioso@live.com
12525	60	GT-51	Pacosillo	Ticona	Luis	Av. M. Gamarra N° 1335 z.Pura Pura	78921992	
1993	62	GT-53	Anzoleaga	Vaca	Oscar A.	Av. Tomasa Murillo N°278 Achumani bajo esq. Calle 3	70188112 - 2791215	
12527	63	GT-55	Tinta	Saavedra	Juan Carlos	Av. La Bandera N° 43 - Villa Pabón	73720670 - 2286024	jctinta@yahoo.com
14269	64	GT-57	Salgueiro	Bustillos	René Fernando	Av. Ovando Candia N° 56 Barrio Irapavi	77727752 - 2720412	jaresal@yahoo.com
20286	65	GT-60	Castro	Marin	Joel Hubert	c. Castro N° 1566	71536767	
15912	70	GT-52	Flores	Villca	Hernán Lucio		73279964	
18050	72		Guzman	Siles	Hector Ivan		79102197	
18667	77	GT-61	Yanique	Patty	Dioney	c. colon Edif. Colon Piso 1 oficina 101	76596858 - 2902493	conalpuc@gmail.com / ingeniero.dioney@gmail.com
20885	79		Yana	Quelali	Marcos Demetrio			
22081	80		Altamirano	Valero	Edwin Jesus			
3445	81		Tarifa	Machicao	Juan Carlos			
21022	82		Tarifa	Fernandez	Gosler Carla			
25655	83		Asistiri	Cusi	Franz		77714160	
22869	84	GT-66	Vera	Chavez	Andrea Verónica	Calle 2 #13 Los Claveles Koani	70518381	andreverovera@gmail.com
31124	85		Nacho	Huanca	Juan Carlos	Av. Buenos aires N°1936b - zona tembladerani	71230449	huanachos@gmail.com
20647	86		Tamayo	Aguilar	Jaime Rodrigo	Calle 5 Obrajes esq. Ormachea s/n Condominio Obrajes	72052911	jrodrigo.tamayo@gmail.com
28644	87		Cabrera	Alvarez	Juan Carlos	Av. Baltazar de salas #579	71922118	juancabrera234@hotmail.com
24938	88		Pizarro	Guerra	Oscar Luna			
1034	89		Guzman	Delgado	Jose Eduardo	Santa Cruz	71633052 - 3427062	jequzdel@hotmail.com
17011	90		Reintsch	Auza	Grettel Luz	Barrio Magisterio norte Calle 1 Casa 3 km 6,5 av. Banzer	78185465	grettelreintsh@hotmail.com
1593	91		Pinto	Benitez	Alberto	Calle destacamento 111 #597	71165594	
42414	92		Chavez	Calancha	Victor Hugo	Calle Armonia N° 15-A	2254187 - 67301907	vicoglg@hotmail.com
4236	93		Aliaga	Aranda	Waldo Antonio			
37564	94		de la Cruz	Torrez	Vanessa Milena			
2270	95		Claure	Velasco	Hernan			
14916	96		Aban	Rodriguez	Sebastian			
7915	97		Mancilla	Soliz	Bady Ivan			



Contenido

- 10 Editorial**
- 11 Salutación**
Dr. Juan Carlos Rojas Vidovic
- 12 Presentación**
- 15 Acuerdo de Fusión**
- 17 La importancia de la geología estructural en el diseño de túneles**
Dr. Ing. Néstor René Espinoza Guillén
- 21 Muros Anclados, experiencias de obra**
Roberto E. Sandoval Mendoza
- 27 Inyecciones de Impermeabilización y Consolidación e Instrumentación Geotécnica en la Presa La Paz - Hampaturi Alto**
Ing. Rodrigo Cuentas Gallardo M.Sc.
- 31 Comparación de Capacidades Portantes entre el SPT, Cono Normal y Cono Sowers**
Lars Fabio Ortega Calapiña, Joel Castro Marin
- 35 Sistemas de Clasificación de Asfaltos**
Ing. MS. Oscar Espinoza Guillén
- 39 Análisis del Mejoramiento de Suelos con Cal en Suelos Tropicales**
Rosemary Janneth Llanque Ayala, José Camapum de Carvalho, Ana Laura Martínez Hernández
- 48 Los Microrriesgos su Evaluación e Importancia**
Ing. Waldo Aliaga Aranda
- 54 Ingeniería de Suelos en La Paz**
Ing. DAEN Mario Mancilla Illanes

* El contenido en los artículos es de responsabilidad única de sus autores.



Asociación Boliviana de
Ingeniería Geotécnica

QUIÉNES SOMOS:

La Asociación Boliviana de Ingeniería Geotécnica ABIG es una organización profesional que agrupa a los ingenieros dedicados a la ingeniería Geotécnica en todas sus ramas.

Se ha conformado el 9 de octubre del año 1975 en la ciudad de La Paz, bajo la primera asamblea constitutiva efectuada en el instituto de materiales de la UMSA. En su fundación participaron 19 ingenieros destacados los que se constituyen como socios fundadores de la institución. Desde sus inicios la asociación es afiliada a la Sociedad de Ingenieros de Bolivia y registrada legalmente bajo Decreto Supremo D.S.21124 de 15/11/85, con personería Jurídica RAP 085/96.

Distinguidos emprendedores, vecinos, profesionales, empresarios; alguna vez se preguntaron de que se ocupa la Geotecnia, Mécanica de Suelos e Ingeniería de Suelos?

Para todo tipo de construcción desde una vivienda hasta edificios, carreteras; lo primero que se debe conocer son las características y estabilidad del terreno, para diseñar y calcular los cimientos a fin de garantizar la seguridad de la construcción. **No arriesgar la inversión.**

Nuestros Objetivos:

- Fomentar el desarrollo e intercambio de conocimientos en el campo de la ingeniería de Suelos y en otras ramas de la ciencia y la tecnología relacionadas con la geotecnia.
- Alentar y difundir todo tipo de manifestaciones científicas y profesionales, que tienen directa relación con la Ingeniería Geotécnica.
- Prestar ayuda mutua y recíproca en todos los aspectos y circunstancias de la vida profesional de sus asociados.
- Difundir los conocimientos técnicos y científicos, así como la experiencia de sus asociados, a través de seminarios, foros, conferencias, jornadas o cualquier otro medio de difusión.
- Establecer vínculos con otras organizaciones similares de otros países.
- Asumir la defensa profesional de sus asociados.
- Organizar Filiales en el resto del País.



PERFIL PROFESIONAL

Ing. Geólogo con especialidad en Geotecnia - UMSA
Construcciones Civiles - UMSA
Diplomado Altos Estudios Nacionales de las Fuerzas Armadas de la Nación

STAGE:

Mecánica de Suelos - Orleans - Francia

CONDECORACIONES:

ROTARY INTERNACIONAL:

Donante Mayor de la Fundación Rotaria

Castillo de oro:

Colegio Militar del Ejército

Castillo de oro:

Escuela Militar de Ingenieros

Emblema de oro:

Instituto Geográfico Militar del Ejército

Patricio Paceño:

Alcaldía Municipal de La Paz

Ex Tribunal de Honor Sociedad de Ingenieros

Ex Ejecutivo:

Cámara Departamental de la Construcción

Ex Presidente:

Institución Cívica Amigos de la Ciudad

Ex Profesor Militar - EMI

Staff

Director: Ing. DAEN Mario Mancilla Illanes

DIRECTORIO ASOCIACIÓN BOLIVIANA DE INGENIERÍA GEOTECNICA, ABIG 2018 - 2020

PRESIDENTE Ing. DAEN Mario Mancilla Illanes

SECRETARIO Ing. Hernán Flores Villca

TESORERO Ing. Joel Castro Marín

VOCALES Ing. Andrea Vera Chávez

Ing. Carlos Barrios Ocampo

TRIBUNAL DE HONOR

Ing. Carlos Aban Gutiérrez

Ing. Ronald Barrientos Porcel

Ing. Jaime Bustillos Villafan (†)

Ing. Edmundo Rivas Aliaga

COMITÉ DE ADMISIONES

Ing. Andrea Vera Chávez

Ing. Carlos Barrios Ocampo

COORDINADORES:

Ing. Joel H. Castro Marín

Ing. Carlos Aban Gutierrez

Ing. René Espinoza Guillen

Ing. Ronald Barrientos Porcel

Ing. Edmundo Rivas Aliaga



Editorial

El tiempo pasa inexorablemente, el 17 de noviembre de 2018 asumimos la conducción de ABIG, ahora concluimos nuestra gestión

Asumimos un reto para tener que vencer obstáculos a nivel interno y externo, como la pandemia, inestabilidad social en general en el país, generando desmotivación en los colegas para impulsar el desarrollo institucional con la ausencia de identificación, falta de cariño y orgullo para ponerse la camiseta de la institución y lanzarnos al éxito con experiencia de 45 años de actividad profesional especializada en Geotecnia, constituyendo la base primaria para garantizar la estabilidad a todo tipo de construcciones.

Nos preocupamos de dar vigencia a nuestra cuenta de ahorro bancaria, registro internacional y recuperación de nuestras oficinas

En el aspecto profesional haber efectuado eventos que garanticen el mejor ejercicio profesional

Coloquios en Geotecnia con la participación de excelentes profesionales

Haber efectuado por primera vez una conferencia INTERNACIONAL en que participaron expertos del Perú, Chile, Brasil y EE.UU, por supuesto de Bolivia.

transmitiendo conocimientos y experiencias

Entregamos una ABIG fortalecida por la FUSION con todos los profesionales GEOTECNICOS del país a fin de contribuir en mejores condiciones al desarrollo de nuestro país, Bolivia

Tenemos una institución con buena base para con RISILIENCIA enfrentar a la adversidad y sinergia con innovadoras acciones

Ing. DAEN Mario Mancilla Illanes
PRESIDENTE GESTIÓN 2018 - 2020

Salutación



**Dr. Juan Carlos
Rojas Vidovic**

En el ejercicio de la ingeniería geotécnica la necesidad de aprendizaje continuo no es retórica, es urgencia.

Si hace un siglo la comunicación telefónica estaba restringida a la tecnología analógica y hoy usted puede leer estos párrafos en un dispositivo digital contenido en la palma de su mano, es gracias al sorprendente avance tecnológico que tenemos la fortuna de vivir, avance del que la ingeniería geotécnica también se benefició.

Muchos de los principios y teorías que rigen el ejercicio de la profesión surgen casi 100 años atrás, a la fecha, estos han evolucionado de manera significativa. Estamos ya lejos de considerar como general la ecuación del esfuerzo efectivo de Terzaghi, pues versiones extendidas incluyen el efecto de la tensión capilar en suelos ubicados sobre el nivel freático y también la influencia de la compresión secundaria que nos dice que no todo cambio de volumen se debe al cambio en el esfuerzo efectivo. También, sabemos que los métodos de caracterización e interpretación del comportamiento de suelos que se encuentran en zonas tropicales no responden exactamente a la teoría planteada en los libros clásicos, fundamentados estos en la observación de suelos sedimentarios reconstituidos.

Trabajar en una de las áreas más vibrantes en términos de retos intelectuales, generados por los cambios en el porqué y cómo se interpreta, diseña y construye, es aquello que nos apasiona a los ingenieros. Las evidentes falencias de pilares considerados fundamentales son también un reto para el cambio

en la práctica de la ingeniería geotécnica en Bolivia: a) el sistema de clasificación unificado no permite una estimación preliminar correcta del comportamiento de varios suelos, b) el burdo ensayo de soporte California se encuentra por mucho superado por la elegante medición del módulo resiliente y c) el ensayo de penetración estándar realiza una caracterización pobre de suelos en condiciones no drenadas y que el utilizar una gráfica para determinar la capacidad de carga a partir del número de golpes genera valores que no pueden ser aplicados más allá de un prediseño.

Debemos dejar a las generaciones venideras una herencia constituida de conocimiento científico propio y experiencias verificadas a la luz del conocimiento actual. ¿Cómo hacerlo?, ¿Cómo cumplir con este objetivo loable? En la ingeniería geotécnica, como en todas las áreas del conocimiento, no es posible que alguien sepa todo sobre todo y que alguien ignore todo sobre algo, así que el trabajar en conjunto, asociados, es el camino.

Con este mismo espíritu, hace 45 años, el 9 de octubre de 1975, un grupo de profesionales bajo la presidencia del Ing. Orlando Salazar constituyó la Asociación Boliviana de Ingeniería Geotécnica. Así comenzó la historia de la ABIG que ha llegado al año 2020 fortalecida por el aporte de sus miembros, las empresas e instituciones que realizan sus actividades en esta fascinante área de la ingeniería.

A través de este espacio felicito al ingeniero geotécnico boliviano en el aniversario de la ABIG; a los miembros, agradecerles por el apoyo a la institucionalidad del área que eligieron para desarrollar su profesión y a los que aún no se nos unen invitarles a hacerlo y así trabajar juntos por la ingeniería de vanguardia que merece nuestra patria.

Presentación

La asociación Boliviana de Ingeniería Geotécnica-ABIG fué fundada el 9 de Octubre de 1975 con personería jurídica reconocida el 20 de marzo de 1996 (REP 085/96).

Alguna vez nos preguntaron que es la GEOTECNIA?, para que sirve?. Se puede construir obras de ingeniería sin el conocimiento de la calidad del suelo y del terreno?, A que profundidad vaciaré el cimientó?, Con qué tipo de fundación?, Se deslizará?.

Para resolver las interrogantes, La Geotecnia da a conocer las propiedades cualitativas y cuantitativas de los suelos de fundación ligadas a la Geología, y Mecánica de suelos respectivamente.

Sirve para el cálculo y construcción de las cimentaciones de todo tipo de estructuras llámense de urbanizaciones, edificios, puentes, carreteras, aeropuertos, represas, túneles, estabilidad de suelos y taludes para evitar deslizamientos, derrumbes, mazamoras, hundimientos.

El estudio Geológico-Geotécnico asegura para que la construcción sea estable, no se deslice, no colapse, no falle.

El inversor privado, público, el vecino, tengan la tranquilidad y evitarse sobresaltos.

En consecuencia, no es recomendable proyectar ni ejecutar obras de ingeniería civil sin conocer previamente las características de los terrenos; esta premisa saben muy bien los ingenieros calculistas de estructuras.

La especialidad en todo el mundo tiene avances y actualizaciones muy importantes; hay excelentes

investigadores que escribieron muchos libros, dando a conocer los principios generales y específicos para su aplicación práctica.

Destacan los franceses que participaron en las obras más grandes del mundo, especialmente en túneles y vías subterráneas, como los METROS de las grandes ciudades, construcciones en el mar y en las montañas.

En la América tenemos claros ejemplos, la ciudad de México construido sobre un lago antiguo, Valparaíso en Chile habilitando terrenos en el mar, para ejecutar grandes construcciones.

En nuestro país existen excelentes profesionales que desaprovechan sus conocimientos.

Hasta hace algún tiempo se decía que en Santa Cruz no era posible construir edificios, ocurre que al presente se tienen los edificios y pasos a nivel más grandes del país.

En nuestra ciudad tenemos problemas de deslizamientos, para estabilizar es necesario controlar taludes naturales y diseñar la estabilización, efectuando estudios de suelos antes, durante y después del fenómeno.

Tenemos excelentes suelos que no se aprovechan para construir MEGA OBRAS por ejemplo edificios.

Consideramos oportuno la formación de profesionales en Geotecnia e Ingenieros en suelos en las Universidades, tal como existen en otros países.

Ahora que sabemos que es lo que hacemos los ingenieros Geotécnicos asociados a ABIG, adelante manos a la obra.



Ing. DAEN Mario Mancilla Illanes
PRESIDENTE ABIG

*5to. Congreso
Panamericano
de Mecánica
de Suelos e
Ingeniería de
Fundaciones*

Noviembre de 1975

Mario Mancilla, Jaime de la Fuente, Jaime Guzman, RAUL VALLE RODAS y su esposa, Orlando Salazar y su esposa



*6to. Congreso Panamericano
de Mecánica de Suelos e
Ingeniería de Cimentaciones
AIMSEG*

*2-7 de Diciembre de 1979
Lima, Perú*



Cena ABIG 1988



Directorio ABIG 2000

ABIG 2020



PRESIDENTE

Ing. DAEN Mario Mancilla Illanes



VOCAL

Ing. Andrea Vera Chávez



TESORERO

Ing. Joel Castro Marín



DIRECTIVA ABIG 2020



DR. JUAN CARLOS ROJAS VIDOVIC

Asociación Boliviana de Ingeniería Geotécnica

Con el objeto de proyectar ABIG y ser referente del trabajo técnico de los especialistas en GEOTECNIA se efectuaron varias sesiones preparatorias con participación de los firmantes del documento de FUSIÓN, cuyo texto es el siguiente:

ACUERDO DE FUSIÓN

Este instrumento establece los términos y condiciones generales para la fusión de la Asociación Boliviana de Ingeniería Geotécnica (ABIG) y la Sociedad Boliviana de Mecánica de Suelos e Ingeniería Geotécnica (SBMSIG).

CONSIDERANDOS

- 1.1. La ASOCIACION BOLIVIANA DE INGENIERIA GEOTECNICA (ABIG) fue fundada en la ciudad de La Paz en fecha 9 de octubre de 1975 con 19 profesionales de la especialidad, entre Ingenieros Geólogos e Ingenieros Civiles; está afiliada y reconocida por la Sociedad de Ingenieros de Bolivia (SIB) desde el año 1995; obtuvo la personalidad jurídica RAP No 85/96 en cumplimiento a lo establecido por el Art. 75 del D.S. No 24206 de fecha 29 de diciembre de 1995; el año 1979, por invitación de V.F.B De Mello, vicepresidente de la International Society of Soil Mechanics and Geotechnical Engineering (ISSMGE), ABIG, en representación de Bolivia, se inscribe como miembro de la ISSMGE.
- 1.2. La SOCIEDAD BOLIVIANA DE MECÁNICA DE SUELOS E INGENIERÍA GEOTÉCNICA (SBMSIG) fue fundada el 29 de octubre de 2015 en Santa Cruz de la Sierra, sus estatutos se encuentran registrados en la notaria de fe pública N° 103 de esa ciudad; a partir del 16 de enero de 2019 es miembro por Bolivia de la International Society of Soil Mechanics and Geotechnical Engineering (ISSMGE).
- 1.3. Teniendo ambas asociaciones como objetivo común el fomentar la generación y difusión del conocimiento de las disciplinas relativas a la Ingeniería Geotécnica, y el promover escenarios para la correcta práctica de esta especialidad en Bolivia, los directorios actuales de la Asociación Boliviana de Ingeniería Geotécnica (ABIG) y la Sociedad Boliviana de Mecánica de Suelos e Ingeniería Geotécnica (SBMSIG), con el respaldo de sus respectivas Asambleas de Miembros, por mutuo acuerdo resuelven fusionarse en una única asociación que represente a la Ingeniería Geotécnica Boliviana a nivel nacional e internacional.

CONDICIONES Y EFICACIA DE LA FUSIÓN

2.1. Condiciones de la fusión:

La fusión está sujeta a las siguientes condiciones:

- a) La Asociación Boliviana de Ingeniería Geotécnica (ABIG) se constituye en la Asociación Absorbente y la Sociedad Boliviana de Mecánica de Suelos e Ingeniería Geotécnica (SBMSIG) en la Asociación Absorbida.
- b) La SBMSIG, actual miembro de la ISSMGE en representación de Bolivia realizará los trámites necesarios para que la ABIG tome el lugar de la SBMSIG.
- c) Los miembros inscritos a la SBMSIG pasan a formar parte de manera directa del registro de la ABIG.
- d) La Directiva actual de la ABIG se constituye en la directiva ABIG departamental La Paz.

e) La Directiva Nacional ABIG queda constituida de la siguiente manera:

- Presidente: Dr. Juan Carlos Rojas Vidovic – RNI 11933
- Vicepresidente: MSc. René Fernando Salgueiro Bustillos – RNI 14269
- Secretario: Ing. Rodrigo Rivera Pizarro – RNI 28401
- Tesorera: MSc. Fabiana Viscarra Agreda – RNI 16558
- Relaciones internacionales: Ing. Mario Augusto Terceros Herrera – RNI 4062
- Vocal Beni: MSc. Durval Parraga Morales- RNI 27770
- Vocal Cochabamba: Ing. Carlos Nicolás Salinas Rodríguez – RNI 15388
- Vocal La Paz: Ing. Carlos Abán Gutiérrez – RNI 846
- Vocal Oruro: Ing. Marco Luis Calderón Vidaurre -RNI 40052
- Vocal Pando: Ing. Alfredo Escobar Arana – RNI 20268
- Vocal Santa Cruz: MSc. Arturo Martin Deheza Rossel – RNI 8239
- Vocal Tarija: Ing. Fernando Ortega Ayllón – RNI 21625

2.2. Eficacia de la fusión

La Fusión surtirá efectos a partir del 1 de septiembre de 2020.

Firman:



Ing. Mario Mancilla Illanes
Presidente ABIG – RNI 1051
C.I. 169489 LP



Dr. Juan Carlos Rojas Vidovic
Presidente SBMSIG – RNI 11933
C.I. 1147501 CH



Ing. Carlos Abán Gutiérrez
Past-Presidente ABIG – RNI 846
C.I. 1609757 TJ



Ing. Mario Augusto Terceros Herrera
Past-Presidente SBMSIG – RNI 4062
C.I. 1521295 SC



Dr. Nestor Rene Espinoza Guillén
Past-Presidente ABIG – RNI 1846
C.I. 304187 LP



Ing. Ronald Enrique Barrientos Porcel
Past-Presidente ABIG – RNI 1448
C.I. 338758 LP



Ing. Edmundo Rivas Aliaga
Past-Presidente ABIG – RNI 1171
C.I. 247255 LP

La importancia de la geología estructural en el diseño de túneles

Dr. Ing. Néstor René Espinoza Guillén
 Profesor Titular, Escuela de Ingeniería Civil
 Universidad de Valparaíso, Valparaíso, Chile

Aspectos generales

Todos los materiales naturales con los que se enfrenta el ingeniero de obras subterráneas presentan, por su origen, características que muchas veces hacen imposible mantener las hipótesis tradicionales de homogeneidad o isotropía. Sin embargo, los últimos estudios e investigaciones, especialmente del ámbito alemán e inglés han proporcionado a los ingenieros procedimientos con los cuales la consideración de una relativa homogeneidad facilita, en muchos casos, la adopción de leyes constitutivas para las masas de roca y para la roca intacta que llevan a soluciones adecuadas y porque no decirlo exitosas en el diseño de obras subterráneas de diferentes características.

Sin embargo estos modelos no son posibles sin una participación amplia y profunda de la ingeniería geológica a través de la geología estructural la cual permite al profesional especialista en obras subterráneas contar con un modelo geológico de su macizo que le haga relativamente sencillo crear el modelo geotécnico que dotado de las propiedades físicas y mecánicas de la roca intacta y de la masa de roca así como de las diferentes discontinuidades permita hacer el análisis de esfuerzos y deformaciones que lleve al diseño de la obra.

En dichos análisis se debe incorporar la influencia de las discontinuidades y de su orientación espacial (rumbo y buzamiento) ya que, de lo contrario, el trabajo del ingeniero geólogo habría sido inútil.

Complementando las ideas generales se debe decir que para realizar los análisis esfuerzo-deformación mencionados se debe tener un sistema de cálculo tan poderoso que permita considerar todos los factores mencionados y leyes constitutivas representativas de los materiales y discontinuidades. En los albores de la ingeniería de obras subterráneas se recurría a la tradicional teoría de la elasticidad que durante mucho tiempo fue la mejor herramienta del ingeniero pero, con el avance de la tecnología a través de la mecánica de rocas y de los modelos reológicos, las

soluciones tradicionales empezaron a perder su popularidad y dieron paso al uso de mejores modelos matemáticos acompañados de los ahora tan comunes métodos numéricos, entre otros el método de los elementos finitos y el método de los elementos de borde o contorno. Estos dos métodos han sido y son muy utilizados en el estudio del comportamiento y desarrollo de excavaciones subterráneas de muy complejas características geométricas y estructurales, así como considerando campos de esfuerzos que antes representaban una limitación casi imposible de vencer. Un ejemplo claro se tiene en excavaciones mineras a gran profundidad (más de 2000 m de cobertura) como en la mina chilena El Teniente o la explotación de minerales en San Vicente en el departamento de Potosí (más de 600 m) con acceso a más de 5000 msnm.

Todos estos éxitos solo han sido posibles con el importante aporte de la geología estructural que permitió y permite seguir desarrollando el modelo inicial dando, de esa manera la posibilidad de vencer procesos de fluencia de masas de roca, explosión de roca intacta, presiones elevadas y el diseño del sistema de soporte o de los soportes locales auxiliares necesarios para lograr la estabilidad de los diferentes túneles pues ya superaron en mucho a las tradicionales galerías mineras de una dimensión transversal reducida (no más de dos a tres metros de ancho y dos metros de alto). Actualmente las vidas de acceso para la extracción de minerales a gran profundidad tienen dimensiones de un túnel carretero comuna por donde circulan camiones de alto tonelaje.

Información que debe proporcionar la geología estructural

La geología estructural debe obtener toda la información posible que le permita un mapeo de superficie a detalle de la traza del eje del túnel y de la ubicación de los portales así como de las obras auxiliares (túneles de ventilación o servicio si se trata de un túnel largo), además debe considerar la ejecución de sondeos y

calicatas que le permitan determinar la litología de sector, el grado de fracturamiento de la roca (RQD), el relleno de las discontinuidades mayores (fallas, juntas de sedimentación y otras). Además, debe interpretar la información de la geología general y regional de la zona a fin de poder ubicar plegamientos y fallas geológicas mayores (fallas de transformación, por ejemplo) que pudieran constituir un serio problema para la obra.

Con todos esos datos se debe elaborar un modelo geológico a detalle (ver Figura 1) que asignando propiedades físicas y mecánicas a los diferentes materiales permita contar con un modelo físico-matemático adecuado al sistema de análisis elegido (elementos finitos o elementos de contorno). Sobre la base de este modelo se ajustarán las leyes constitutivas de la roca intacta y de la masa de roca definiendo el tipo de comportamiento elástico (isotropía, isotropía transversal, ortotropía, elasticidad no lineal) para luego, definir el criterio de falla de la masa de roca, de la roca intacta y de las discontinuidades que puede ser desde un modelo simple como es el elasto-plástico hasta un modelo más avanzado como es el elasto-visco-plástico [1, 2].

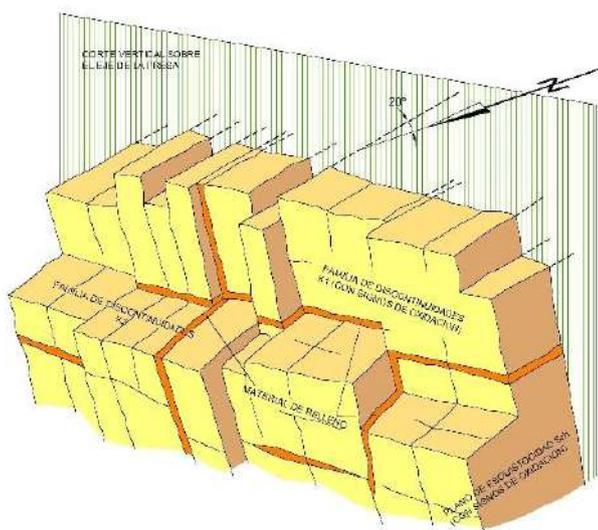


Figura 1 Modelo geológico utilizado en el saneamiento de la masa de roca donde apoya la presa de Tarbela en la República Dominicana [1, 2]

Como se puede ver, la importancia del modelo geológico gana con esto una magnitud tal que lleva a concluir que una obra subterránea bien proyectada solo puede ocurrir si cuenta con un modelo geológico adecuado y completo ya que, sin él, todo el trabajo de análisis de esfuerzos y deformaciones, así como el diseño de sistemas de sostenimiento resulta un trabajo

inútil e inadecuado si se considera la importante inversión que representa un túnel por corto que sea. En una situación de este tipo se debe recordar lo que dijera Terzaghi: **Un estudio geotécnico se paga siempre, antes, durante o después de la ejecución de una obra, pero se paga.** Esto, según la experiencia, es la verdad más grande, un mal estudio lleva a un mal diseño, un mal diseño a problemas de construcción que obligan a estudios complementarios mucho más caros, y una mala construcción lleva a la necesidad de estudios para solucionar los problemas emergentes durante la puesta en servicio de la obra, aún más caros que los dos anteriores. Casos como éstos se pueden encontrar en la historia de muchos túneles en el mundo y también en Bolivia, casos donde un mal estudio geológico-geotécnico llevó a problemas de sobre excavación y de inestabilidad acentuada en varios sectores.

Es por eso que la identificación de estructuras desfavorables para una excavación subterránea es imprescindible si se desea lograr una obra sin problemas severos que afecten tanto el costo de construcción que los reclamos de los contratistas llegaron a extremos.

Uno de los aspectos más importantes es identificar y ubicar dentro del área de influencia las fallas o zonas de falla dentro del macizo ya que estas singularidades geológicas pueden acarrear muchos problemas que van desde derrumbes de gran magnitud hasta inundaciones hídricas y de flujo de barro o de detritos con consecuencias muy variables desde leves hasta muy severas cuando no han sido identificadas y cuantificadas.

Otro aspecto es la orientación de las estructuras formadas por la estratificación donde los bancos de roca al estar afectados por un diaclasamiento pueden inducir comportamientos representados por la anisotropía transversal hasta la ortotropía en casos extremos. Este tipo de estructuras no debe ser considerado como macizo isótropo pues se estarán evaluando esfuerzos y deformaciones incompatibles con el modelo real. En la siguiente figura se presentan cuatro casos típicos de las masas de rocas sedimentarias que sino se incorporan al modelo geológico llevaran a un modelo geotécnico y físico-matemático errado que no reflejará la respuesta del macizo a las sollicitaciones inducidas por la relajación de esfuerzos primarios producida por la excavación. Como se puede ver, la tarea del ingeniero geólogo adquiere, en estos casos una importancia muy grande y la geología estructural se hace realmente imprescindible.

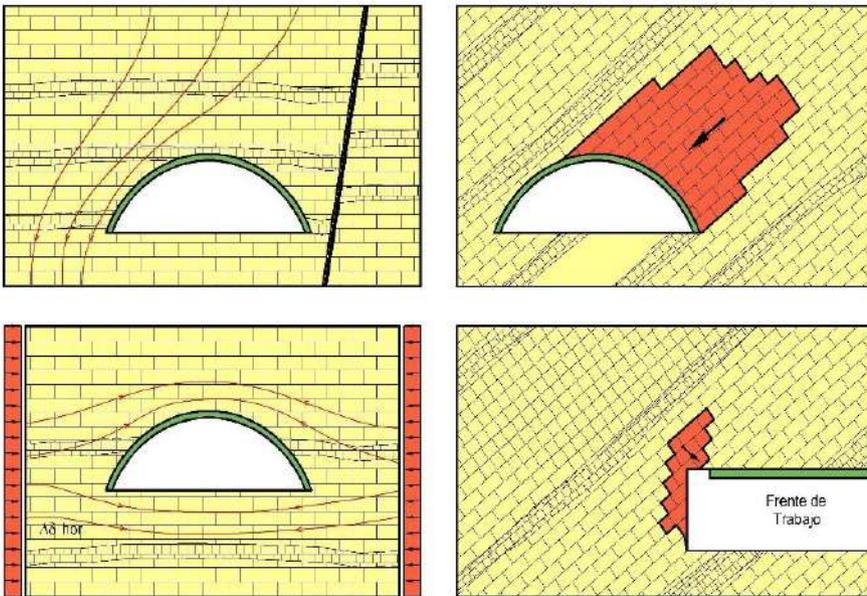


Figura 2 Aspectos importantes que debe identificar, ubicar y cuantificar la geología estructural: Arriba izquierda presencia de una falla o zona de falla; Arriba derecha: estructura estratificada y diaclasada con buzamiento hacia la clave del túnel; Abajo izquierda: esfuerzos tectónicos asociados a una estructura con isotropía en la deformabilidad y en la resistencia al corte; Abajo derecha: estructura inclinada que lleva a inestabilidad potencial del frente de trabajo [1, 2]

Si a lo anterior se añade una combinación de dos o más situaciones de la Figura 2, entonces el grado de complejidad del modelo de análisis crece y, al mismo tiempo, la necesidad de poder adoptar leyes constitutivas más complejas que una simple isotropía del material.

Por otro lado si a todos los factores inherentes a la masa de roca se incorpora la variable agua, entonces el problema se complica pues se debe considerar varios aspectos cuya importancia depende de la participación de uno o más de los siguientes aspectos: Primero, un flujo de agua turbulento que crea gradientes hidráulicos elevados a la salida del fluido por las paredes del túnel; Segundo, incremento de la deformabilidad de los pobres rellenos de las discontinuidades; Tercero, reducción de la resistencia al corte de dichos rellenos; Cuarto, fuerzas de arrastre que favorecen los desplazamientos de bloques de roca y; Quinto, formación de flujos de detritos o de

barro al interior de las excavaciones [1, 2, 4].

Por ejemplo, la presencia de una falla geológica cerca de una excavación subterránea genera una redistribución de esfuerzos alrededor de la excavación que difiere en mucho de la que se desarrollaría si esta singularidad no está presente en el macizo. Esta influencia se traduce en concentraciones de esfuerzos en la zona cercana a la falla como se puede ver en la Figura 3 donde se presentan los dos casos extremos de este trabajo, la excavación total de la calota a la izquierda y la excavación total de la sección a la derecha. En ambos casos se aprecia una marcada asimetría que expresa de forma clara la influencia de la falla sobre el desarrollo de las trayectorias de esfuerzos lo que demuestra que un mal estudio geológico que no permita considerar una singularidad de este tipo puede llevar a situaciones de alto riesgo en el proceso de excavación y en el estado de la obra después de ser puesta en servicio. Se debe

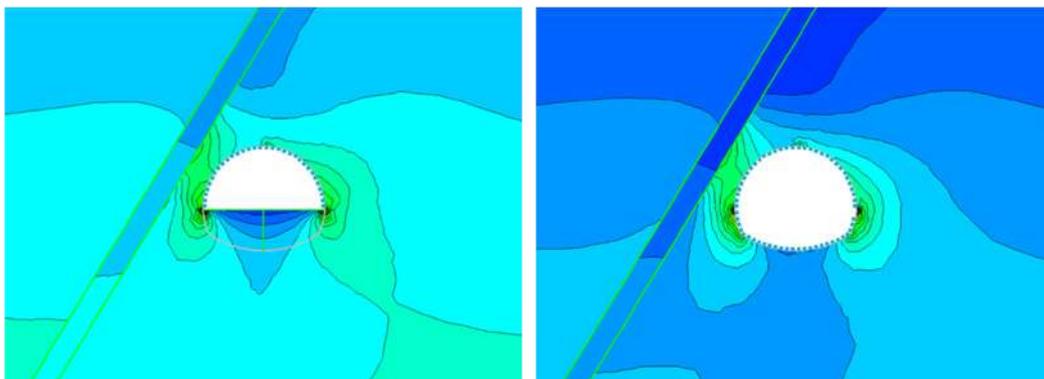


Figura 3 Modificación de la distribución de esfuerzos alrededor de una excavación subterránea inducida por la influencia de una falla geológica cercana [1, 2, 3]

destacar que, esta modificación en los esfuerzos del macizo se traduce también en una modificación en los esfuerzos internos de los sistemas de soporte y refuerzo instalados en el túnel.

Un caso parecido se presenta cuando la masa de roca presenta algún grado de anisotropía como se puede apreciar en la siguiente figura donde se muestra el comportamiento de una excavación realizada en una masa de roca dotada de isotropía transversal (que caracteriza por requerir cinco contantes de deformación independientes). La inclinación de las zonas de descarga se produce aproximadamente en sentido normal al plano de isotropía y las zonas de carga se desarrollan casi en forma paralela al plano de isotropía (ver Figura 4).

Entonces se puede concluir que si el estudio geológico no permite elaborar un buen modelo geológico de la masa de roca que permita desarrollar el modelo físico-matemático que permita desarrollar los análisis de esfuerzos y deformaciones necesario para llevar a cabo un diseño racional, seguro y económico de ninguna excavación subterránea ni aún contando con el mejor software disponible en el mercado internacional.

Cerrando este resumido trabajo. Sin una geología

estructural completa y adecuad a las necesidades de un proyecto no es posible realizar un análisis esfuerzos-deformación correcto y los resultados obtenidos llevarán a un diseño lleno de falencias y simplificaciones que producirán una obra de alto riesgo, con necesidades de mantenimiento imprevisibles y, posiblemente, con defectos tan importantes que será necesario completar los estudios no realizados para poder determinar de forma concluyente el grado de seguridad real que presenta a los usuarios [1, 2, 4].

Como se puede ver, generalizando se puede decir que un buen estudio geotécnico debe estar acompañado de una buena geología y si el proyecto se desarrollará sobre o dentro de un macizo rocoso, entonces la necesidad de un estudio de geología estructural es imprescindible desde todo punto de vista ya que, los métodos de diseño modernos basados en los métodos numéricos requieren de modelos físico- matemáticos completos y tan cercanos a la realidad como sea posible para poder realizar incluso estudios de análisis retrospectivos a fin de poder calibrar el modelo o de reevaluar los avalores de los diferentes parámetros de resistencia al corte y de deformabilidad utilizados en el diseño inicial.

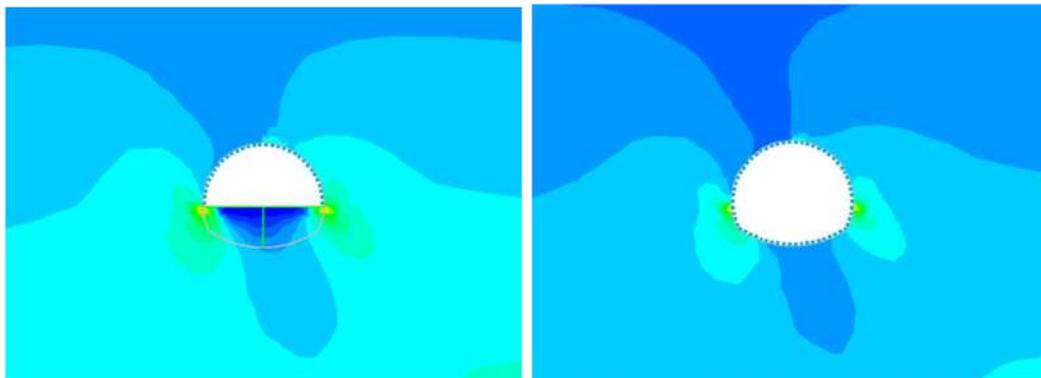


Figura 4 Influencia de la anisotropía sobre la distribución de los esfuerzos principales mayores (verticales) alrededor de una excavación subterránea cuando el plano de isotropía presenta un buzamiento de 70°. Observar la inclinación de las zonas de descarga (encima de la clave y debajo de la solera) y la asimetría de las zonas de carga (izquierda y derecha de la excavación) [1, 2, 3]

Referencias bibliográficas

1. **Wittke, W.;** *Rock Mechanics Based on an Anisotropic Jointed Rock Model*, Wilhelm Ernst & Sohn, Verlag für Architektur und technische Wissenschaften GmbH & Co. KG, Rotherstraße 21, 10245 Berlin, Germany, 2014
2. **Wittke, W.;** *Felsmechanik, Grundlagen für wirtschaftliches Bauen im Fels*, Springer-Verlag, Berlin, Heidelberg, New York, Kokyo, 1984
3. **Espinoza, N.R.;** *Bestimmung der Elastizitätskonstanten von geschiefertem Fels aus baubegleitenden Vervormungsmessungen an Tunnelbauwerken*, Volume 17, Institute for Foundation Engineering, Soil Mechanics, Rock Mechanics and Waterways Construction, RWTH Aachen, Aachen, 1988
4. **González de Vallejo, L.I. and Ferrer, M.;** *Geological Engineering*, CRC Press, Taylor & Francis Group, 6000 Broken Sound Parkway NW, Suite 300, Boca Raton, FL 33487-2742, 2011

Muros Anclados, experiencias de obra

Roberto E. Sandoval Mendoza
Ingeniero Civil
Sociedad Bolivia de Ingenieros
La Paz, Bolivia

resanmen@gmail.com

Resumen— Se comenta los controles de geotecnia para muros anclados temporales como sistema de contención para excavaciones profundas.

Abstract— This article comments the geotechnical controls for Temporal Anchored Retaining Walls for deep excavation.

Palabras clave— muros anclados temporales, excavación profunda, geotecnia, control de obra.

Keywords— temporal anchored retaining walls, deep excavation, geotechnics, job site control.

I. INTRODUCCIÓN

El control de calidad marca la diferencia entre una ejecución buena, aceptable o pésima; a largo plazo, éste repercute en la construcción y sobre todo a los intereses económicos del propietario.

En la ejecución de una excavación nada se puede ocultar; tarde o temprano las leyes de la naturaleza revelan la realidad oculta al ojo profano, pero evidente para el ojo especialista.

II. EXCAVACIÓN PROFUNDA

A. Superficie disponible

La humanidad se ha caracterizado por tomar la tierra como suya; su propiedad, uso y explotación; en las ciudades hemos acordado que las propiedades más valiosas y codiciadas no solo tienen acceso al sol sino también están muy bien ubicadas, esto limita su cantidad y superficie, siendo como resultado la complejidad de la ejecución de obras de construcción que se hallan en pleno casco urbano central, o en concurridas avenidas de elevado tráfico con viviendas colindantes.

Estos son los desafíos que enfrenta la sociedad boliviana a la hora de construir, en la ciudad de La Paz y más propiamente dicho en su zona sur.

B. Trabajos a realizar en excavación profunda

El mayor material de construcción siempre ha sido el suelo, y lo será mientras los humanos habitemos el planeta tierra; es por lo que, para realizar un trabajo de excavación profunda debemos, al igual que un

sastre, tomar sus medidas; para ello el levantamiento topográfico es de rigor, además deben hacerse los correspondientes controles topográficos a las estructuras aledañas de las que, además, por lo general, existe escasa (o ninguna) información acerca de su sistema de cimentación.

C. Coordinación de trabajos entre especialidades

Ninguna pirámide fue erigida por un solo hombre, al igual que Marco Aurelio en sus Meditaciones: (los hombres) «Hemos nacido para la colaboración, como los pies, las manos, los párpados, las filas de los dientes de arriba y abajo» [1]. Esta gran lección sigue siendo válida en el siglo XXI, para realizar cualquier trabajo de ingeniería y más aún los de geotecnia, se debe contar con el común acuerdo de:

- Gerencia de Obra, Supervisión y Propietario
- Salud, Seguridad Ocupacional y Medio Ambiente
- Arquitectura
- Ingeniería Estructural, Topografía
- Logística y Producción
- Responsabilidad Social y Corporativa

D. Razón de ser

El propósito de los muros anclados con anclajes postensados temporales es garantizar la seguridad en las excavaciones, para tal fin se emplea toda la tecnología, arte y recursos disponibles en el medio.

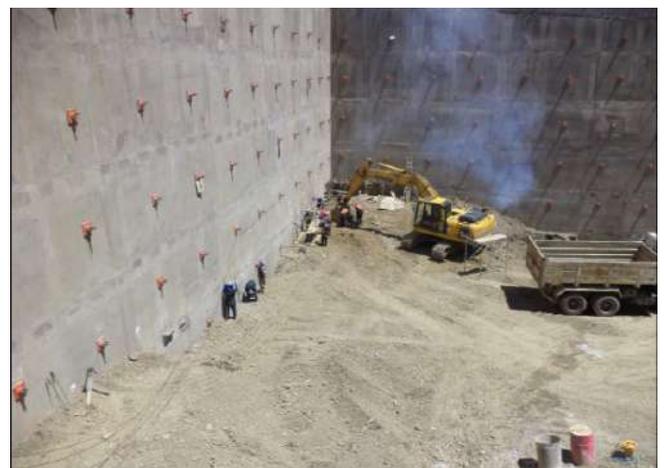


Imagen 1 Muros Anclados

III. CONTROLES DE OBRA

A. Control de perforación e inyección

El primer control es el de perforación de los anclajes y relleno con lechada, para ello se recaba toda la información de diseño y se la verifica en campo, siendo estos los siguientes:

- Nro. de anclaje
- Fecha de perforación e inyección
- Tipo de anclaje
- Diámetro del cable
- Longitud libre L_f
- Longitud bulbo L_v
- Longitud total L_T
- Ángulo con la horizontal
- Ángulo con la vertical
- Densidad de la lechada



Imagen 2 Perforación e inyección

B. Control de tesado

El segundo control es el de tesado:

- Fecha de tesado
- Verificación días desde la inyección
- Carga de prueba F_p
- Carga de Lock-off
- Deformaciones bajo carga constante



Imagen 3 Control de tesado

IV. MODELO DE CÁLCULO

A. Modelado en dos dimensiones (2D)

Mientras se alcance un balance entre el resultado de la solución y el costo de esta, una opción es aceptable; con este preámbulo se justifica una modelación en dos dimensiones (2D), donde los parámetros del suelo se asumen como constantes y que se realiza en la oficina de un equipo de ingenieros geotécnicos y estructurales en estrecha colaboración, puesto que una excavación sin un adecuado sistema de contención en base a muros de hormigón, con refuerzos y verificación a solicitaciones especiales sería inconcebible.

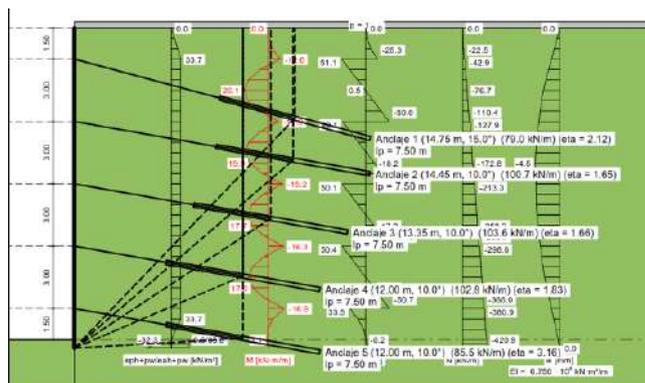


Imagen 4 Modelo en 2D

B. Criterios de diseño

Uno de los parámetros que define la longitud de los anclajes es el círculo de falla, donde se garantiza en el diseño que la longitud libre el anclaje cose la falla, y que el bulbo se encuentra correctamente anclado donde las tensiones de fricción lo mantienen en su lugar y permiten que el suelo adyacente sea compatible con las cargas solicitantes.

Siendo la estabilidad un parámetro crítico y el objeto del diseño, esta debe ser tratada con sumo cuidado, pues será la que definirá todos los demás cálculos y sistemas constructivos a emplear. Esta debe ser verificada para cada etapa constructiva, puesto que la etapa final no representa la inicial y el exceso de confianza puede llevar a desastrosos resultados.

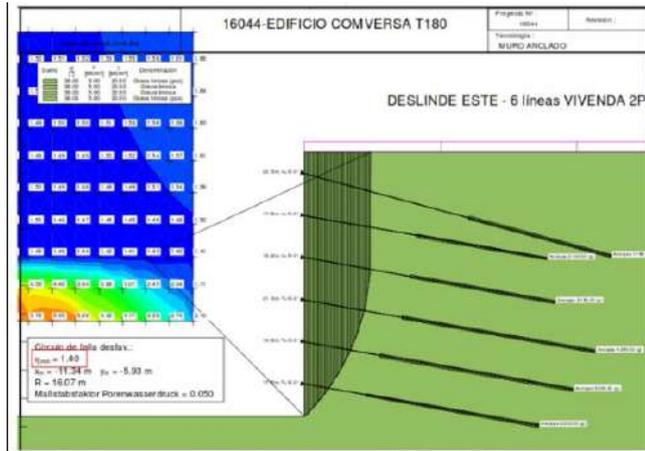


Imagen 5 Círculo de falla

C. Modelado en elementos finitos (FEM)

En ciertas ocasiones un modelo matemático más preciso es requerido, entonces entra en escena la modelación numérica; que, si bien no es la más fácil de realizar, es la que mejor se aproxima a la realidad física. Esta debe realizarse con sumo cuidado, ya que el sinfín de parámetros que se incluyan u omitan pueden hacer toda la diferencia.

El tratamiento de este tipo de soluciones y otras escapa del propósito de este artículo, siendo este un campo extenso para la investigación y divulgación.

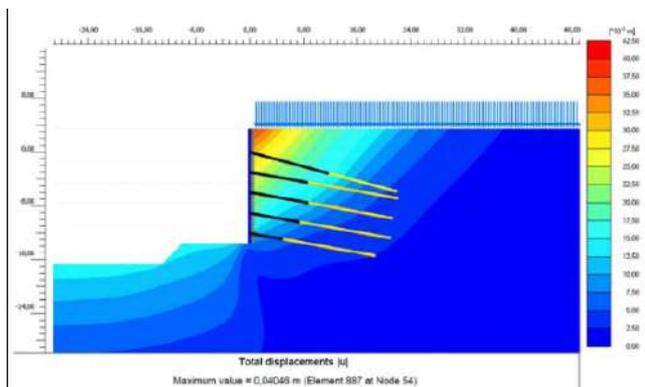


Imagen 6 Modelo de elementos finitos

V. PROCESO DE EJECUCIÓN

Desde cota 0 hasta profundidad de fondo de excavación se debe avanzar concienzuda y sistemáticamente con el método propuesto, teniendo todos los cuidados necesarios y con la seguridad como premisa, siendo ante todo «primero las personas».

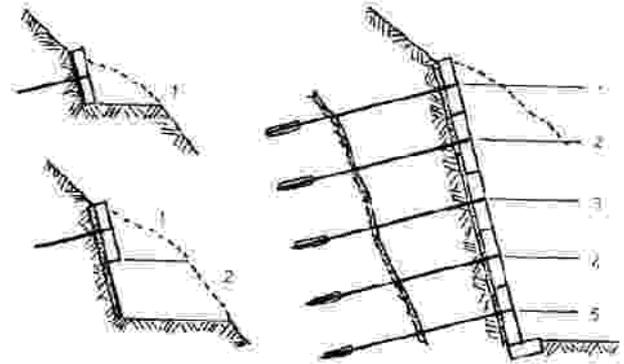


Imagen 7 Proceso de ejecución

A. Trazado, replanteo y excavación con maquinaria

Al definir adecuadamente las dimensiones a través de los distintos métodos de la topografía podemos marcar el terreno para arrancar con la primera actividad que compromete los trabajos, la excavación, si es realizada con maquinaria debe tener todos los cuidados, no solo dentro de obra, sino también fuera de ella, como la disposición en los buzones adecuados y sus rutas a los mismos.



Imagen 8 Trazado y replanteo

La excavación por bataches es la que se emplea con regularidad en estos muros, dejando la cuña de suelo suficiente para sostener temporalmente la excavación.



Imagen 9 Excavación con maquinaria

B. Perforación de anclajes e inserción de cables

Una vez realizado el replanteo y la demarcación de la ubicación de los anclajes, se procede con la perforación para el colocado de anclajes, esta actividad requiere de la estrecha colaboración de las especialidades antes mencionadas, puesto que es la primera que causa molestias en los alrededores, no solo por el ruido que genera, sino por la vibración y percusión que los vecinos perciben en sus viviendas.



Imagen 10 Perforación de anclajes

Una vez completada la perforación se colocan los cables de acero de alta resistencia para presforzado, estos cables tienen una cobertura plástica o equivalente en los tramos que serán parte de la longitud libre y están libres de cobertura donde será el bulbo, así se garantiza el desplazamiento en el primero y la fricción en el segundo.



Imagen 11 Inserción de cables

Al concluir con la colocación se procede de inmediato a la inyección de lechada de mortero de cemento a presión, contando con todo el equipo de preparación de lechada, impulsión y colocado necesario, para garantizar que el bulbo generado será capaz de resistir las tensiones de tracción al momento de tesado.

C. Perfilado de excavación y ejecución de muro de hormigón armado

Inyectado el anclaje, el equipo de perforación da paso al equipo de movimiento de tierras y hormigón armado, estos perfilan manualmente el terreno hasta obtener una superficie regular, usualmente esta regularidad es más del lado de la practicidad de ejecución en obra que de una medición exacta, teniendo en cuenta que entre más tiempo se demore en la misma pues mayores son los riesgos tanto como para el equipo de trabajo como para las construcciones cercanas.



Imagen 12 Perfilado de excavación

El sistema de contención parte del principio que hay elementos que funcionan mejor que otros bajo ciertas solicitaciones, el suelo para mantenerse en equilibrio similar al anterior a la excavación requiere de una fuerza igual y opuesta, entonces se aplica la tercera ley de la física Newtoniana: a toda acción, una reacción igual y en sentido contrario. Para materializar este principio se emplea el muro de hormigón armado como elemento que transfiere las tensiones entre el cable y el suelo.



Imagen 13 Ejecución de muro de hormigón armado

Un punto importante y que no se desarrollará en el presente artículo, es el esfuerzo de punzonamiento en hormigón armado. La concentración de tensiones de corte en la zona del anclaje es una de las importantes, pues ella será la encargada de recibir la carga de la cuña que sujeta al cable y que es soportada por la placa metálica que transfiere los esfuerzo a una zona reducida del muro. Si esta zona falla, el muro pierde toda su funcionalidad.

D. Tesado del cable y colocado de cuñas

Cuando la inyección de lechada ha cumplido la edad mínima de curado y el hormigón armado ha cumplido las resistencias mínimas requeridas para poder soportar las cargas que serán impuestas en el tesado, se procede al tesado del cable, siendo las fuerzas que se emplean para esto extremadamente grandes, se debe tener todas las precauciones necesarias puesto que el equipo hidráulico de tesado trabaja a elevadas presiones y el registro de deformación es sumamente sensible a la vibración.



Imagen 14 Tesado de cables

Se verifican dos cargas, una carga de prueba que es mayor a la carga de trabajo y una carga de bloqueo o lock-off que será impuesta al cable, esta considera las pérdidas inherentes a un proceso de pretensado, acuñamiento, fluencia y relajación del acero, entre otras.



Imagen 15 Colocado de cuñas

Para la transmisión de carga de bloqueo se emplean cuñas metálicas de alta resistencia, estas se adhieren al cable y por compatibilidad de deformaciones transmiten la tensión de tracción del cable a la placa de anclaje, esta placa al hormigón circundante y finalmente el muro de hormigón armado al suelo contiguo, siendo así como se cierra el ciclo de la transferencia de cargas.

E. Proceso de ejecución

Este proceso de ejecución se repite en todos y cada uno de los anclajes, que, aunque son similares no son iguales, cada anclaje es particular y único, con sus propias dificultades.



Imagen 16 Muros anclados en ejecución

AGRADECIMIENTOS

Este artículo se ha confeccionado en base a las experiencias de obra de la empresa Geotecnia y Estructuras, y Pilotes Terratest, el periodo comprendido entre noviembre de 2017 a marzo de 2018.

Como Newton en sus Principios matemáticos de la filosofía natural: «Si he visto más lejos, es poniéndome sobre los hombros de Gigantes». [2]

REFERENCIAS

- [1] Marco Aurelio, «Meditaciones o Pensamientos para sí mismo», Gredos Madrid. Junio 2014.
- [2] Sir Issac Newton, «Principios matemáticos de la Filosofía Natural», Tecnos Madrid. 2011.



Inyecciones de Impermeabilización y Consolidación e Instrumentación Geotécnica en la Presa La Paz - Hampaturi Alto

Ing. Rodrigo Cuentas Gallardo M.Sc.
Universidad Mayor de San Andrés – Escuela Militar de Ingeniería
La Paz, Bolivia
rodrycuentasg@gmail.com

Resumen - El presente trabajo trata sobre las inyecciones de impermeabilización y consolidación e instrumentación Geotécnica ejecutados en la Construcción de la Presa "La Paz" Hampaturi Alto. El área de influencia de la presa abarca la cuenca hidrográfica del río Irpavi. La presa posee una longitud de 215 metros y una altura sobre su fundación de 37 metros, siendo el objetivo de almacenamiento de agua. La misma se proyectó a gravedad en hormigón sobre un macizo rocoso de características geotécnicas heterogéneas. El resultado final del tratamiento, a través de la inyección de más de 800 toneladas de cemento mediante la ejecución de aproximadamente 10000 metros de taladros, se visualiza en los testigos de roca obtenidos en perforaciones de control con la presencia efectiva de lechada fraguada en las discontinuidades y absorciones de agua menores o iguales a 1 UL (Unidad Lugeon), muy excepcionalmente 3 Unidades Lugeon, en sectores donde los ensayos Lugeon previos arrojaron absorciones mayores a 10 UL llegando a máximos de 650 UL, lo cual corrobora la efectividad del método empleado.

I. INTRODUCCIÓN

En años recientes, el interés de la geotecnia, y en particular de la mecánica de rocas, por encontrar soluciones más adecuadas a las obras de ingeniería, ha sido considerable y en aumento constante. Se ha contemplado que cada vez se requieren y se realizan obras de mayor trascendencia, importancia y magnitud, para satisfacer el inmenso complejo de necesidades que debe atender. La inyección en rocas es un tema muy amplio, ya que cubre una serie de aspectos teóricos y prácticos, que en algunas ocasiones es necesaria su limitación. Si bien es cierto que, el objeto principal de la inyección en rocas, es el de rellenar espacios vacíos, se debe tener en mente si una roca es inyectable o no, por lo que hoy en día existen diversos criterios en los

que se evalúa la inyectabilidad de una roca a partir de valores que reporten las pruebas de absorción de agua. Ejemplo de ello es la construcción de una pantalla de inyectado, la cual parte de la suposición de que durante el inyectado se forma teóricamente un volumen de afectación cilíndrico alrededor de la perforación. Cuando se colocan las perforaciones en serie sobre una línea con una distancia constante, de tal forma que

se traslapen sus cilindros de influencia, se espera lograr un cuerpo tabular de roca inyectada, que representa la pantalla de inyecciones.

El objetivo fundamental de un sistema de instrumentación y del programa de observaciones es conocer de manera confiable y de forma cuantitativa el comportamiento de la presa durante su construcción, su vida útil o cuando se presente un evento extraordinario a la misma. La información obtenida debe permitir comprobar que durante la etapa de construcción se esté alcanzando la calidad supuesta en el diseño y que el comportamiento de la estructura, estimado en el diseño también, sea el que verdaderamente ocurra. Cuando alguna de las dos condiciones anteriormente mencionadas no se esté cumpliendo, la información obtenida en la instrumentación debe ayudar y ser el fundamento de las medidas de mitigación que sean necesarias.

II. TRATAMIENTO DE CIMENTACIONES

Dadas las condiciones geotécnicas de la superficie de apoyo, una vez finalizadas las tareas de excavación, contruidos el hormigón de regularización y el cuerpo de la presa hasta la altura indicada por supervisión se ejecutó el tratamiento geotécnico de mitigación a través de la realización de inyecciones cementíceas de consolidación e impermeabilización como tratamientos de la cimentación y control de las filtraciones en el área del macizo rocoso sujeto a la fundación de la presa

III. INYECCIONES CEMENTICIAS

Se procedió al tratamiento de mejoramiento de las condiciones de la fundación de la presa a través de la inyección de lechada de cemento con los siguientes objetivos:

- Reducir las deformaciones
- Aumentar la resistencia
- Controlar las filtraciones y permitir el drenaje

Para ello las medidas adoptadas fueron las siguientes:

- A. *Control de la deformación.* La inyección de consolidación de fracturas mejora las condiciones de deformación del macizo ya que el módulo de deformación depende principalmente de la apertura de fracturas en macizos diaclasados, siendo este tratamiento en general el más apropiado.
- B. *Aumento de la resistencia.* En general, el control de las deformaciones mediante inyecciones cementíceas en macizos rocosos diaclasados conlleva implícito el aumento de la resistencia del mismo. En los casos donde la matriz rocosa se encuentra alterada, el eventual relleno cementíceo de pequeñas oquedades en dicha matriz coadyuva a la ligazón y en consecuencia al incremento resistente.
- C. *Control de la permeabilidad.* Se utilizan inyecciones localizadas. Las altas permeabilidades suelen localizarse en fracturas abiertas.
- D. *Control de las subpresiones.* Mediante pantalla de inyección y drenajes se reducen las subpresiones consiguiendo aumentar la estabilidad de la presa.



Fig. 1. Equipo de inyección Chem Grout.

IV. INYECCIONES DE CONSOLIDACIÓN

Estas inyecciones tienen como objetivos específicos homogeneizar el comportamiento del macizo de fundación mejorando las características geomecánicas y, subsecuentemente, la impermeabilidad de la roca de cimentación a profundidades someras, en donde algunas discontinuidades pudiesen estar abiertas y conectadas, sea debido a la calidad intrínseca de la roca o por efecto de las excavaciones mediante voladura.

V. INYECCIONES DE IMPERMEABILIZACIÓN

El objetivo de la ejecución de esta pantalla es producir una barrera al paso de los filetes de flujo subterráneo de tal manera de aumentar el recorrido de los mismos y, de ese modo, disminuir el gradiente de permeabilidad por debajo del área de la presa a los efectos finales de mitigar el efecto de subpresión. Su ejecución fue posterior a la ejecución de las inyecciones de consolidación. Para el análisis de las operaciones de inyección en roca, el uso internacional ha estandarizado a las Unidades Lugeon, más que en un término de volumen de agua admitido en determinado tiempo, en un término de velocidad de ingreso. Así, una Unidad Lugeon es muy aproximadamente igual a 1,2 a 1,4 x 10⁻⁵ cm/seg.

VI. CARACTERÍSTICAS DE LA MEZCLA O LECHADA

Se utilizó para la inyección del macizo rocoso distintos tipos de mezclas, cuyas dosificaciones finales se obtuvieron a partir de pruebas de laboratorio dando una relación variable de agua: cemento, bentonita y superfluidificante.

Se utilizó cemento en bolsa denominado IP-40. Se controló la estabilidad de la misma realizando un ensayo cada 2 toneladas de cemento inyectadas. En dicho ensayo se verificó que la decantación a las 2 horas en probeta de 1 litro fuera menor de 5%. La mezcla utilizada poseyó los siguientes parámetros medios: una cohesión menor a igual 0,2 mm, un tiempo en el cono de Marsh (viscosidad) entre 29 a 34 segundos y una densidad en el rango de 1,44 y 1,88 g/cm³.

TABLA 1 PRUEBAS EN LABORATORIO														
Dosificación	%Bares	% Activo	Cemento (g/m ³)	Densidad (g/cm ³)	Decantación (%)	Control de Flujo (Vacuómetro) (m ³ /seg-cm)	Fecha de Vacados	Perímetro	Dímetro	Área	Rotura a 14 días (MPa)	Rotura a 28 días (MPa)	Rotura a 14 días (MPa)	Rotura a 28 días (MPa)
1	1	0	0.010	1.450	15.2		20/2/16	16.3	5.2	21.16	10.74	17.43	6.1	8.2
1	1	2	0.036	1.440	3.2		20/2/16	16.7	5.1	20.50	9.29	11.52	4.0	5.6
1	1	2	0.034	1.450	3.2		05/3/16	16.2	5.2	20.31	9.26	10.94	3.9	5.3
1	1	1.5	0.021	1.450	2.8		05/3/16	16.0	5.1	20.38	9.13	11.88	4.5	6.6
1	1	1	0.030	1.450	3.2		19/3/16	16.1	5.1	20.59	9.56	10.85	4.6	5.3
1	1	0.5	0.027	1.460	3.2		20/2/16	16.3	5.2	21.16	8.17	9.94	3.9	4.6
1	1	0.25	0.011	1.460	0.8		21/2/16	16.3	5.2	21.16	9.66	12.01	4.6	5.7
1	1	0.5	0	0.009	1.470	4.8	0.20.59	16.0/17						
1	1	0.5	0.023	1.480	13.8	0.33.48	16.0/17							
2	1	3	0.071	1.290	11.6		21/2/16	16.3	5.2	21.16	4.09	3.51	1.9	1.7
2	1	3	0.020	1.270	12.6		16.0/17							
1	2	0.25	0.160	1.720	0.8		19/3/16	16.5	9.2	21.16	27.28	32.38	12.9	15.3
1	2	0.25	0.5	0.027	1.720	0.9	20/2/16	16.2	5.2	20.91	20.83	20.94	14.7	14.8
1	2	0	0.046	1.720	0.2	01.43.08	16.0/17							
1	2	0	0.076	1.760	0.4	03.48.03	16.0/17							
1	1.5	0	0.043	1.654	0.8	03.01/17	16.2	5.2	20.91	19.77			7.5	
1	1.5	0.25	0.064	1.610	0.4	03/01/17	16.2	5.2	20.91	18.14			8.7	
1	1.5	0.5	0.060	1.610	0.4	03/01/17	16.2	5.2	20.91	18.3			8.8	
1	1.5	0.25	0.028	1.629	0.2	03/01/17	16.2	5.2	20.91	18.87			9.6	
1	1.5	0	0.021	1.613	0.8	04/01/17	16.2	5.2	20.91	20.37			9.7	
1	1.5	0	0.031	1.680	1.2	08.43.53	16.0/17							
1	1.5	0.25	0.020	1.690	2.0	08.42.40	12.0/17							

Fig. 2. Pruebas de laboratorio para diferentes lechadas

La resistencia de la mezcla se controló en obra realizando un ensayo junta 5 toneladas de cemento inyectadas. En dicho caso se verificó que la Resistencia a Edad de Referencia ≥ 4 MPa.

VII. METODOLOGÍA DE INYECCIÓN

Se utilizó un proceso de inyección ascendente en tramos de 5,0 m, iniciando el proceso con la lechada de dosificación (A:C) 2:1. Las pruebas mostraron que con esta dosificación no era posible alcanzar una lechada estable (decantación menor al 5%), por lo tanto, se recomendó usar esta fase del proceso de inyección como lechada de impregnación, las tasas de admisión máxima y mínima se encontraban determinadas en la especificación con los valores 6.6 l/min/m y 1.0 l/min/m respectivamente. Sin embargo, si la tasa de impregnación se hubiese mantenido entre estos valores podría inducirse un gran volumen de lechada sin que esté definido un volumen máximo de esta fase como indica el apartado 7.5.1.2. de la Norma EN 12715:2000. Para esta fase se recomienda de acuerdo con 7.5.1.4. fijar la presión máxima en 5.0 Bares y usar como volumen máximo 100 l/m. Si se alcanza cualquiera de los límites definidos se debería pasar a la siguiente fase.

Para la fase del sellado de las grietas se trabajó con las dosificaciones de lechada (A:C) 1:1 y 1:1.5 con las que, si fue posible alcanzar lechadas estables, referido a los criterios propuestos anteriormente.

Como ya se indicó, considerando las presiones a las que estaría sometido el macizo rocoso durante la operación de la presa se definió la presión máxima a alcanzar de 10 bares en la parte central de la presa y 7 bares en el contacto con los estribos laterales.

Para los sectores con 10 bares de presión máxima se continuó con la dosificación 1:1 dentro de los límites de admisión especificados hasta un volumen máximo de 108 l/m (80 Kg de cemento/m), si se alcanza algunos de los límites prescritos se para a la dosificación 1:1.5

definiendo el volumen máximo para esta fase en 80 l/m (80 Kg de cemento / m), en casos excepcionales se empleó la dosificación 1:2, el volumen máximo a inyectar con esta lechada fue de 50 l/m (60 Kg de cemento por metro). Si en las cuatro dosificaciones se pasa a la siguiente fase por haber alcanzado el volumen máximo, el volumen máximo acumulado será de 333 l/m.

VIII. INSTRUMENTACIÓN GEOTÉCNICA

La instrumentación geotécnica es parte de estas tecnologías; y su objetivo, es monitorear el comportamiento del terreno a lo largo del tiempo. Las tecnologías empleadas, permiten obtener información del comportamiento del talud y medir algunos parámetros geotécnicos que controlan el mecanismo de falla del mismo.

El sistema de monitoreo y auscultación instalado en la presa Hampaturi usa tecnología de última generación.

Las variables medidas por el sistema de auscultación permiten monitorear parámetros de la presa para evaluar su comportamiento, el sistema permite recolectar de forma automática las mediciones para su evaluación y análisis.

La etapa más importante del monitoreo y auscultación es el procesamiento y análisis de datos en el centro de control para su procesamiento.

Los instrumentos instalados en la presa fueron:

- A. *Piezómetros de cuerda vibrante*, instrumentos utilizados para medir niveles de presión de agua, los cuales fueron instalados en las galerías filtrantes.
- B. *Aforador de cuerda vibrante*, las infiltraciones son uno de los aspectos más importantes para evaluar el comportamiento global de una presa, por lo que es muy importante ubicar el sitio donde afloran, cuantificar el flujo y conocer su evolución con el tiempo, observar la coloración y posible arrastre de partículas finas. En general los vertederos rectangulares sin contracciones o los triangulares proporcionan más precisión en las mediciones.
- C. *Piezómetro de cuerda vibrante (Limnómetro)*, instrumentos utilizado para medir niveles de agua a campo abierto
- D. *Medidores triortogonales de cuerda vibrante*, Los medidores de grietas de cuerda vibrante están diseñados para medir el movimiento a través de juntas tales como grietas de tensión en suelos,

juntas en roca y concreto, y juntas de construcción en edificios, puentes, oleoductos, presas.

IX. CONCLUSIONES

Con la metodología planteada, elevando la presión de inyección y empleando mezclas con parámetros de cohesión y viscosidad controlados, fue posible lograr un sellado adecuado para lograr los rangos de impermeabilidad esperados.

En los sectores donde los ensayos Lugeon previos al tratamiento dieron como resultado valores de orden de magnitud alta, luego del tratamiento efectuado se registraron valores no mayores de 3 UL, siendo en la mayoría de los casos menores o iguales a 1 UL.

Tales condiciones ameritan como resultado final un tratamiento efectivo del macizo acorde a los objetivos originalmente planteados.

El diseño de un proyecto de instrumentación requiere de la participación tanto del especialista en geotecnia, quien es el que definirá los parámetros que requiere conocer para la evaluación del comportamiento de la presa durante su vida útil, como del instrumentista, a quien le corresponde la selección e instalación de los equipos que permitan monitorear los parámetros solicitados. De la buena interacción de estos dos especialistas dependerá el éxito del proyecto de instrumentación.

RECONOCIMIENTOS

Al Ing. Erick Pardo Chávez, por su confianza y por toda la enseñanza impartida durante este tiempo.

REFERENCIAS

- [1] Lombardi G. (1985). "The Role of Cohesion in Cement Grouting of Rock", Consulting Engineer, Locarno, Switzerland 1985.
- [2] Lombardi G. (1987). "La Roca y el Macizo Rocoso. Leyes Constitutivas", Academia Nacional de Ciencias Exactas, Físicas y Naturales – Buenos Aires. Sesiones Científicas "Ing. Francisco García Olano". La mecánica de Rocas en la Ingeniería Civil. Argentina.
- [3] Lombardi G. y Deere D. (1993). "Grouting design and control using the GIN principle", Water Power & Dam Construction, United Kingdom.
- [4] Lombardi G. (1994). "Cimentaciones de presas de hormigón y sus tratamientos", Symposium Internacional de la ISRM – 1994 y IV Congreso Sudamericano de Mecánica de Rocas, Santiago de Chile. Mayo
- [5] SOLER. (1999). "Manual para inyección de rocas con lechadas de cemento en obras mineras", Primera edición, Coahuila, México.
- [6] EN 12715:2000. Execution of special geotechnical work. Grouting. 2000
- [7] SPANCOLD. Guías Técnicas de Seguridad de Presas.
- [8] DiBiagio, E. (1977) "Field Instrumentation- A Geotechnical Tool". Norwegian Geotechnical Institute Publication N° 115, Oslo
- [9] Trueba, V. y Bonola, I. (2007). "Operación y mantenimiento, instrumentación y seguridad" Cap 4, libro Manual geotécnico para el diseño de presas pequeñas, por Bonola, A. I. y Jaime, P. A. Instituto Mexicano de Tecnología del Agua, Jiutepec, Mor

Comparación de Capacidades Portantes entre el SPT, Cono Normal y Cono Sowers

Lars Fabio Ortega Calapiña, Joel Castro Marin,
Escuela Militar de Ingeniería
La Paz, Bolivia
ortegalarsfabio@gmail.com
joelcastro@labomat.net

Abstract— El objetivo principal de este trabajo es determinar correlaciones entre los penetrómetros más utilizados como ser el SPT, Cono Normal y Cono Sowers en la ciudad de La Paz, comparando y validando con correlaciones de otros autores como Peck, Terzaghi, Hanson, Bowles, además de realizar una comparación de capacidades portantes.

I. INTRODUCCIÓN

En este artículo se describe la comparación de capacidades portantes entre los penetrómetros más utilizados en la ciudad de La Paz usando correlaciones entre equipos, obtenidas en el trabajo y correlaciones de otros autores como Peck, Bowles y Terzaghi, con el fin de determinar si existe sobre estimación o sub estimación

de la capacidad portante usando estas metodologías.

II. DESARROLLO DEL TRABAJO

Los equipos que se usaron son:

Ensayo de Penetración Estándar o SPT, que consta con un peso de martillo de 63.5kg y altura de caída de 76cm contando el número de golpes para penetrar en el suelo cada 15cm como lo establece la norma ASTM D1586.

Cono Normal, desarrollado por Palmer y Stuart en 1957, es un cono de 600 de ángulo interior que sustituye la Cuchara de Terzaghi, pero usando el mismo equipo del SPT y el mismo procedimiento.

Cono Sowers, desarrollado por el profesor George Sowers en 1959, un equipo más fácil de manipular y de realizar el ensayo en condiciones difíciles para utilizar el SPT, consta de un cono de 450 de ángulo interno, peso de martillo de 6.8kg, altura de caída de 50cm contando

el número de golpes para penetrar en el suelo cada 5cm.

Se realizaron ensayos en suelos granulares y cohesivos con el fin de obtener el número de golpes en campo de cada equipo.

Ya que los parámetros de corrección para determinar el N_{60} que plantea Bowles solo aplican al SPT y no así al Cono Normal ni al Cono Sowers, se desarrollaron correlaciones entre el numero de golpes en campo de cada equipo con el SPT en suelos granulares y cohesivos comparando con correlaciones de otros autores.

Para esto, de todos los puntos donde se realizaron ensayos, se discretizaron en suelos granulares y suelos cohesivos a fin de generar correlaciones entre equipos.

A. Correlaciones en suelos granulares

En la siguiente figura se puede apreciar la correlación de número de golpes en campo que se obtuvo en la investigación en suelos granulares, entre el Cono Normal y la Cuchara de Terzaghi o SPT, comparando la correlación obtenida por Palmer y Stuart la cual indica que la relación de los golpes es de 1 a 1, por lo que adopta una tendencia lineal. La correlación obtenida en el trabajo sigue una tendencia lineal con un 82% de confiabilidad, si bien no sigue los mismos puntos que la correlación de Palmer y Stuart se puede observar que forman líneas y tendencias casi paralelas. Esto se debe a muchos factores como ser; la manera y forma de realizar el ensayo y la manipulación del equipo, la altura sobre el nivel del mar a la que se realiza el ensayo y principalmente las características y propiedades del suelo.

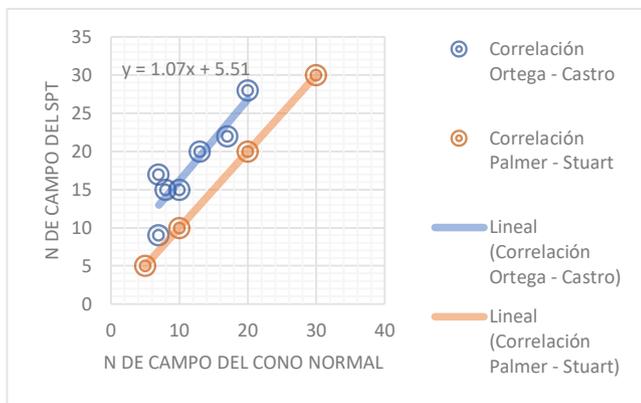


Fig. 1 Correlación N de campo Cono Normal – SPT en suelos granulares.

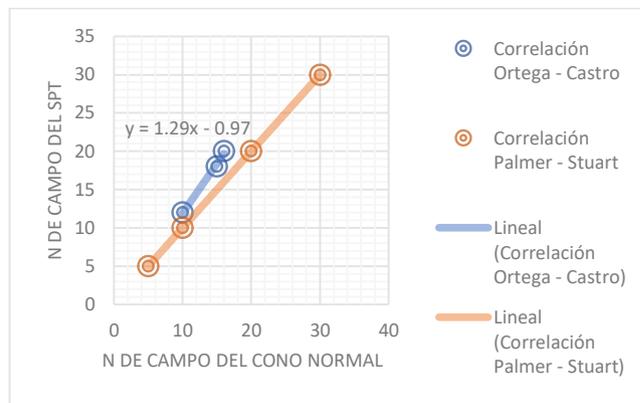


Fig. 3 Correlación N de campo Cono Normal – SPT en suelos cohesivos.

A continuación, se muestra la correlación de número de golpes en campo que se obtuvo en la presente investigación en suelos granulares entre el Cono Sowers y la Cuchara de Terzaghi o SPT. La correlación obtenida tiene una tendencia logarítmica con 72% de confiabilidad y comparando la correlación realizada por Bowles la cual es una curva obtenida en suelos granulares aluviales indica una tendencia muy similar.

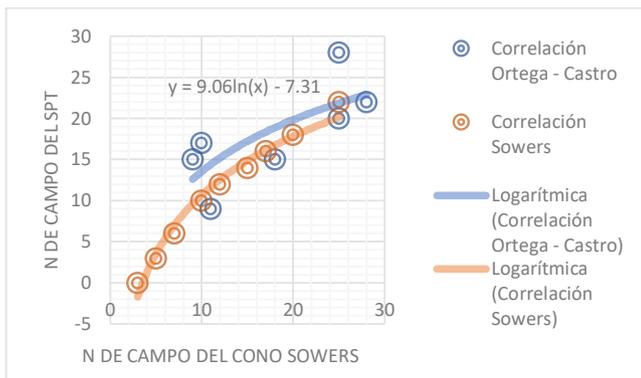


Fig. 2 Correlación N de campo Cono Sowers – SPT en suelos granulares.

B. Correlaciones en suelos cohesivos

En la siguiente figura se puede apreciar la correlación de número de golpes en campo que se obtuvo en la presente investigación en suelos cohesivos entre el Cono Normal y la Cuchara de Terzaghi o SPT, comparando la correlación obtenida por Palmer y Stuart en 1957 la cual indica que la relación de los golpes es de 1 a 1, por lo que adopta una tendencia lineal. La correlación obtenida sigue una tendencia lineal con un 99% de confiabilidad, aunque se tengan solo 3 puntos en la correlación obtenida, se puede observar una tendencia lineal con una pendiente más inclinada que la correlación de Palmer y Stuart.

Seguidamente, se muestra la correlación de número de golpes en campo que se obtuvo en la presente investigación en suelos cohesivos entre el Cono Sowers y la Cuchara de Terzaghi o SPT. Comparando la correlación realizada por Bowles en 1988 la cual tiene una tendencia logarítmica y es una curva obtenida en suelos cohesivos normalmente consolidados, muestra una tendencia lineal con un 91% de confiabilidad. Se pudo elegir una tendencia logarítmica, pero al sustituir en la ecuación de correlación el número de golpes equivalentes a la cuchara de Terzaghi resulta negativo y por ese motivo se descartó esta tendencia.

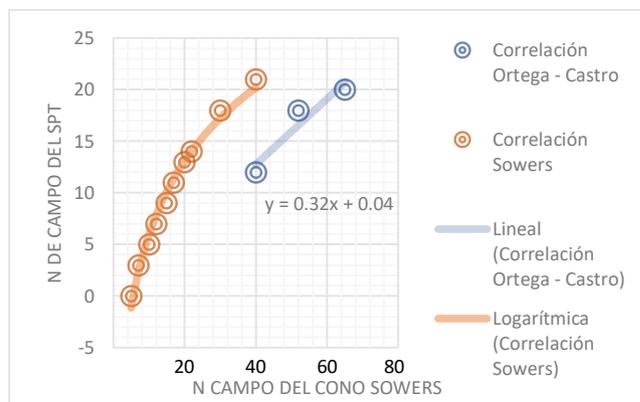


Fig. 4 Correlación N de campo Cono Sowers – SPT en suelos cohesivos.

Sustituyendo el número de golpes en campo en cada ecuación de correlación, obteniendo el Ncampo equivalentes al SPT se procedió a corregirlos siguiendo el procedimiento de Bowles para determinar el número de golpes corregido N_{60}

En la siguiente tabla comparativa, se muestra la variación de la capacidad portante en suelos granulares. Se pudo determinar la sub estimación de la capacidad portante

de hasta 40% comparando las correlaciones obtenidas en la investigación y correlaciones de otros autores tomando como parámetro estándar al SPT.

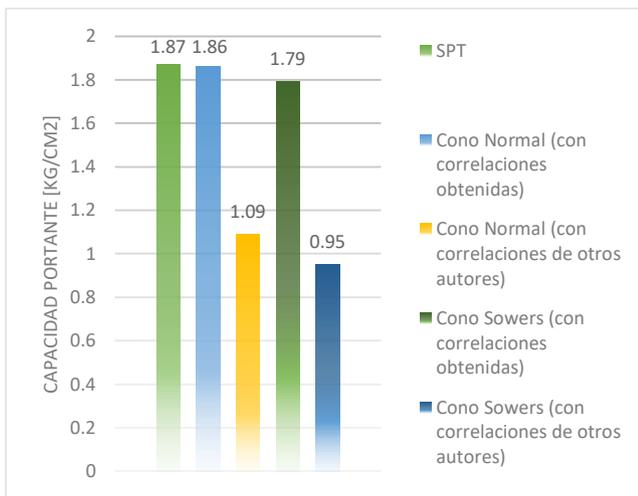


Fig.5 Comparación de capacidades portantes en suelos granulares.

A continuación, se puede apreciar la gran variación que se tiene en las capacidades portantes obtenidas en suelos cohesivos, usando correlaciones de otros autores y por las correlaciones obtenidas en la presente investigación se pudo determinar la sobre estimación de hasta 45%, tomando como parámetro estándar al SPT.

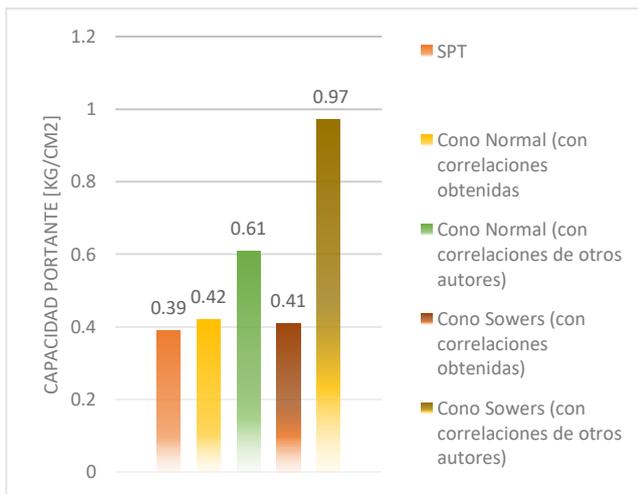


Fig.6 Comparación de capacidades portantes en suelos cohesivos.

III. CONCLUSIONES

Una vez obtenidos y analizados los datos, se pudo desarrollar correlaciones entre el SPT, Cono Normal y el Cono Sowers en suelos granulares y finos de la Ciudad de La Paz, validando y comparando con las correlaciones obtenidas por Peck, Bowles, Hanson y Terzaghi en otros países.

Con las correlaciones obtenidas en la presente investigación, la tensión admisible de los tres penetrómetros resulta ser hasta 98% aproximada. Comparando correlaciones se pudo determinar que la capacidad admisible en suelos granulares usando las correlaciones de otros autores es subestimada hasta en un 40% mientras que en suelos finos es sobrestimada un 45% tomando en cuenta la tensión admisible del SPT como parámetro estándar.

REFERENCIAS

- [1] Bowles, J. (1988). *Foundation Analysis and Design Foundation*.
- [2] Abad, I. C. (2011). *Estudio Experimental Sobre Correlaciones En Suelos Granulares Finos (Arenas Compactados, Usando Equipos De Penetración*. Lima
- [3] Sowers George B, S. G. (1996). *Dynamic Cone for Shallow In-Situ Penetration Testing*.
- [4] Hedge, G. S. (1976). *ASTM#399 Special Technical Publication*.
- [5] Bowles, J. (1997). *Foundation Analysis and Design*. Illinois.
- [6] Menardi, L. (2003). *Determinación In Situ de Propiedades Ingenieriles de los Suelos y su Relación con el Ensayo Normal de Penetración*. Buenos Aires.
- [7] Encalada, L. P. (2007). *Variabilidad Espacial Del Ensayo De Penetración Estándar En Los Sedimentos Volcánicos Del Subsuelo Del Centro – Norte De La Ciudad De Quito*



**Ing. Andrea Veronica
Vera Chavez**

RNI 22869
ABIG 84
GT 66/2019

Estudios Geotécnicos

contacto: 70518381 /
70114345

avvc.ing.vogelsrl@gmail.com
Oficina : Calle Panamá #1512
z. Miraflores
La Paz - Bolivia



**Empresa especializada
en la elaboración de
estudios geotécnicos
para proyectos viales,
hidráulicos y de
cimentaciones para
edificaciones.**

Realiza un diseño integral que contempla la
ejecución de trabajo de campo, laboratorio y
gabinete.

Sistemas de Clasificación de Asfaltos

Ing. MS. Oscar Espinoza Guillén

En 1955 se conformó en Bolivia el Servicio Cooperativo Boliviano Americano de Caminos a través de una asistencia técnica y económica del Gobierno de los Estados Unidos de Norteamérica. En 1964, al finalizar la asistencia técnica, se conforma el Servicio Nacional de Caminos de Bolivia (SNC), hoy denominada como Administradora Boliviana de Carreteras (ABC). Las normativas introducidas para los respectivos controles de calidad de las obras viales, fueron entonces las empleadas en los Estados Unidos. Hasta la fecha, aún con ciertas normativas especificadas por la ABC, el uso de normas ASTM y AASHTO es común en el país.

Dado ello, la presente publicación hace referencia solamente a sistemas y ensayos de clasificación de asfaltos que han sido elaborados y definidos en dicho país bajo las normativas correspondientes en el tiempo.

Clasificación Inicial

En la segunda década del siglo XX se inicia el uso masivo de asfaltos para la pavimentación de caminos y carreteras. Después de algunos años de uso tratando de determinar cómo y porqué se debería emplear un tipo de asfalto y no otro en una obra de pavimentación, en 1918 la Oficina de Caminos Públicos de USA (hoy FHWA) desarrolló un sistema de clasificación por un ensayo de penetración a una temperatura de la muestra de 25 °C. Inclusive esa oficina recomendó el uso de diferentes tipos de asfaltos a estados del norte (más fríos) y para estados del sur (más calientes) definiendo ciertos rangos de índices de penetración. La idea se basaba en la variación que tiene el en cuanto a su rigidez, con respecto al incremento de su temperatura, tomando en cuenta que, a los 25 °C, básicamente diferentes tipos de asfaltos tienen la misma rigidez.

Clasificación por Penetración

En 1931, la AASHO (hoy AASHTO), publicó las primeras especificaciones para los ensayos de penetración. En 1955 se añadió a esas especificaciones un nuevo ensayo denominado Test de lámina delgada en horno denominado como TFO del inglés "thin film oven" que emula un envejecimiento del cemento asfáltico (CA) en la fase de preparación de las mezclas en planta y su posterior compactación en obra. El ensayo en sí mide la penetración de una aguja normalizada, de 100 g de

peso sobre una muestra de CA a 25 °C de temperatura, en un tiempo de 5 segundos.

En la actualidad se conoce y todavía es usada una clasificación por penetración de los asfaltos, teniéndose 5 diferentes tipos: 40 – 50, 60 – 70, 85 – 100, 120 – 150 y 200 – 300. Normalmente en Bolivia ha sido común el uso de asfaltos 85 – 100 en las áreas más elevadas y frías, y el 60 – 70 en las áreas más bajas y calurosas.

Para la caracterización de un CA dentro de esta clasificación, se consideró la ejecución de varios ensayos como ser el punto de inflamación, la solubilidad en tricloroetileno y dos ensayos después del TFO que son la penetración remanente y la ductilidad.

Este tipo de clasificación se hizo muy común debido a que presentaba varias ventajas en su aplicación. Así, el tiempo de duración de los ensayos era relativamente corto, utilizando equipo relativamente de bajo costo, por lo que se adaptaba muy bien al trabajo de campo y lo más importante, generaba una consistencia de los rangos de temperatura promedio de servicio de las mezclas. Sin embargo, presentaba también desventajas como ser: no contemplar y desconocerse la viscosidad de la mezcla, cerca de las temperaturas de mezclado y de compactación en la ruta; el considerar una clasificación a una temperatura de 25 °C, no daba una idea cabal del desempeño del asfalto a temperaturas de servicio de la mezcla mayores o menores; y también podía generar un traslape con denominaciones de asfaltos producidos por una clasificación de acuerdo a su viscosidad.

Clasificación por Viscosidad

Esta clasificación fue desarrollada por la FHWA y el Instituto del Asfalto en el año 1963, debido a los problemas que se presentaron en las obras y el desempeño de los cementos asfálticos a altas temperaturas. Presenta un enfoque similar para todo tipo de asfaltos, incluyendo los líquidos e incluye la determinación de la viscosidad del CA en dos temperaturas diferentes, una a los 60 °C y la otra a los 135 °C, emulando las temperaturas cuando el CA empieza a ablandarse y cuando se encuentra en planta.

La denominación por grado de viscosidad de un CA se la hace colocando la sigla AC (del inglés "Asphalt

Cement”) seguida de un valor que va en grados de viscosidad desde 2.5 hasta 40 (por ejemplo: AC-2.5, AC-10, etc.) que corresponde a la viscosidad promedio de los asfaltos a los 60 °C dividida entre 100. Esta viscosidad de los cementos asfálticos y consecuentemente su grado, se obtiene para diferentes valores de penetración de los mismos. La norma ASTM presenta dos tablas de asfaltos clasificados por su grado de viscosidad, donde se incluyen los ensayos para determinar las viscosidades a 60 °C y 135 °C, el ensayo de penetración y con el residuo del ensayo TFO los ensayos de viscosidad a 60 °C y la ductilidad del asfalto. Cada tabla presenta valores límites de los ensayos caracterización, para cementos asfálticos con mismos grados de viscosidad, pero con diferente penetración.

Algunas ventajas de esta clasificación son que se ajustan mejor a un amplio rango de ambientes y temperaturas del pavimento sobre los 25 °C, y la viscosidad medida en uno de los ensayos es cercana a las temperaturas que se manejan en obra. Entre las principales desventajas está que esta clasificación no contempla el agrietamiento que puede tener una mezcla a bajas temperaturas, no se ajusta a los asfaltos modificados y tampoco se ajusta bien al desempeño del pavimento a las temperaturas medias de servicio.

■ Clasificación SUPERPAVE por Grado de Desempeño

Fue desarrollado por el Programa de Investigación de Carreteras Estratégico o SHRP (del inglés “Strategic Highway Research Program”), entre 1987 y 1992. Durante su desarrollo se incluyeron varios aspectos relacionados al diseño y ejecución de pavimentos asfálticos. Así, el sistema comprende efectos climáticos para una gama completa de temperaturas de servicio del pavimento, el envejecimiento del asfalto en la mezcla la construcción del pavimento y también durante el tiempo de servicio del mismo, y aspectos relacionados al tráfico como la velocidad de servicio y el volumen o caudal de vehículos que circulan sobre el pavimento.

En general, este sistema se avoca a determinar cuál CA es el que mejor se adapta en una región en particular, donde se desarrollará un proyecto de pavimentación. Esto no lo hacían los dos sistemas anteriores descritos, ya que una clasificación por penetración o por viscosidad, podría tener resultados similares, para dos asfaltos que en la realidad no tienen un comportamiento igual ante diversas condiciones. Además, esos sistemas tampoco consideran las fallas que tiene un pavimento en servicio, como lo son el ahuellamiento, las fisuras o grietas que se forman por fatiga y las que se generan

por bajas temperaturas ambientales. El ahuellamiento se produce normalmente por elevadas temperaturas del pavimento, las fisuras por fatiga a temperaturas intermedia y las fisuras por temperaturas bajas ocurren precisamente a temperaturas ambientales muy bajas del pavimento, desde los 6 °C hasta los -36 °C.

El método apunta primero al envejecimiento de un CA, que ocurre por la pérdida de volátiles y por su oxidación. Por lo tanto, hay tres diferentes períodos de envejecimiento del CA, que se describe a continuación:

1. Como material nuevo no presenta envejecimiento
2. Durante la construcción se presenta un envejecimiento durante su mezclado en planta y su correspondiente compactación en la ejecución del pavimento.
3. Posteriormente se presenta un envejecimiento en la vida del pavimento, **que esta metodología considera** entre los 7 y 10 años de servicio.

Tomando en cuenta que la reacción del CA en un pavimento es una función de su edad, la temperatura de servicio y la velocidad a la que se le aplica una carga, se analizaron primeramente los efectos de la temperatura ambiental sobre el pavimento. Así, se tomó en cuenta el promedio de los 7 días donde un pavimento de una región tuvo las máximas temperaturas y también se calculó el promedio de los 7 días de menor o más baja temperatura. La temperatura máxima del pavimento se determinó a una profundidad de 20 mm por debajo de la superficie del pavimento y la temperatura mínima en la superficie del mismo. Para el cálculo de estos valores se consideran también los promedios de las temperaturas ambientales máximas y mínimas y la latitud en grados decimales. Asumiendo haber determinado las siguientes temperaturas del pavimento máximas y mínimas:

- Máximas: 62 62 64 67 68 70 71
- Mínimas: -9 -11 -14 -16 -18 -21 -23

Obteniendo los promedios se puede clasificar al CA como PG 66 -16 inicialmente. Efectuando un análisis estadístico, considerando una probabilidad de ocurrencia del 97% al 98% de temperaturas máximas o mínimas, se puede corregir ambas temperaturas y obtener la clasificación PG 70 -22 que sería algo más aproximada a una posible ocurrencia.

Ahora bien, la temperatura máxima de servicio ya corregida, en este caso 70 °C, puede ser ajustada de acuerdo a condiciones de volumen y velocidad de tráfico, como lo recomienda la norma AASHTO MP-2. Así,

para tráficos menores a 0.3 millones de ESALS por año, no se presenta modificación alguna, pero para tráfico mayor a este valor, considerando tráfico estacionado, se recomienda elevar la máxima temperatura en 2 °C. Si el tráfico en cambio es lento para las mismas condiciones se recomienda elevar dicha temperatura en 1 °C. y en velocidad estándar, para la cual será diseñada la vía, solamente se incrementa la temperatura máxima en 1 °C cuando el volumen de tráfico es mayor a 30 millones de ESALS por año.

Asumiendo velocidad normal o estándar de tránsito y un volumen menor a los 30 millones de ESALS por año, la clasificación del asfalto para la región supuesta sería PG 70 -22.

Para poder caracterizar a cualquier CA ya clasificado para cada región específica, se desarrollaron diferentes ensayos que se ejecutan cada uno a diferentes temperaturas considerando además la edad del pavimento. Entre ellos están:

- El viscosímetro rotacional (o RV del inglés "Rotational Viscometer) se emplea para evaluar la trabajabilidad de un CA a altas temperaturas. Determinando la viscosidad a 135 °C y a 165 °C, y mediante el gráfico temperatura versus viscosidad, se pueden determinar las temperaturas de mezclado en planta y la de compactación en campo.
- El Reómetro Dinámico de Corte (o DSR del inglés "Dynamic Shear Rheometer), que permite determinar las características visco-elásticas de un CA a temperaturas de servicio intermedias y altas y con envejecimiento a corto y largo plazo. Siendo el asfalto un material viscoelástico que muestra simultáneamente el comportamiento de un material elástico y un material viscoso, la relación entre estas dos propiedades se utiliza para medir su capacidad para resistir la deformación permanente y el agrietamiento por fatiga. Así se miden dos parámetros, el módulo complejo de corte G^* que sería la resistencia del CA a deformarse por esfuerzos de corte repetidos, y el ángulo de fase δ sería el ángulo que forma la línea de G^* con la horizontal en la gráfica viscosidad vs plasticidad del CA. La relación entre G y $\sin \delta$ permite determinar la resistencia al ahuellamiento en muestra no envejecida y con envejecimiento a corto plazo (RTFOT), y la resistencia a la fatiga con muestra con envejecimiento a largo plazo (PAV).
- Reómetro de Viga en Flexión (o BBR del inglés "Bending Beam Rheometer"), que permite

determinar la rigidez a la fluencia de un CA a bajas temperaturas con envejecimiento a largo plazo. Se evalúan dos parámetros, la rigidez de fluencia que es una medida de cómo el asfalto resiste una carga constante y el valor m que mide cómo cambia la rigidez del asfalto a medida que se aplican las cargas.

- Ensayo de tensión directa (o DTT del inglés "Direct Tension Test"), para evaluar la resistencia última del asfalto a sufrir fisuras a bajas temperaturas de servicio. El ensayo se realiza con una muestra con envejecimiento a largo plazo. El ensayo se realiza a temperaturas entre 6 °C y -36 °C que es el rango de temperaturas en el cual el asfalto presenta un comportamiento frágil.
- El ensayo RTFOT (del inglés "Rotational Thin Film Oven Test), que en realidad ya existía como una variación del ensayo TFOT, pero ejecutado en horno rotatorio. Permite simular el envejecimiento del CA en la fase de preparación de la muestra y su compactación en campo. También permite determinar la pérdida de masa que permite conocer si un asfalto tiene muchos volátiles cuando la pérdida de masa es considerable. En tal caso el envejecimiento a corto plazo del CA podría ser excesivo.
- El ensayo PAV (del inglés Pressure Ageing Vessel), que simula el envejecimiento del CA a largo plazo que es en sí un envejecimiento por oxidación. Se utiliza para ello CA envejecido en el ensayo RTFOT y las muestras conformada para el PAV se las somete a 20 horas de presión de aire a una temperatura aproximada de 2 °C. Luego se las calienta por 15 min a una temperatura de 163 °C y se quita el aire atrapado en el CA envejecido.

Como ha sido posible visualizar, todo el análisis para la determinación del grado de desempeño y la correspondiente caracterización del CA en la metodología SUPERPAVE, resulta mucho más compleja que la que se tenía con los otros tipos de clasificación de asfaltos. Sin embargo, tanto la determinación del PG como la ejecución de los ensayos de caracterización, están orientados hacia condiciones a las que se somete al CA, desde la preparación de la mezcla, su correspondiente compactación y ya durante el período de servicio del pavimento correspondiente. Finalmente, el uso de asfaltos modificados se adapta sin problema a esta metodología.

Elaboración de las mezclas asfálticas

Con el CA de cualquiera de las clasificaciones descritas, la preparación de las mezclas considera una serie de ensayos a efectuarse con los agregados pétreos, que serán los que le darán la consistencia y resistencia a la mezcla y al respectivo pavimento asfáltico. Sin

embargo, la metodología SUPERPAVE, considera unas modificaciones respecto a las metodologías aplicadas a en las otras clasificaciones, las cuales fueron descritas en el 2do. seminario de ABIG, por el Ing. Pablo del Águila en su correspondiente exposición sobre uso de asfaltos modificados.

INGENIERÍA GEOLÓGICA GEOTECNIA Y MECÁNICA DE SUELOS

σ en el corte A - B

σ en el corte C - D

Ing. Oscar Ramiro Arispe Camacho
CNI 1125 SIB LA PAZ ABIC 37 - H.A.M. GT 20

Luis Crespo N° 2252, Sopocachi
☎ 2420465 - 70515295 • La Paz - Bolivia
E-mail: rarispe_geotec@hotmail.com

Ing. Ronald Barrientos Porcel

GEOLOGIA - GEOTECNIA

Asesoría Técnica en:
CARRETERAS
URBANIZACIONES
EDIFICACIONES.
OTROS.

CEL 79668246 | TEL 2 220587
rbarrientosporcel@hotmail.com
LA PAZ - BOLIVIA

Análisis del Mejoramiento de Suelos con Cal en Suelos Tropicales

Rosemary Janneth Llanque Ayala, José Camapum de Carvalho, Ana Laura Martínez Hernández
Universidade de Brasília, Brasília, Brasil,
Instituto Tecnológico de Querétaro, Querétaro, México,
 jannethllanque@gmail.com
 camapumdecarvalho@gmail.com
 almh72@gmail.com

Resumo: El estudio tuvo por objetivo analizar la influencia de la cal en las propiedades y comportamiento de un suelo tropical profundamente intemperizado. La naturaleza de la influencia a corto plazo generalmente tiende a ser distinta de aquella que ocurre a largo plazo teniendo en vista que a corto plazo ocurren apenas intercambios iónicos y reacciones de carbonatación. Generalmente se evalúa el comportamiento a largo plazo, o sea, para un período de cura de lo mínimo 14 a 28 días. Fueron usados en el estudio de dos tipos de cal, una CH-I y otra CH-III en tenores 4%, 6% y 10%. Los ensayos fueron realizados luego de 24 horas de reposo. Fueron realizados los siguientes ensayos: análisis granulométrico, límites de Atterberg, rayos X, compactación y mini-CBR. Los resultados obtenidos muestran que tanto las propiedades como el comportamiento del suelo a corto plazo son afectados por la adición de cal.

I. INTRODUÇÃO

La cal es un aditivo usado en la estabilización de suelos desde tiempos antiguos. El mejoramiento del comportamiento del suelo depende no solamente de las propiedades y características del suelo como también de las especificidades de la cal. Generalmente la cal, dependiendo del tipo de suelo, contribuye para el mejoramiento del comportamiento mecánico de los suelos ([1]; [2]; [3]; [4]). El mejoramiento ocurre en consecuencia a cambios iónicos y/o de la formación de ligaciones cimenticias entre los granos. La cal casi siempre contribuye aún para el mejoramiento de la trabajabilidad del suelo.

Ambos, el mejoramiento de la trabajabilidad y la ganancia de resistencia potencializa su uso en construcciones de carreteras.

El objetivo de ese estudio es analizar la influencia de la cal a corto plazo en las propiedades y en el

comportamiento de un suelo laterítico fino.

II. MEJORAMIENTO DE SUELOS CON CAL

Existe más de un criterio para la determinación del tenor óptimo de cal a ser usado en la estabilización de un suelo ([5]; [6]). En el presente estudio se optó por considerar el método basado en la variación del pH con la cantidad de cal, por ser un método simple y de rápida evaluación.

La eficiencia de la cal en el mejoramiento del comportamiento mecánico del suelo depende mucho de la composición químico-mineralógica del suelo y de las propiedades de la cal.

Con relación al tiempo de cura, [7] consideraron el aporte de la cal en la mejoramiento de un suelo arcilloso y evaluaron dos tipos de cal, cal virgen y cal hidratada. Identificaron un cambio de tendencia en la resistencia a la compresión simples de las mezclas suelo-cal hidratada cuando adicionados 7,5 y 10% en peso (curva). Esta variación en el comportamiento no fue registrada en las mezclas suelo-cal virgen que presentó tendencia lineal creciente indicando mejoramiento. El comportamiento para ambos tipos de cal fue linealmente ascendente até 2,5% de cal.

[4] evaluaron la influencia de la cal em un suelo expansivo y verificaron que ella redujo la fracción arcilla y aumentó las fracciones de silte y arena, redujo el índice de plasticidad y causó reducción de la expansión de 20% a 1,8%, los resultados fueron obtenidos a partir de un tiempo de cura de 7 días.

[8] evaluaron la influencia de una cal hidratada en los límites de Atterberg de una arcilla caulinítica y verificaron que ella causó una reducción en el índice de plasticidad siendo atribuida las reacciones puzolánicas ocasionadas por la presencia de silicatos y aluminatos en el suelo. Los autores verificaron que a partir de 9% de

cal ocurría un aumento en el límite de liquidez.

[3], evaluando la influencia de la cal en suelos salinos verificó resultados satisfactorios de la resistencia a la compresión simples para tenores de cal de 8% en un tiempo de cura de 6 meses obteniendo un aumento de 120 kPa a 772 kPa. En términos de clasificación, el suelo mudó en la clasificación unificada de CH para MH.

[9] usan una técnica de precipitación con cal en suelos expansivos adicionando CaCl_2 y NaOH reduciendo así el índice de plasticidad y mejorando la resistencia a la compresión simples, acelerando la actividad puzolánica en los compuestos.

En este trabajo será realizado un análisis de la acción de la cal en la fase inicial de las mezclas sobre las propiedades y comportamiento de un suelo laterítico.

III. MATERIALES UTILIZADOS

3.1. Suelo

El suelo fue colectado entre 2 y 3 metros de profundidad en el Campo Experimental del Programa de Pós-Graduação en Geotecnia de la Universidad de Brasilia (UnB).

A Fig. 1 se presenta a las unidades geológicas de la región, identificando-se o predominio de una cobertura detrítico laterítico.

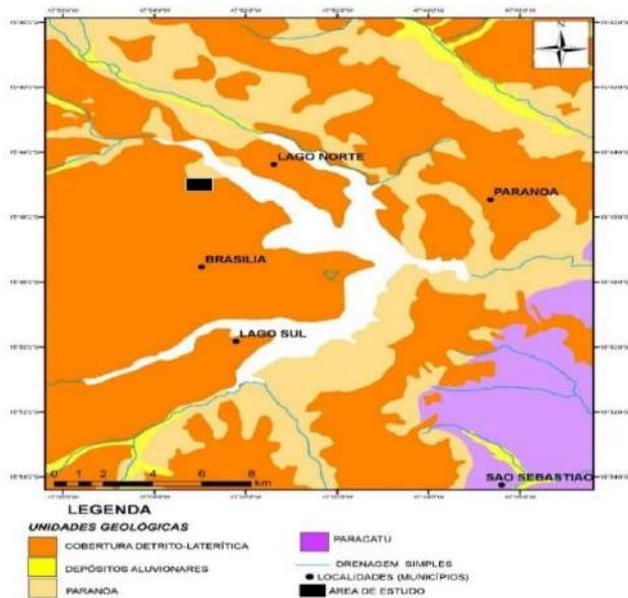


Fig. 1 Localización del área de estudio.

En la Fig. 2 se observa el color rojizo del suelo indicando presencia de óxido de hierro siendo que los elementos mayores son apenas torones que se deshacen fácilmente no constituyendo propiamente agregados.



Fig. 2 Suelo laterítico puro.

3.2 La cal

La cal utilizada fue del tipo hidratada dolomítica encuadradas en las categorías CH-I (Fig. 3) y CH-III, siendo la marca de la cal CH-I MASSICAL y de la CH-III SUPERCAL.



Fig. 3 Cal hidratada CH-I

IV. RESULTADOS OBTENIDOS

Para identificación del tamaño de partículas fue realizado el ensayo de granulometría según la norma NBR 7181/84 [10]. en la Fig. 4 son presentadas las curvas granulométricas del suelo obtenidas con y sin el uso de defloculante.

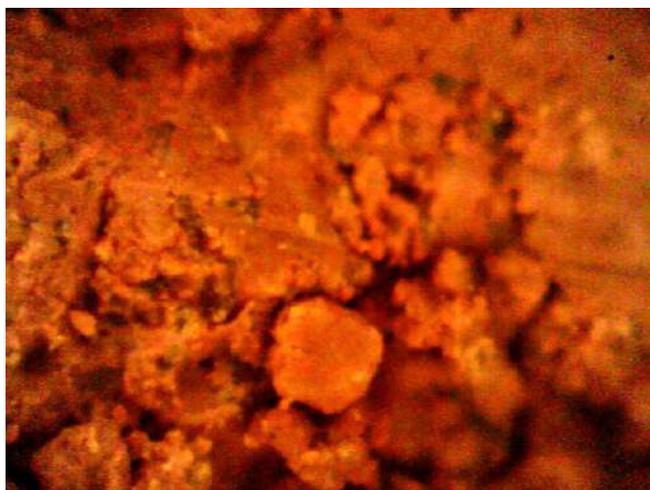


Fig. 5 Estructura del suelo puro compactado (x200).



Fig. 6 Estructura del suelo-cal CH-I 10% compactado (x200).

El análisis de difracción de rayos X (DRX) fue realizado en el laboratorio de DRX del Instituto de Geociencias de la Universidad de Brasilia. La preparación de las muestras fue realizada con agua destilada en un centrifugador de marca Thermo Scientific usandose los intervalos de tiempo: 7 minutos para la fracción total y 30 minutos para la fracción arcilla. Luego de preparadas las muestras en láminas de vidrio, las mismas fueron llevadas al equipo de análisis de DRX de marca RIGAKU.

En los análisis mineralógicos, se identificó en el suelo puro, la presencia de los siguientes minerales: Cuarzo (Q), Caolinita (K), Gibsita (G), Rutilo (R), Hematita (H), Goethita (Go) y Vermiculita (V) siendo esta poco frecuente en los suelos profundamente intemperizados como es el caso del suelo estudiado.

En el análisis de rayos X, realizados sobre la cal de los dos tipos, CH-I y CH-III, fueron obtenidas resultados para la fracción total (Tt) y para fracción fina (fa), la identificación de los siguientes minerales principales:

Portlandita (P), Calcita (Ca), Aragonita (Ar) y Anhidrito (An).

La Fig. 7 presenta una síntesis de los ensayos realizados en las mezclas suelo-cal. Estos ensayos fueron realizados luego de un período de reposo de 24 horas de las mezclas suelo-cal objetivando verificar influencias en las propiedades y comportamiento relacionadas a cambios iónicos.

Inicialmente, se analizó la influencia del tenor de cal en el pH de las mezclas suelo-cal, fueron ensayados los porcentajes de 2%, 3%, 4%, 5%, 6%, 7%, 8%, 9%, 10%, 11% y 12% de la cal tipo CH-I y CH-III (Fig. 8). Se observa en esa figura que hasta el 4% de cal el pH de la mezcla varía considerablemente para ambos tipos de cal pasando a presentar variaciones irrelevantes a partir de aproximadamente 8% de cal. Partiendo de esta observación se adoptó en el estudio los tenores de 4%, 6% y 10% para evaluación del comportamiento de las mezclas suelo-cal, siendo que 4% corresponde al punto de inflexión en la curva, 10% es el tenor en que el pH se encuentra con cierta estabilidad. 6% es un punto intermedio.

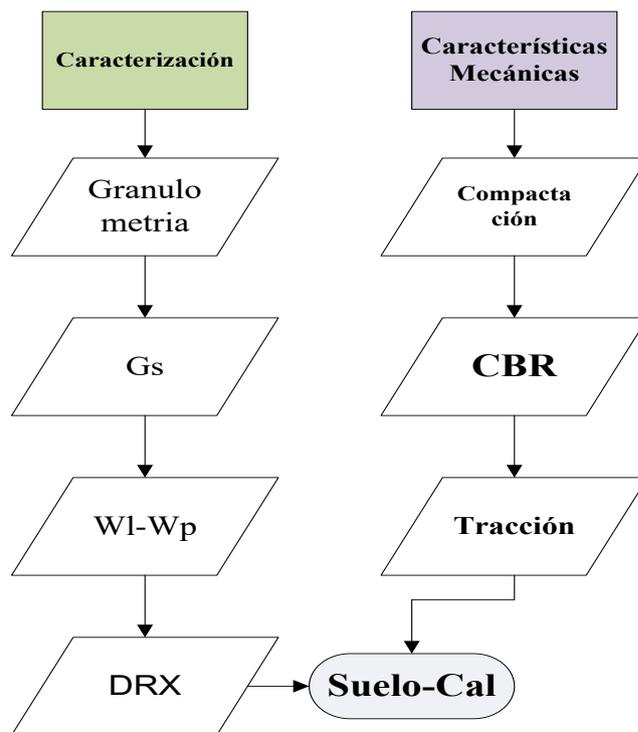


Fig. 7 Flujoograma de ensayos realizados en las mezclas suelo-cal.

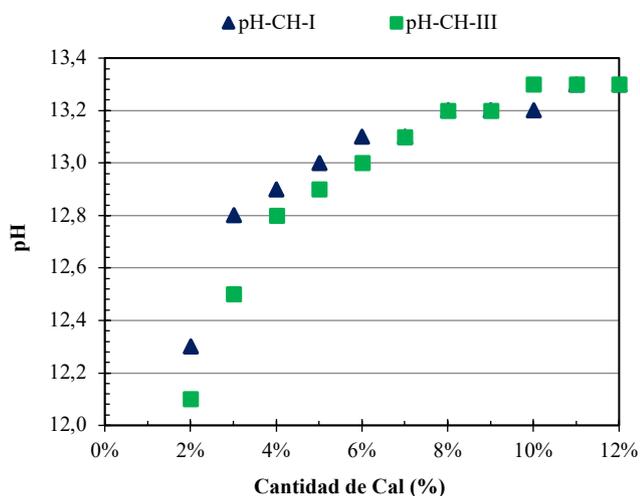


Fig. 8 Influencia de la cal en el pH del suelo.

Se destaca, el hecho de que el PCZ del suelo es igual 6,9, en ambos tipos de cal, el acrecimiento de 2% de cal es susceptible de propiciar la desagregación del suelo (Fig. 8).

Las Fig. 9 y Fig. 10 presentan las curvas granulométricas del suelo puro (1) con y sin el uso de defloculante y de las mezclas suelo-cal para los 3 tenores de cal analizados usándose respectivamente los dos tipos de cal hidratada (CH-I y CH-III).

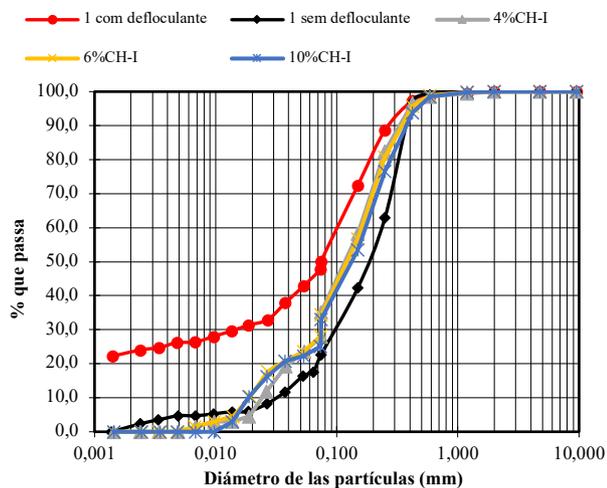


Fig. 9 Curvas granulométricas suelo-cal CH-I.

Se verifica que la cal influye en la granulometría del suelo generando cierta desagregación de las fracciones arena y limo y poco aumento en la fracción arcilla, probablemente debido a la desagregación de las fracciones de arena y limo.

Aunque la diferencia sea pequeña, se observa en esas figuras que el suelo es estructuralmente un poco más sensible a la cal hidratada CH-III que a la CHI.

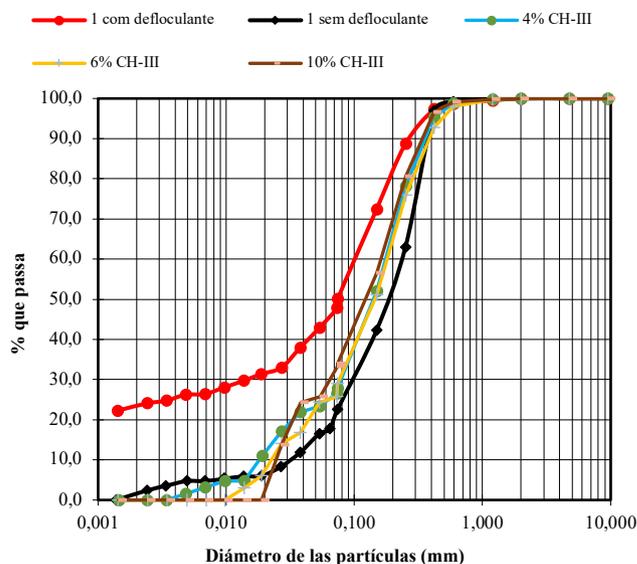


Fig. 10 Curvas granulométricas suelo-cal CH-III.

La influencia de la cal es compatible con el análisis realizado en relación con el punto de carga cero del suelo, o sea, como la adición de la cal eleva el pH pasando por el punto de carga cero, era esperada cierta desagregación del suelo con la adición de la cal.

La Tabla 4 presenta la clasificación de los suelos a partir de las mezclas suelo-cal comparados al suelo puro, se verifica la predominancia de limos y arenas finas.

Tabla 4. Composición de los suelos.

%	arena gruesa	arena media	arena fina	Limo	arcillas
	2-0,6	0,6 - 0,2	0,2 - 0,05	0,02 - 0,002	<0,002
Suelo con def	1,30	18,07	31,40	24,27	24,96
Suelo sin def	0,83	46,45	34,48	14,42	3,78
S-4%CH-I	1,36	28,13	41,13	29,38	0,00
S-6%CH-I	1,09	30,02	39,31	29,58	0,00
S-10%CH-I	1,37	33,44	39,03	26,17	0,00
S-4%CH-III	1,20	33,63	37,63	27,54	0,00
S-6%CH-III	1,93	34,41	37,36	26,29	0,00
S-10%CH-III	0,86	30,53	33,02	35,59	0,00

La Fig. 11 presenta la variación de la densidad real dos granos (Gs) del suelo sobre la influencia de la cal. Se verifica que el Gs del suelo disminuye con el incremento del tenor de cal, más existe un punto (6%) en que esa variación muda de sentido incrementando el valor del Gs (10%) sin que, alcance el valor registrado para el

suelo puro. Las tendencias son semejantes para los dos tipos de cal.

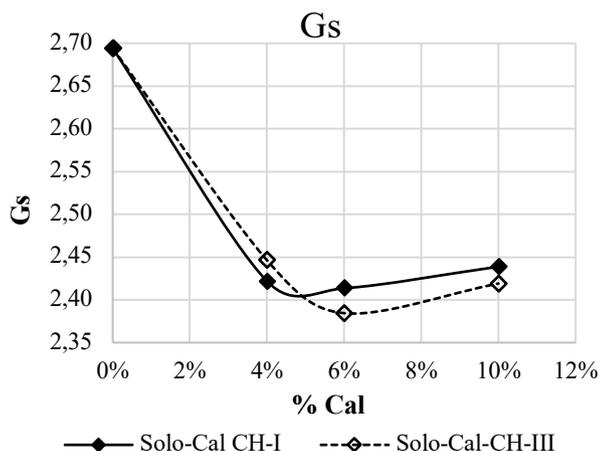


Fig. 11 Influencia de la cal no Gs del suelo.

El tipo de cal también influye en esta variación, siendo que la cal tipo III presenta valores un poco menores de Gs a partir de 6% de cal.

En la Fig. 12 se presenta la influencia de la cal en los límites de consistencia.

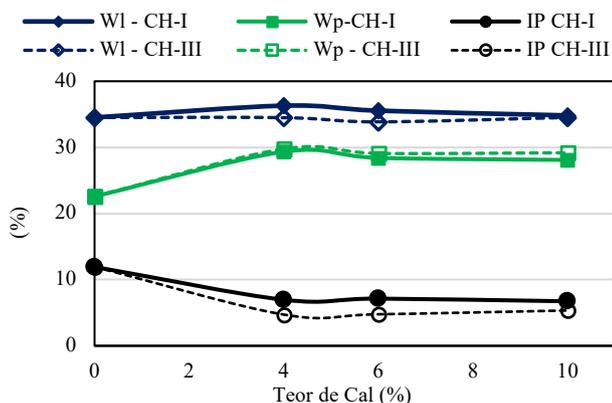


Fig. 12 Influencia de la cal en los límites de consistencia.

Se verifica que el w_l prácticamente no es afectado por la adición de ninguno tipo de cal, sin embargo, el w_p aumenta para el tenor de cal 4% y luego se mantiene prácticamente constante en las curvas de los dos tipos de cal. Las variaciones registradas para el IP con una reducción de 12% para 7% en la cal CH-I y a 5% en la cal CH-III coinciden con los comportamientos verificados en relación al w_l y w_p . Estos resultados muestran que el punto de inflexión registrado para 4% de cal en el gráfico que relaciona el pH de las mezclas suelo-cal con los tenores de cal muestra la interferencia de la cal en la plasticidad del suelo estudiado.

Realizados los análisis de DRX para las mezclas suelo-cal se verificó en la Tabla 5 la formación de gipsita, sulfato de calcio hidratado, cuya celda unitaria presenta la composición: $\text{Ca}(\text{SO}_4) \cdot 2\text{H}_2\text{O}$. Este sulfato de calcio hidratado generalmente presenta aspecto laminar y característica aglutinante, lo que puede haber contribuido para la agregación de la fracción arcilla presente en el suelo en estado puro. Su densidad, 2,32 g/cm³, es próxima de la Gibssita que varía entre 2,3 y 2,4. En esa tabla: Q = Cuarzo, K = Caolinita, G = Gibssita, H = Hematita, R = Rutilo, la = Anastasio, Go=Goethita, V = Vermiculita como componentes predominantes del suelo y Ca = Calcita, P = Portlandita, Ar = Aragonito y Ah = Anhidrita como minerales principales de la cal (I y III); y la Gi = Gipsita, mineral nuevo en las mezclas suelo-cal.

Tabla 5. Influencia de la cal en la mineralogía de la mezcla suelo-cal.

Material	Q	K	G	H	R	A	Go	V	Ca	P	Ar	Ah	Gi
Suelo	x	x	x	x	x	x	x	x					
Cal (I y III)									x	x	x	x	
S-4% CH-I	x	x	x	x	x	x	x	x	x				x
S-6% CH-I	x	x	x	x	x	x	x	x	x				x
S-10% CH-I	x	x	x	x	x	x	x	x	x				x
S-4% CH-III	x	x	x	x	x	x	x	x	x				x
S-6% CH-III	x	x	x	x	x	x	x	x	x				x
S-10% CH-III	x	x	x	x	x	x	x	x	x				x

Los minerales Portlandita ($\text{Ca}(\text{OH})_2$), Aragonito ($\text{Ca}(\text{CO}_3)$) y Anhidrita (CaSO_4) desaparecen en las mezclas suelo-cal. El hidróxido de la Portlandita reacciona con el oxígeno del suelo y el Calcio substituye a los sodios del suelo formando cristales cementantes en el suelo, estos cristales de silicatos y aluminatos de calcio irán cristalizar durante el proceso de cura que ocurre en mayores intervalos de tiempo. La Anhidrita es disuelta en agua transformándose en Gipsita que actuará como retardador del tiempo de cura permitiendo la trabajabilidad del compuesto (proceso semejante al de la fabricación de cemento). El Aragonito se junta a la Caolinita [16].

La compactación fue realizada para el suelo en estado natural y con la adición de cal (Fig. 13). El ensayo fue realizado conforme la norma DNER-ME 256/94 [17].

Los resultados presentados en la Fig. 13, muestran que la cal influyó en el resultado de la compactación del suelo disminuyendo el peso específico aparente seco

máximo y aumentando el tenor de humedad óptimo con el aumento del tenor de cal. Se verificó aún la comparación entre los resultados de compactación que el tipo de cal intervino en la forma de la curva. Para la cal CH-III tanto el ramo seco como el húmedo de las curvas de compactación se tornarán más suave siendo esta suavidad menos intensa para el tenor 10%.

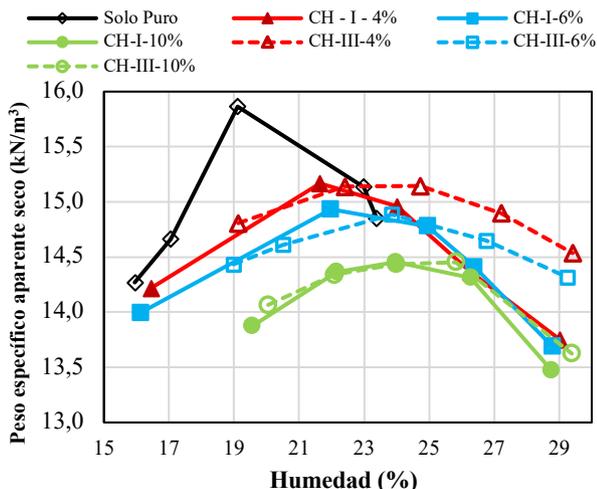


Fig. 13 Influencia de la cal en la compactación.

En relación con el peso específico aparente seco máximo los valores obtenidos para los dos tipos de cal son semejantes tendiendo a la humedad óptima a ser un poco superior para la cal CH-III. Esto significa que la fase aire estaría presente para la misma porosidad más con distribución de poros un poco distinta entre los dos tipos de cal. La mayor suavidad de los ramos seco y húmedo de las curvas obtenidas para la cal CH- III apunta, a una mayor uniformidad en los poros cuando el tratamiento del suelo con esa cal, sobresaliendo aparentemente cierta agregación del suelo con el uso de 10 % de cal. En el ramo seco de la curva de compactación la mayor suavidad de la curva puede darse en función de uno o más de los siguientes factores: menor variación de la succión con el aumento del tenor de humedad el que apunta para poros más uniformes; menor quiebra de agregados o de granos; menor efecto lubricador del agua. En el ramo húmedo, la mayor suavidad de la curva indica que se genera menor incremento de presión neutra en el suelo cuando la compactación aumenta el tenor de humedad.

En relación con el comportamiento del mini-CBR se observa que para un mismo valor de peso específico aparente seco aumenta con el tenor de cal siendo posible evidenciar que el aumento tiende a ser más significativo para la cal CH-I (Fig. 14).

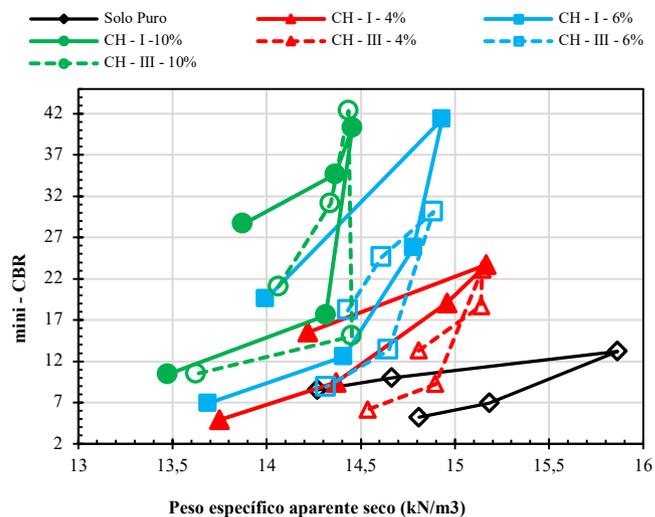


Fig. 14 Influencia de la cal en el mini-CBR del suelo.

Al observar la Fig. 15 que relaciona el mini-CBR con el tenor de humedad de compactación, se verifica cierta tendencia al comportamiento de las mezclas suelo-cal mejoraron en el ramo seco con el aumento de la cantidad de cal siendo aparentemente mejor para la cal CH-I. En el ramo húmedo los resultados tienden a ser sobrepuestos. Comparándose los gráficos obtenidos para las mezclas suelo-cal en función del tenor de humedad de compactación con los resultados obtenidos para el suelo puro se verificó que la cal promueve un desplazamiento de las curvas a la derecha y solo alcanza el valor máximo de mini-CBR obtenido para el suelo puro en mezclas con 6% (cal CH-I) y 10% (CHI y CH-III) de cal.

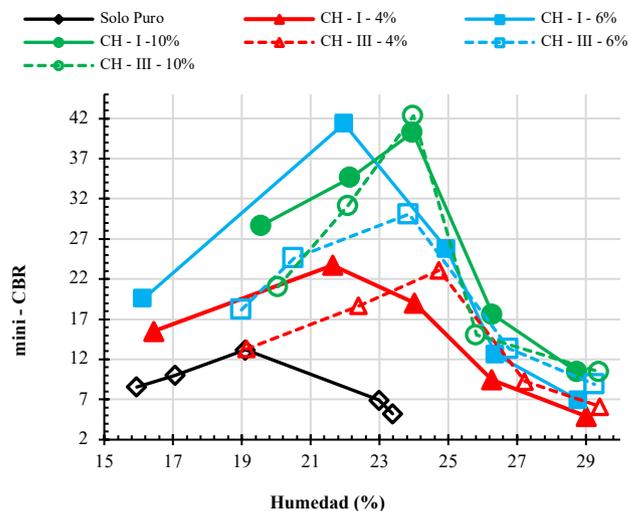


Fig. 15 Influencia de la cal en la humedad del CBR del suelo.

V. CONSIDERACIONES FINALES

A partir de los resultados obtenidos se puede afirmar que:

- Luego la selección de 3 tenores de cal (4%, 6% y 10%) se verificó que la cal influye directamente en el pH del suelo más este no es suficiente para determinar la cantidad de cal óptima en mezclas suelo-cal para suelos lateríticos como el estudiado como establece la norma ASTM D6276 [18] mencionada en el manual de dosificación y procedimientos de ensayos para mezclas suelo-cal de la *National Lime Association* [14] que indica un pH 12,4 como valor que determina el tenor óptimo de cal. Cabe destacar que ese análisis se fundamenta en el comportamiento a corto tiempo de cura siendo necesario que se evalúe también el comportamiento a largo plazo antes de una conclusión definitiva;
- Realizadas los análisis de granulometría se verificó que la cal causó cierta desagregación en la fracción limo y arena apuntando como relevante la consideración del PCZ en los análisis de estabilización de los suelos lateríticos con cal;
- De los resultados obtenidos a partir de la determinación del Gs de las mezclas y comparados al suelo se verificó una reducción que depende del tipo de cal siendo mayor para el tipo III, sin embargo, esa variación no mostró dependiente del tenor de cal;
- Con relación a los límites de Atterberg se verificó que para el suelo estudiado los dos tipos de cal influenciaron apenas en el límite de plasticidad interviniendo en consecuencia en el índice de plasticidad;
- De los resultados de DRX se evidenció la formación de nuevos minerales contribuyentes tanto en la determinación del tiempo de cura (Portlandita) cuando en el tiempo de fraguado (Gypsita), se presupone que la cantidad de cal influenciará directamente en la cantidad de Gypsita en la mezcla, lo que apunta a la necesidad de limitarse el tenor de cal para obtenerse menores tiempos de cura;
- A corto plazo se verificó que la cal contribuye en el mejoramiento del mini-CBR en función del tenor de cal requiriendo, sin embargo, estudios complementares para que se defina el tenor óptimo de cal.

AGRADECIMIENTOS

Agradecimiento al CNPQ por el financiamiento del proyecto.

REFERÊNCIAS

- [1] L. R. de Rezende, "Estudo de Comportamento de Materiais Alternativos Utilizados em Estruturas de Pavimentos Flexíveis," Tese de Doutorado em Geotecnia. Faculdade de Tecnologia. Universidade de Brasília. 372p., 2003.
- [2] F. H. C. Pessoa, "Análise dos Solos de Urucu para Fins de Uso Rodoviário," Dissertação de Mestrado em Geotecnia. Faculdade de Tecnologia. Universidade de Brasília. 151p., 2004.
- [3] O. Önal, "Lime Stabilization of Soils Underlying a Salt Evaporation Pond: A Laboratory Study," Mar. Georesources Geotechnol., vol. 33, no. 5, pp. 391–402, 2015.
- [4] R. Leite, R. Cardoso, C. Cardoso, E. Cavalcante, and O. De Freitas, "Lime stabilization of expansive soil from Sergipe - Brazil," E3S Web Conf., vol. 9, pp. 1–6, 2016.
- [5] E. de Oliveira, "Emprego da Cal na Estabilização de Solos Finos de Baixa Resistência e Alta Expansão: Estudo de Caso no Município de Ribeirão das Neves/MG," 2010.
- [6] R. V. Basso, R. L. Ferras, A. Belincanta, and F. dos S. Ramos, "Aplicação do método físico-químico de dosagem de misturas de solo-cimento aos solos típicos do noroeste do Paraná," Encontro tecnológico da Eng. Civ. e Arquitetura, pp. 348–357, 2003.
- [7] A. A. Amadi and A. Okeiyi, "Use of quick and hydrated lime in stabilization of lateritic soil: comparative analysis of laboratory data," Int. J. Geo-Engineering, vol. 8, no. 1, 2017.
- [8] A. J. Alrubaye, M. Hasan, and M. Y. Fattah, "Engineering properties of clayey soil stabilized with lime," ARPN J. Eng. Appl. Sci., vol. 11, no. 4, pp. 2434–2441, 2016.
- [9] T. Thyagaraj and S. Zodinsanga, "Laboratory Investigations of In Situ Stabilization of an Expansive Soil by Lime Precipitation Technique," Am. Soc. Civ. Eng., vol. 27, no. 7, pp. 1–8, 2015.
- [10] ABNT, "NBR 7181- Análise Granulométrica.," Assoc. Bras. Normas Técnicas. ABNT, Rio Janeiro, RJ, vol. 2, p. 13p, 1984.

- [11] Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT), "NBR 6502_1995-Rochas e solos.pdf." p. 18, 1995.
- [12] ABNT, "NBR-6459-Solo-Determinacao-do-limite-de-liquidez," Assoc. Bras. Normas Técnicas - ABNT. Rio Janeiro, RJ, vol. 2, p. 9p, 2016.
- [13] ABNT NBR7180, "Determinação do Limite de Plasticidade.," ABNT, Rio de Janeiro, RJ. p. 3p, 1984.
- [14] National Lime Association, "Properties of typical commercial lime products," Arlington Virginia, 2016.
- [15] A. D. O. Feitosa, "CONSTRUÇÕES COM SOLO- CAL: CONSIDERAÇÕES SOBRE TRANSFERÊNCIA DE TECNOLOGIA A UMA," vol. 4, pp. 123–136, 2016.
- [16] Dana; Hurlbut. Cornelius S., Manual de Mineralogia, 2°. Barcelona, 1960.
- [17] DNER- ME 256/94, "DNER/DrDTc (IPR)-ME 256- 94 Solos compactados com equipamento miniatura - determinação da perda de massa por imersão, 6p." p. 6, 1994.
- [18] ASTM D6276, "Standard Test Method for Using pH to Estimate the Soil-Lime Proportion Requirement for Soil Stabilization," ASTM Int., vol. 14, no. 02, pp. 1– 4, 2006.
- [19] National Lime Association, "Mixture Design and Testing Procedures for Lime Stabilized Soil," Tech. Br., no. October, pp. 1–6, 2006.



En octubre de este año se han realizado el 2do ciclo de conferencias geotécnicas en forma virtual.

Se ha programado también el Curso virtual de Ensayos Geotécnicos in situ.

2da Conferencia Geotécnica Boliviana INTERNACIONAL - VIRTUAL

28 de sep. al 02 de oct. de 2020

Bolivia 19:00 hrs. Chile 20:00 hrs. Brasil 20:00 hrs.
Peru 18:00 hrs. EE.UU 19:00 hrs.

- Lunes 28 sep. "Muros anclados, experiencias de obras" Msc. Roberto Sandoval
- Lunes 28 sep. "Aplicación de métodos Geofísicos en el mapeo de cavernas en minas antiguas. Uso de imágenes 3D" Dr. Msc. Ing. René Rodríguez
- Martes 29 sep. "Influencia de la dilatación en el análisis de estabilidad de taludes" Msc. Ing. Héctor Guzmán Siles
- Martes 29 sep. "Análisis del mejoramiento de suelos De Cal en suelos tropicales" Dr. Msc. Ing. Janneth Llanque Ayala
- Miércoles 30 sep. "Ventajas del empleo de asfaltos modificados con polímeros SBS para diseño de pavimentos flexibles" Msc. Ing. Pablo del Águila Rodríguez
- Miércoles 30 sep. "Inyecciones de impermeabilización y Consolidación e Instrumentación Geotécnica de la Presa La Paz - Hampaturi Alto" Ing. Rodrigo Cuentas Gallardo
- Jueves 01 oct. "Importancia de la Geotecnia en Ingeniería Civil" Msc. Ing. Fernando Caballero Hoyos
- Jueves 01 oct. "Factores de la Geología estructural que influyen en el diseño de Tuneles" Dr. Ing. René Espinoza Guillén
- Viernes 02 oct. "Clasificación de movimientos en masa en carreteras" Msc. Ing. Rodrigo Zelada Bilbao
- Viernes 02 oct. "Excavaciones de Taludes y Excavaciones profundas" Msc. Ing. Mariano Saucedo Súlzar

Curso internacional en: Ensayos geotécnicos in situ

Clases en línea

- Ensayo de Penetración Estándar, SPT
Dr. Juan Carlos Rojas (Bolivia)
9, 11 y 13 de noviembre
- Ensayo de Cono de Penetración, CPT
Dr. Fernando Schnald (Brasil)
16, 18 y 19 de noviembre
- Ensayo de Dilatómetro de Marchetti, DMT
Dra. Sara Amoroso – Dr. Diego Marchetti (Italia)
28 y 29 de noviembre
- Ensayos Geofísicos: ERT, SRT, MASW
Dr. Enrique Aracl Ávila (España)
1, 3 y 4 de diciembre

Costo del curso: 700 Bs profesionales / 500 Bs miembros ABIG / 300 Bs estudiantes / 250 Bs capítulo estudiantil ABIG *se otorgan certificados físicos

Realizar depósito: Banco Nacional de Bolivia / Nro. de cuenta: 25.009.47.78 (Bx) / A nombre de: Fabiana Viciana Agreda

Enviar comprobante de depósito a: ing.rodrigo@abig.com.bo

Para inscripciones desde fuera de Bolivia, contactar a: ing.rodrigo@abig.com.bo

ABIG

Ing. Victor Hugo Chávez Calancha

ING. GEOLOGO - TRABAJOS EN GEOTECNIA

CONTACTO : 67301907 vico_glg@hotmail.com

LOS MICRORRIESGOS SU EVALUACIÓN E IMPORTANCIA

Waldo Aliaga Aranda

Ing. Civil MSc - Docente de la UMSA - Gerente en la Empresa Grupo Geotécnico S.R.L.

La Paz - Bolivia

E-mail: waldoaliaga2009@yahoo.es – gruge.srl.2015@gmail.com

1 INTRODUCCIÓN

Actualmente, uno de los eventos naturales al que Bolivia es más vulnerable son los deslizamientos, siendo activados directa e indirectamente por agentes naturales y agentes antrópicos. La ciudad de La Paz es una de las más afectadas debido a su topografía con pendientes elevadas y características del terreno.

En la bibliografía existente, hay una gran información de los métodos de valoración de las amenazas, vulnerabilidad culminando en los riesgos. Cada uno tiene sus propias metodologías, basados en su situación geográfica.

En base a lo indicado, consideramos importante la aplicación del análisis del microrriesgo del presente artículo, bajo similares estudios del área donde se tiene antecedentes de movimientos del terreno o historial de deslizamiento, realizando una evaluación topografía, la valoración geológica, estudios de las aguas subterráneas, acciones sísmicas y fundamentalmente ensayos en los materiales para ver su comportamiento físico mecánico, tomando en cuenta la presencia de viviendas.

2. ANTECEDENTES

Los deslizamientos se producen en época de lluvias, no obstante no se tiene un historial con un inventario de la cantidad y las características de los deslizamientos ni las pérdidas de materiales y humanas que se generan, asimismo algunos no son tomados en cuenta porque no influyen en la pérdidas indicadas.

La historia nos indica que los deslizamientos existieron desde antes que se fundara la ciudad de La Paz, Dobrovlny (1962), estos deslizamientos ocurridos se producen en las laderas donde no existían viviendas, actualmente un deslizamiento cobra varias pérdidas materiales (costos directos) y humanas (costos indirectos). La Tabla 1 presenta un resumen de los deslizamientos ocurridos en los últimos años en la ciudad de La Paz y la Figura 1 presenta una fotografía del último deslizamiento producido.

Tabla 1. Deslizamientos de suelo de la Ciudad de La Paz en los últimos años.

Año	Mes	Lugar
1996	Abril	Cotahuma
1999	Febrero	Kupini
2001	Enero	Ciudad de La Paz
2002	Junio	Museo de Etnográfica La Paz
2002	Mayo	Villa San Antonio
2002	Mayo	Zona 23 de Marzo
2001	Abril	Zona Alto Ventilla
2001	Abril	Mecapaca
2003	Marzo	Llojeta al sur de La Paz
2003	Marzo	San Isidro, La Paz
2003	Marzo	Cerro Pucaloma Tipuani –L.P.
2003	Agosto	Pasankeri
2009	Febrero	Retamani II
2010	Enero	Huani Huanuni
2011	Febrero	Santa Rosa de Callapa
2012	Febrero	Las Lomas
2012	Febrero	Bartolina Sisa
2019	Marzo	San Jorge Kantutani e Inmaculada Concepción

En la ciudad de La Paz, el 30 de abril del año 2019, se produjo un deslizamiento de gran magnitud, afectando en los sectores Inmaculada Concepción y San Jorge Kantutani de la zona de Bajo Llojeta.



Figura 1. Deslizamiento zona San Jorge Kantutani e Inmaculada Concepción, (marzo 2019), La Paz, Bolivia.

En la siguiente figura presentamos, el área del plano de riesgos del Gobierno Autónomo Municipal de La

Paz, donde mostramos la caracterización de riesgos que se tiene en el lugar donde realizamos un mapa de microrriesgos.

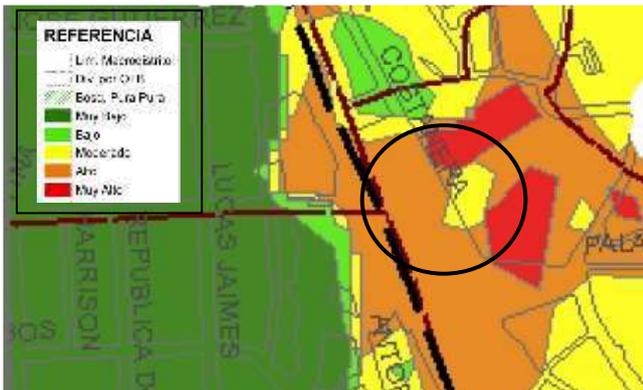


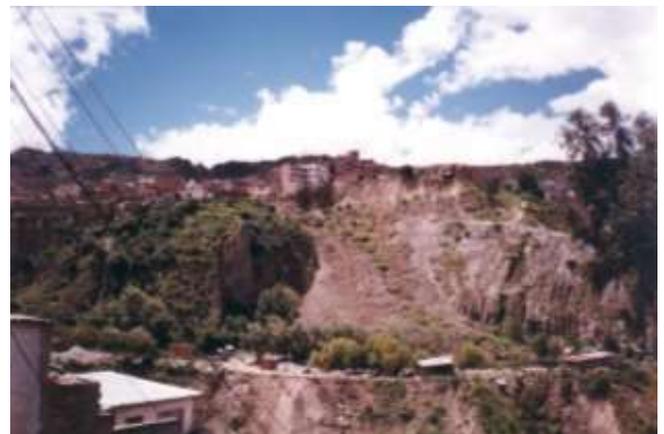
Figura 1 Mapa de Riesgos del GAMLP

Vemos que se tienen identificado un riesgo Alto, Moderado y Alto en zonas laterales, esto debido a un estudio macro que realizan en la ciudad de La Paz. Presentamos brevemente la metodología de para preparar mapas de Microrriesgos, con una aplicación en la zona de San Antonio Bajo de la ciudad de La Paz. El barrio San Antonio Bajo es una de las zonas de la ciudad de La Paz donde se han producido deslizamientos anteriormente, como en del año 2003, el cual podemos apreciar en la fotografía.



Fotografía 1: Deslizamiento en el año 2003. Elaboración propia, 2003

En dicha zona posterior al evento pesar de ello, al igual que en otras zonas (debido al crecimiento poblacional y al desarrollo urbano), se han evidenciado asentamientos y construcciones de grandes infraestructuras en sus laderas (ver fotografías 2 y 3)



Fotografía 2: Área de estudio en el año 2004



Fotografía 3: Área de estudio en el año 2017

2. METODOLOGIA

El estudio de microrriesgos por deslizamiento en una ladera o talud consiste en obtener toda la información posible acerca del lugar en estudio, que permita realizar un diagnóstico de los problemas lo más preciso posible, como ser:

- a) Mapas: topográfico, geomorfológico, geológico, hidrológico y de usos del suelo.
- b) Imágenes satelitales antiguas, para evaluar cómo ha ido cambiando el lugar.
- c) Información del historial de deslizamientos suscitados en el sector de análisis.
- d) Ensayo in situ y resultados de ensayos de laboratorio.
- e) Información sobre los habitantes de la zona, densidad poblacional y viviendas.

Se procede a su análisis mediante la metodología propuesta que se resume en la figura a continuación:



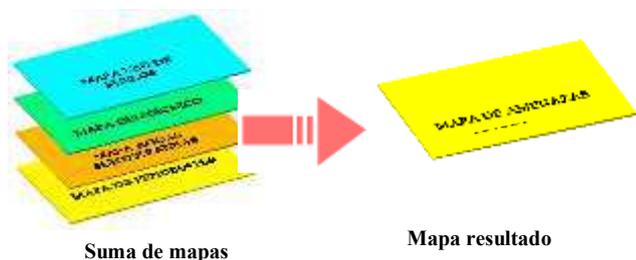
Figura 2: Algoritmo de la metodología propuesta

2.1 Análisis y evaluación de las Amenazas

En base a la figura anterior describimos las evaluaciones de las amenazas por los tres métodos:

2.1.1 Método Heurístico

El análisis de la amenaza bajo el método heurístico consiste en la superposición de los mapas recopilados del lugar respecto a pendientes, geología, hidrología y usos del suelo.



2.1.2 Método Probabilístico

En el método probabilístico intervienen los perfiles longitudinales del terreno, su estratificación, los parámetros geotécnicos del suelo y la fluctuación del nivel freático, además de considerar el peso de las construcciones existentes.



Figura 3: Proceso análisis probabilístico

El análisis de probabilidad permite realizar varios análisis de estabilidad con los distintos valores de los parámetros geotécnicos y la variación de la presión de poros "Ru", obteniendo varios factores de seguridad y determinando el porcentaje de probabilidad de falla del plano de falla crítico con todos esos valores del factor de seguridad que fueron menores a 1 ($FS < 1$).

2.1.2 Método Determinístico

Para el desarrollo del análisis de la amenaza bajo este método, se debe realizar la exploración del área de estudio, obteniendo parámetros geotécnicos de muestras inalteradas, posición del nivel freático y ensayos como SPT, CPT y DMT y determinar la estratificación. El talud es analizado por el método de elementos finitos (MEF).



Figura 4: Proceso análisis Determinístico

2.1 Análisis y evaluación de las Vulnerabilidades

El análisis de vulnerabilidad del área en estudio consta básicamente de dos etapas:

- a) La identificación de los elementos expuestos, que consiste en identificar y delimitar distintas áreas sobre la imagen satelital del lugar que agrupen edificaciones o redes viales y que presenten el mismo grado de vulnerabilidad ante un deslizamiento.
- b) La valoración de la vulnerabilidad, que a su vez consta de dos fases:
 - Evaluación de la vulnerabilidad social.
 - Evaluación de la vulnerabilidad física.

3. LOS MAPAS DE AMENAZAS

3.1. Mapa según método Heurístico

En base a las superposiciones de diferentes mapas, llegamos al siguiente resultado.

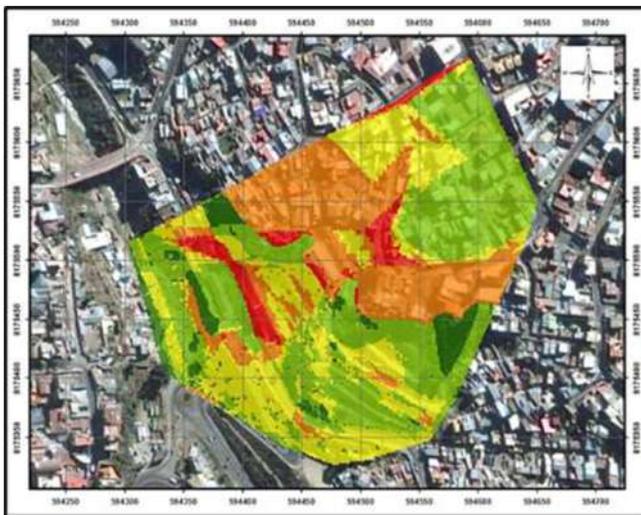


Figura 4: Mapa de Amenazas bajo método Heurístico

3.2. Mapa según método Probabilístico

En un primer momento, se trazan perfiles longitudinales sobre el mapa topográfico del área en estudio, posteriormente realizamos las secciones transversales con las diferentes litoestratificaciones y características resistentes.

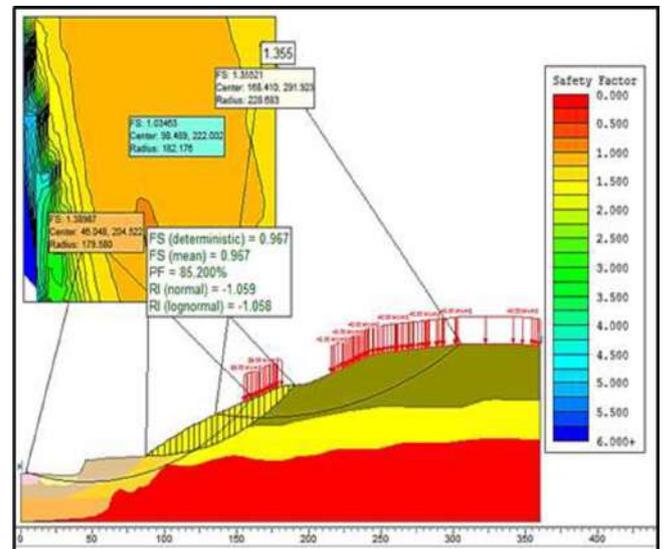


Figura 4: Resultado del análisis de probabilidad de falla con peso de construcciones.

Evaluados las secciones transversales y obteniendo los resultados de probabilidad de falla, empleando la herramienta del software ARCGIS en su extensión

ARCMAP, se confecciona los mapas.

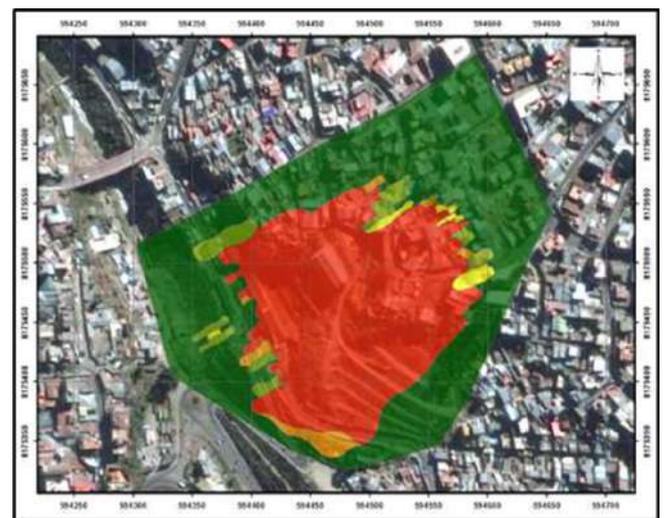


Figura 5: Mapa de probabilidad de falla con peso de construcciones.

3.2. Mapa según método Determinístico

Primero se determinaron los parámetros geotécnicos para cada uno de los perfiles para los materiales identificados en el sector con la mayor precisión posible, debido a que así lo exige el método. A continuación, se muestran los valores para el perfil 1.

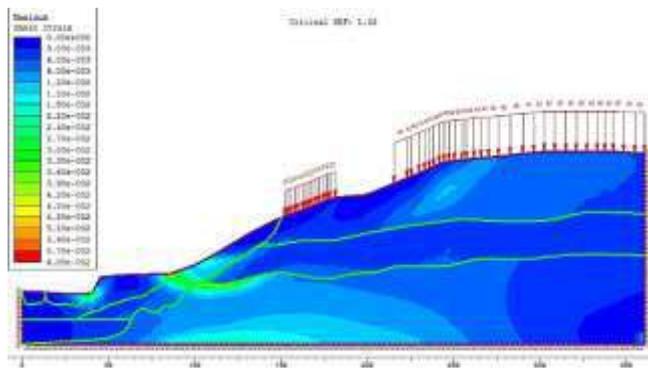


Figura 6: Resultado del análisis SSR para el perfil 1.



Figura 6: Mapa de amenaza bajo el método determinístico

4. MAPA DE VULNERABILIDAD

Se realizó el análisis de vulnerabilidad social y física dividiendo en 22 áreas vulnerables, del cual obtenemos el presente mapa:



Figura 7: Mapa de vulnerabilidad

5 DETERMINACION DEL MAPA DE MICORRIESGOS

Se obtuvieron 3 mapas de micoriesgo combinando los tres mapas de amenaza obtenidos bajo los métodos: heurístico, probabilístico y determinístico con el mapa de vulnerabilidad. Los mapas probabilístico y determinístico con sus respectivos grados de riesgo se muestran a continuación.

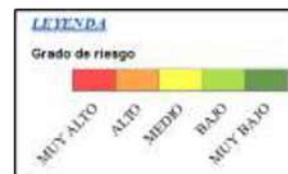
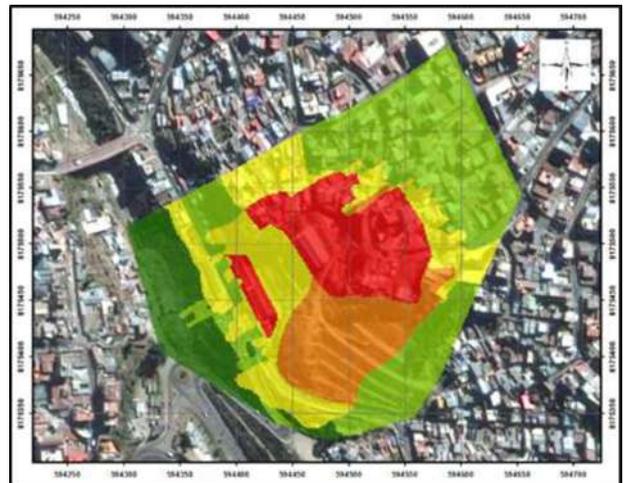


Figura 7: Mapa de Micoriesgo por el método probabilístico

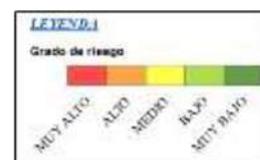
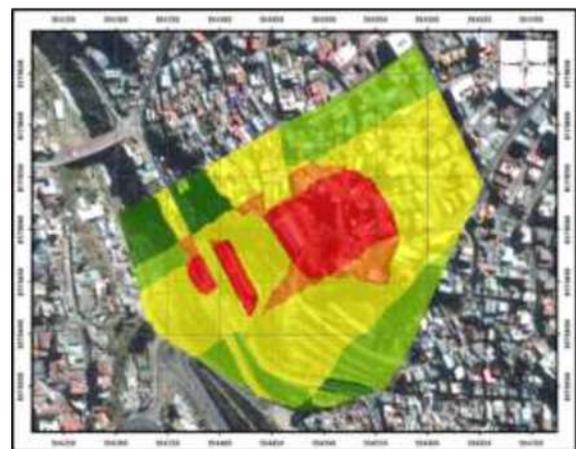


Figura 7: Mapa de Micoriesgo por el método Determinístico

6. DISCUSIÓN

De la metodología elaborada para el estudio de microrriesgos aplicada al barrio de San Antonio bajo, vemos que los resultados con relación al mapa de Riesgos del GAMLP, son diferentes. Cabe aclarar que esto quiere indicar que la precisión de los Mapas son muy diferentes, al realizar en forma Macro, no se tiene un mayor detalle y con la valoración del micro riesgos, se tiene una mayor sensibilidad y a futuro se debería introducir un sistema de monitoreo.

7. CONCLUSIÓN

El método para realizar mapas de microrriesgo vemos que tiene una mayor precisión su valoración de las amenazas, vulnerabilidad y se demuestra la diferencia de resultados. En la evaluación de las amenazas, por los tres métodos, se observó que el efecto antrópico es importante.

Si se comparan los tres métodos aplicados para la evaluación de la amenaza, se puede observar que los mapas resultantes son bastante diferentes, esto debido a que cada método evalúa la amenaza desde un punto de vista diferente; sin embargo, al combinarlos con el mapa de vulnerabilidad se obtuvieron mapas de microrriesgo bastante similares.

La elaboración de mapas de microrriesgo resulta mucho menos costoso que la reconstrucción y rehabilitación de zonas afectadas (entre 10 a 15 veces menos), lo cual a largo plazo significa una buena inversión del presupuesto que tienen a disposición las instituciones públicas.

REFERENCIAS

Sarma, S. K. (1979). *Stability analysis of Embankments and Slope*, Journal of the geotechnical Engineering Division, T12, December, London, England, pp. 1511-1524.

Dobrovolny, E. (1962). *Geología del Valle de La Paz*. Departamento Nacional de Geología, Ministerios de Minas y Petróleo. Boletín especial # 3. La Paz, Bolivia.

Suárez D. J., (1998) "Zonificación de Amenaza y Riesgo", *Cáp. 11. "Deslizamientos y Estabilidad de Taludes en Zonas Tropicales"*. Ed. UIS, Bucaramanga, Colombia, pp. 356-383

Escario, M. V. et al, (1997) "Landslides techniques for Evaluating Hazard" PIARC technical Committee on Earthworks Drainage, Subgrade (C12), World Road Association, Spain, France, USA, Japan, pp. 9-10.

Varnes, D. J. (1978) "Landslide Types and Processes" en Turner A. Schuster R. (1996). "Landslide Investigation and Mitigation. Special Report 247, Transportation Research Board, National Research Council. National Academy Press. Washington D.C., pp. 40-71.

PCA, BRGM, BCEOM (1979). *Plan de desarrollo Urbano de la ciudad de La Paz*. Honorable Alcaldía de La Paz. La Paz, Bolivia.

Ambalagan, R. (1992) "Terrain evaluation and landslide hazard zonation for environmental regeneration and land use planning in mountainous terrain". *Proceedings of the sixth International Symposium on Landslides, Christchurch*, pp. 861-871.

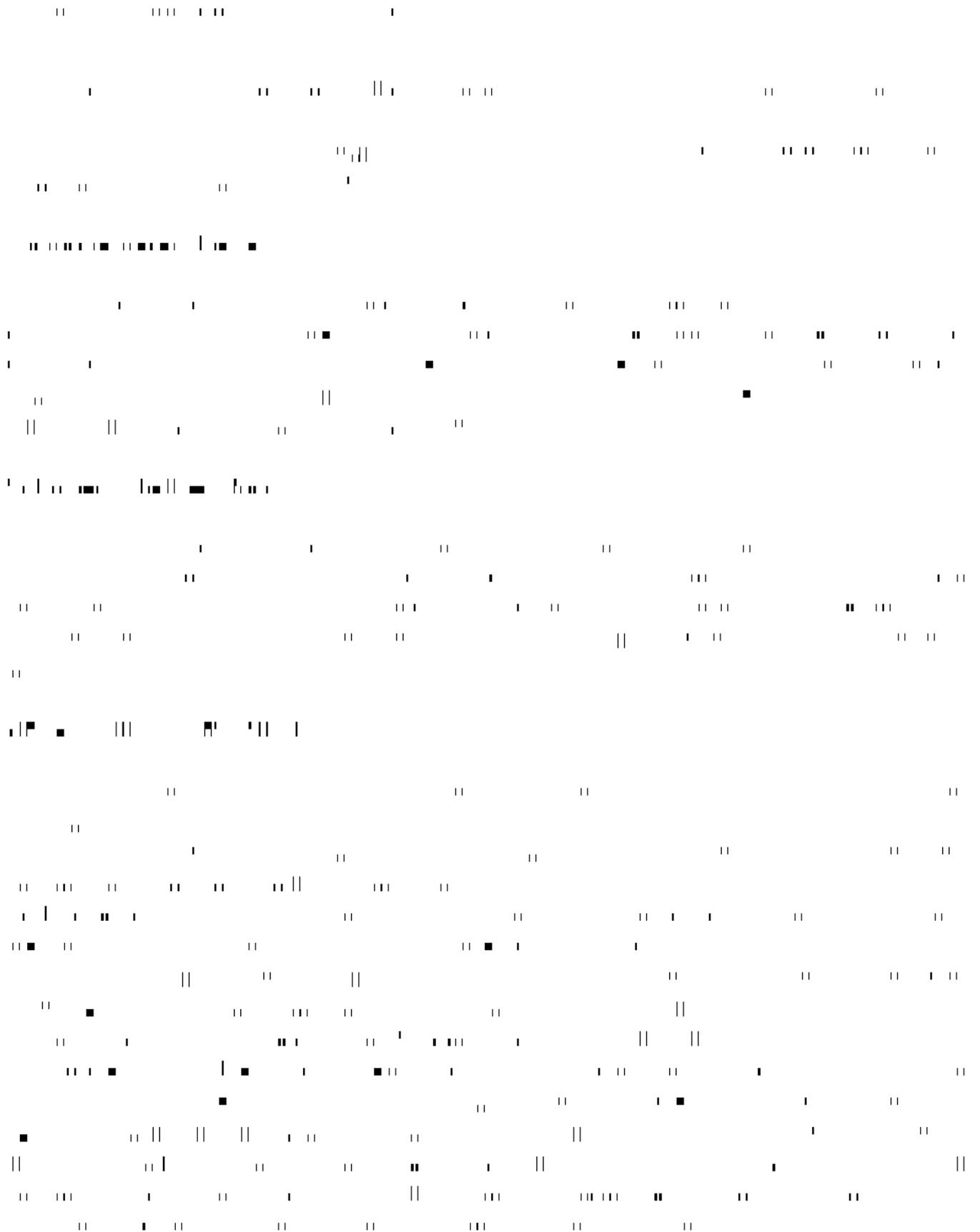
Aliaga, W., Choque, J. (2003). *Una metodología para determinar amenazas a desastres por deslizamientos de suelos*. La Paz - Bolivia

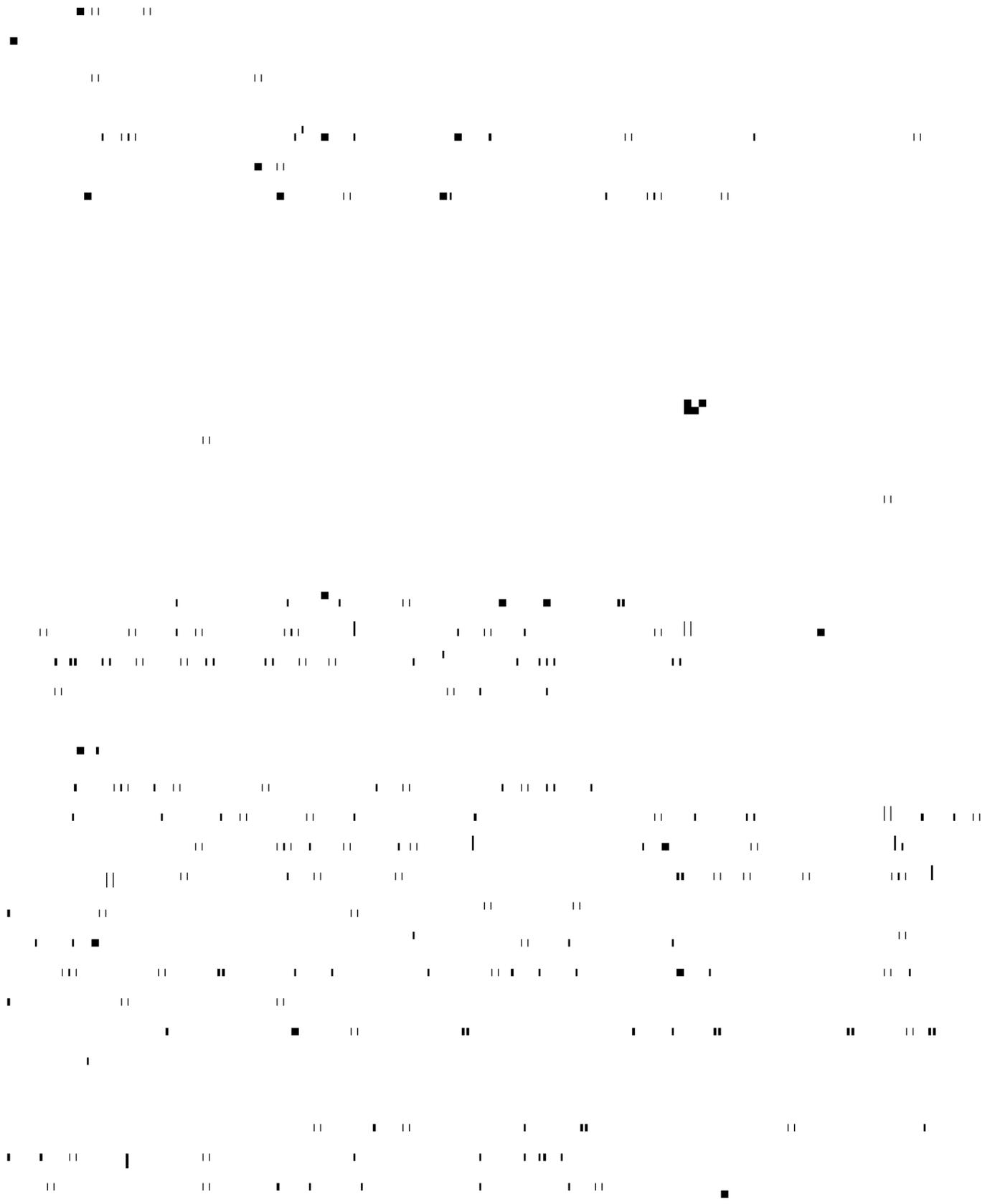
Aliaga, W, Banus Madelene (2018) *Metodología para la elaboración de mapas de microrriesgo a deslizamientos con aplicación en la zona de San Antonio bajo*

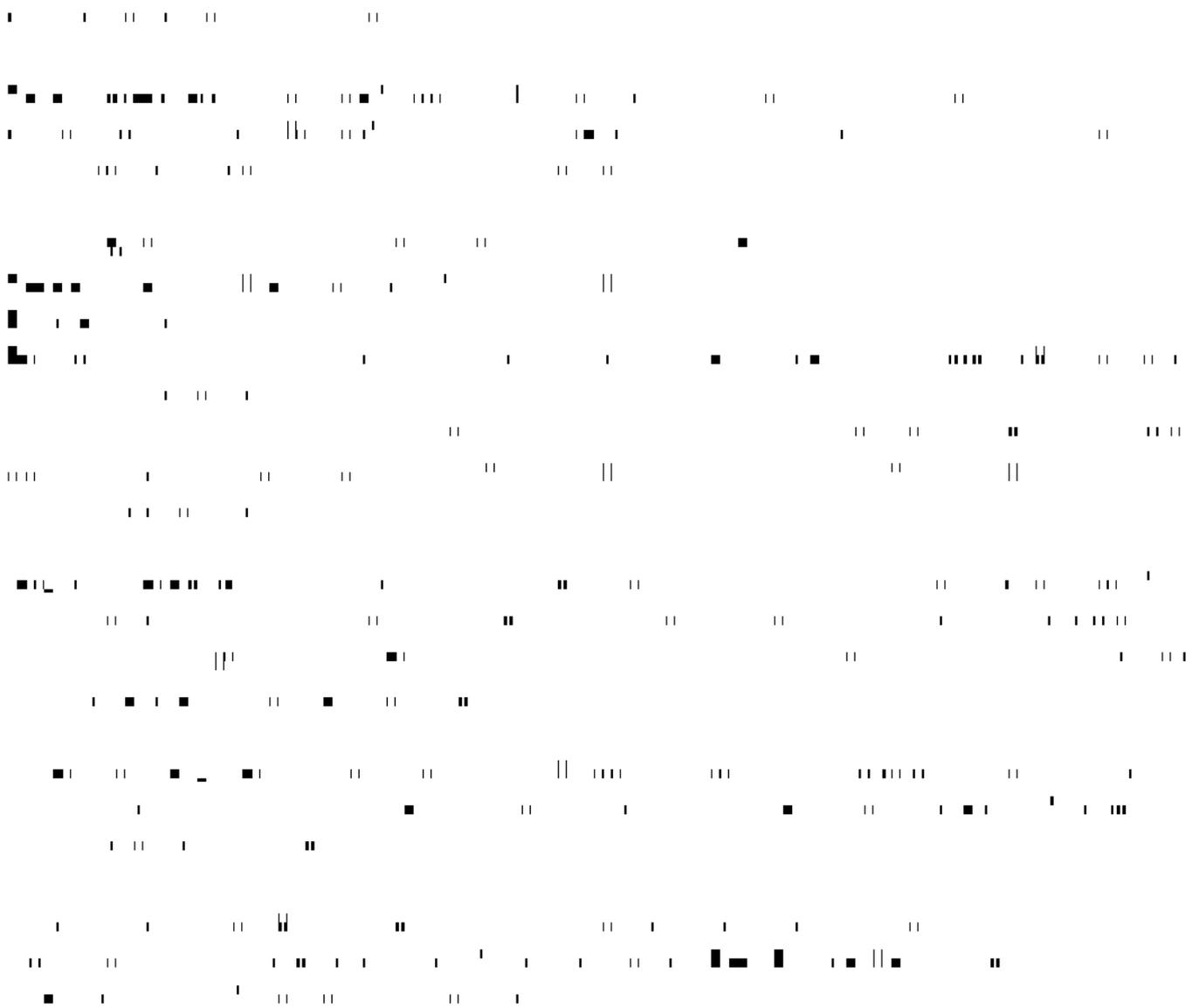
INGENIERÍA DE SUELOS EN LA PAZ

Ing. DAEN Mario Mancilla Illanes











Naciente de Torrentera Alta pendiente, Fuerte erosión



Vivienda sobresaliendo el Talud natural



Suelo fino con Fuerte erosión



Vivienda en talud de alta pendiente suelo grueso



Suelo fino erosionado



Parte superior suelo grueso grava Arcillosa inferior. Suelo fino limo arcilloso



Suelo grueso. Viviendas al filo de talud casi vertical



Construcciones en Llojeta Suelo fino torrente de barro



9No. Congreso Ibero Americano del Asfalto en Asuncion Paraguay Año1997



VI Congreso en Lima Peru AIMSEG



Este seria el coloquio realizado en la universidad mayor de san andres 2019



Delagación Boliviana al WORLD CONCRETE en Guadalajara México año 1997



Premiaciones a ABIG 25 aniversario



9º CONGRESO IBERO-LATINOAMERICANO DEL ASFALTO
Organizan: M.O.P.C. - CAVIALPA
Sede: Hotel del Yacht y Golf Club Paraguayo
2 al 7 de noviembre de 1997 - Asunción, Paraguay

Delagación Boliviana al WORLD CONCRETE en Guadalajara México año 1997

REGISTRO INSCRIPCIÓN

ASOCIACIÓN BOLIVIANA DE INGENIERÍA GEOTÉCNICA

DOCUMENTOS A PRESENTAR

1. Carta de solicitud al Presidente de la Asociación de Ingeniería Geotécnica
2. Formulario de solicitud de Admisión debidamente llenada
3. Fotocopia legible del Carnet de Identidad
4. Fotocopia del título Académico a nivel Licenciatura
5. Fotocopia del título en Provisión Nacional
6. Fotocopia legibles de los títulos y/o Diplomados de Especialización
7. Fotocopia del Registro de Inscripción en Sociedad de Ingenieros de Bolivia
8. Actividad profesional en alguna de las especialidades de la Geotecnia Mínimo 2 años
9. Curricular Vitae actualizado con respaldo en fotocopias
10. 2 fotografías 4x4 (fonso rojo)
11. Pago de 50\$us (cincuenta Dólares americanos) por inscripción

SOLICITUD DE ADMISIÓN

No.....

Nombre..... CI.....
Lugar de Nacimiento..... Fecha.....
Domicilio..... Zona.....
Teléfono..... Celular.....
Correo Electrónico

Titulo Universitario No.....
Universidad Fecha.....
Titulo en Provisión Nacional..... Fecha.....

ESTUDIOS DE ESPECIALIZACIÓN

Título Obtenido.....
Universidad Fecha.....
Titulo Obtenido.....
Universidad Fecha.....
Titulo Obtenido.....
Universidad Fecha.....
Registro SIB (RNI) Fecha.....
Registro en otras instituciones profesionales

DATOS DEL LUGAR DE TRABAJO

Empresa..... Ciudad.....
Dirección..... Teléfono.....

Asociación Boliviana de Ingeniería Geotécnica

ABIG

Han pasado 45 años desde octubre de 1975, en que se ha constituido la Asociación Boliviana de Ingeniería Geotécnica, la asociación ha trascendido en el tiempo, gracias al aporte invaluable de todos sus miembros, en este sentido se saluda a los ingenieros de esta noble especialidad a los cuales hacemos llegar un caluroso abrazo y nuestros mejores deseos, para proseguir en el desarrollo de nuestra sociedad.

La Paz, octubre de 2020



**EXCAVACIÓN
PROFUNDA
PROYECTO GREEN TOWER**



Pilotes de 800mm.
Estación Línea Celeste Teleférico



**Contención Permanente
con Soil Nailing.**
Proyecto Comando Bol 110



TERRAFUNDATIONS BOLIVIA

La Paz: Calacoto calle 9 #7979 Edif. Vitruvio II Of. 6J Telf. (591-2) 2 776248 / Cel. 752 10946
Santa Cruz: Av. San Martín # 1700 Edif. Centro Empresarial Equipetrol P3 (591-3) 3120996

✉ info@terrafoundations.com.bo

🌐 terrafoundations.com

📘 [TerraFoundationsBolivia](https://www.facebook.com/TerraFoundationsBolivia)



ABIG