

UNIVERSIDAD MAYOR, REAL Y PONTIFICIA DE SAN FRANCISCO XAVIER DE CHUQUISACA

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL



DIRECTORIO DE LA REVISTA

Alfredo Arancibia Chávez, MSc.
Decano de la Facultad de Ingeniería Civil

Juan José Rosales Valda, MSc.
Director de la Carrera de Ingeniería Civil



Contenido

PRESENTACIÓN	4
PRESENTACIÓN	5
Análisis y selección de bancos de préstamo con presencia de arcillas dispersivas a través del uso de azul de metileno, presa de tierra pampas de Padilla	7
Estabilización de suelos arcillosos con cal y ceniza volante para el tratamiento de la subrasante para tramo carretero Alegría - Barranca - Distrito 6 de la ciudad de Sucre	13
Diseño estructural sismorresistente aplicando la guía boliviana de diseño sísmico 2020 y aci 318-19, del tercer bloque de la Villa Bolivariana	25
Análisis comparativo del comportamiento bajo tasas distintas de carga en suelos arenosos en ensayos triaxiales no saturados	29
Efecto de la presión de los neumáticos en la distribución de esfuerzos verticales generados por el paso de un tractor en un perfil limo arenoso	37
Métodos de reconstitución para la caracterización mecánica de suelos de grano grueso en ensayos triaxiales	47
Métodos de estudio para determinar la vulnerabilidad sísmica en edificaciones patrimoniales en Bolivia	55
Variación de las propiedades de un cemento asfáltico tipo 60/70, por sobrecalentamiento en la etapa de almacenamiento y producción de una carpeta asfáltica	63
Análisis técnico del esfuerzo residual del pavimento rígido reforzado con macrofibra estructural sintético	71
Análisis, resolución y generalización a problemas selectos de la obra: el hombre que calculaba (segunda parte)	83





Presentación

En mi condición de Decano de la Facultad de Ingeniería Civil de la Universidad Mayor, Real y Pontificia de San Francisco Xavier de Chuquisaca, con profunda satisfacción presento a ustedes, el tercer número de la “**REVISTA INGENIUM**”, la cual como en anteriores versiones contiene artículos científicos que fueron elaborados por varios docentes de la Facultad, miembros de la Sociedad Científica de Estudiantes de Ingeniería Civil, así como por Ingenieros Civiles de nuestro medio, personas comprometidas y decididas que siempre están incursionando en el campo de la investigación, pese a las condiciones adversas que existen en nuestro medio.

Resalto la voluntad, el ímpetu, la responsabilidad y sobre todo el amor hacia la investigación que puso cada uno de ellos en la elaboración de los artículos que se presentan en esta 3ª edición.

Los trabajos presentados tienen un alto contenido científico, los mismos son inéditos y se refieren a problemas actuales que se presentan en el amplio campo de la Ingeniería Civil.

El lector encontrará artículos eficientemente planteados, los cuales cubrirán plenamente su expectativa

Estoy muy feliz y agradecido con Dios, porque la “**REVISTA INGENIUM**” está camino a la institucionalización, porque seguramente se seguirá publicando año tras año, en una fecha tan relevante para la comunidad Universitaria de Ingeniería Civil como es la del 10 de noviembre de cada año que transcurre, ocasión en la que celebramos la creación de la Carrera de Ingeniería Civil y coincidentemente la Facultadización, Siempre habrá motivación para que los investigadores sigan creando contenidos relevantes, porque la ciencia es dinámica y siempre habrá temas para investigar en el apasionante campo de la Ingeniería Civil

Una preocupación constante de las actuales autoridades fue la de equipar los laboratorios facultativos, para que los docentes ávidos de incursionar en el campo de la investigación lo hagan sin ningún contratiempo, hicimos todo lo posible para este propósito y para ello empleamos los recursos propios que genera nuestra amada Facultad.

Los artículos que se encuentran plasmados en la Revista quedarán de manera imperecedera para las futuras generaciones que pasarán por nuestras aulas a formarse como Ingenieros Civiles, porque siempre podrán acudir a la Biblioteca de la Facultad a interiorizarse del contenido de las mismas y de esa manera enriquecer sus conocimientos.

Reitero mi sincera felicitación a todos los organizadores de la Revista, a los miembros de la Comisión de Revisión y a los ingenieros y estudiantes que presentaron sus trabajos tan bien elaborados.

MS.c. Ing. Alfredo Arancibia Chávez
DECANO DE LA FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL
U.S.F.X.CH.

Presentación



En mi condición de Director de Carrera de Ingeniería Civil de la Facultad de Ingeniería Civil de la Universidad Mayor, Real y Pontificia de San Francisco Xavier de Chuquisaca, tengo el agrado de presentar a ustedes el tercer número de la Revista “INGENIUM”, la cual contiene artículos científicos actualizados relacionados con la apasionante área de “Ingeniería Civil”.

El mundo actual caracterizado por su dinámica en constante celeridad en todas las áreas del conocimiento humano plantea múltiples y complejos desafíos. Sin duda que la revista enaltece a la Carrera de Ingeniería Civil, permitiendo crecer académicamente, puesto que los artículos expuestos corresponden a temáticas actuales que se presentan en nuestra profesión.

Es por ello que con honda satisfacción pongo a consideración de los lectores el tercer número de la revista “INGENIUM” resaltando la relevante contribución que representa en el campo de la Ingeniería Civil.

El trabajo comprometido de todos los que conformamos la Facultad de Ingeniería Civil siempre nos permitirá el logro de los objetivos académicos. A tiempo de hacer votos porque la misma se siga publicando año tras año, porque la ciencia no se detiene y tampoco “Ingeniería Civil”, les pido que enriquezcan sus conocimientos con la calidad de cada artículo presentado en el material bibliográfico que tienen entre sus manos.

MS.c. Ing. Juan José Rosales Valda
DIRECTOR CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL
U.S.F.X.CH.



Análisis y selección de bancos de préstamo con presencia de arcillas dispersivas a través del uso de azul de metileno, presa de tierra pampas de Padilla

Jiménez, M.L.

Ingeniera civil – consultor en recursos hídricos (USFX), Destacamento 317, Ex Campus REFISUR, 573, Sucre, Bolivia.
E-mail: marialaurajimenez95@gmail.com.

Recibido: 03/10/2022

RESUMEN

El comportamiento de los suelos interviene en todo tipo de obra civil, es importante estudiar la conducta que tendrán durante y después de su ejecución. Una fracción de estos suelos es la parte fina la cual, por su estructura, origen composición o antecedentes geológicos requiere de un análisis particular por los efectos adversos que estos puedan causar. Siendo esta fracción la más utilizada en presas de tierra. Por su alta plasticidad tiene una buena compactación, causando también diversos problemas ante la presencia de arcillas dispersivas como lo son las fallas por sifonamiento.

Palabras clave: plasticidad, compactación, arcillas dispersivas, fallas, sifonamiento.

ABSTRACT

The conduct of the soils is involved in all type of civil works, it's important to study the behavior they will have during and after their execution. A fraction of these soils is the thin part which, due to its structure, composition origin or geological history, requires a particular analysis for the adverse effects that they may cause. This fraction is the most used in land dams. It has a good compaction for Its high plasticity, also causing a lot of problems in the presence of dispersive clays as are the fault by siphoning

Key words: plasticity, compaction, dispersive clays, fault, siphoning

INTRODUCCIÓN

La importancia del fenómeno de la dispersividad para la Ingeniería Civil sobre todo en la rama hidráulica fue reconocida por primera vez en la década del sesenta cuando se investigó en Australia el fallo por sifonamiento de pequeñas presas homogéneas de arcilla. “Identificación y Estabilización de Suelos Dispersivos” (Haramboure, Novoa, 2008:1-9).

Las fallas en presas de materiales sueltos pueden llegar a ser bastante catastróficas, tanto que cuando estas llegan al colapso implican pérdidas económicas, estructurales y hasta humanas ya que las cantidades de agua almacenada son de gran magnitud y destruyen todo a su paso. Fallas más comunes en presas de material suelto

Causa de fallas	%	
Rebase de cortina	30	
Sifonamiento	25	
Deslizamiento de taludes	15	
Pérdidas por filtraciones	13	
Erosión de taludes	5	
Combinaciones de varias	7	
Desconocidas	5	

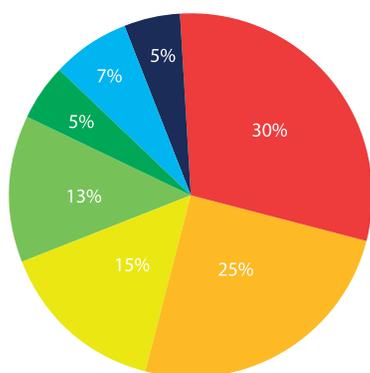


Figura 1. Fallas más comunes en presas de material suelto

MATERIALES Y MÉTODOS.

El proyecto de Pampas Padilla, consiste en la construcción de una presa de materiales sueltos y todas las obras complementarias, para el almacenamiento de las aguas que escurren en los ríos Lampazos y Punilla. Se pretende almacenar el escurrimiento de agua del período lluvioso, mediante una presa de 32 metros de altura con capacidad total de almacenamiento de 7, 150,642 m³, con un volumen útil de 4, 802,487 m³.

Los suelos dispersivos no pueden ser clasificados de manera visual o con ensayos rutinario como el análisis granulométrico. La identificación de los suelos dispersivos debería comenzar con el reconocimiento en campo

para determinar si existe algún indicador en la superficie, como ser turbidez en depósitos de agua, producción agrícola con poca cosecha y suelos áridos o con poca. Sin embargo, las arcillas dispersivas pueden estar en suelos fértiles donde tendremos gran vegetación

Para un mejor estudio de los suelos antes debe hacerse ensayos de clasificación, a continuación se tienen los principales:

Granulometría.- es la distribución de partículas a través de tamices ordenados por abertura, de mayor a menor, regido bajo las normas ASTM D2487-17 y ASTM D3282



Figura 2. Resumen Granulométrico de las curvas de los ensayos

Límites de consistencia.- se define como la separación de los estados que puede presentar un suelo y que son: sólido, semisólido, plástico y semilíquido, regido en la norma ASTM D4318

Los ensayos de dispersión son 3 pero también se aplicó el uso de azul de metileno.

Ensayo Doble Hidrometría: Este ensayo determina la distribución de las partículas por el tamaño de las mismas. Mediante un ensayo paralelo de hidrometría, la diferencia es que el segundo no posee dispersión química ni agitación mecánica, es un ensayo regido por la ASTM D4221

Ensayo Pinhole: Desarrollado para medir la capacidad de dispersión de un suelo de grano fino compactado, por el cual debe fluir agua a través de un agujero el cual simula el flujo del agua a través de una grieta. Este ensayo esta normado según la ASTM D4647. El método inicia con el flujo horizontal de agua destilada a una carga hidráulica de 50, 180, 380 y 1020 mm a través de un agujero de 1.0 mm de diámetro y 25.4 mm de longitud perforado en la muestra de suelo.

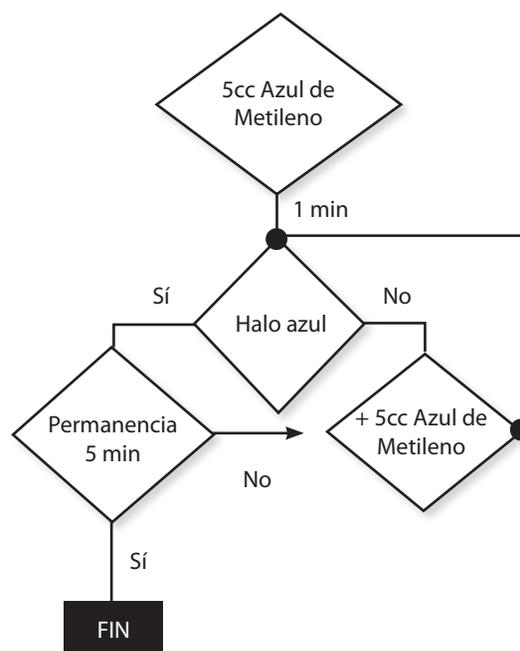
Ensayo de Crumb: Conocido también como ensayo de desmenuzamiento. El ensayo consiste en preparar un

espécimen en forma de cubo, de unos 15 mm de arista (1/4" a 3/8") secado al aire y temperatura ambiente. Se sumerge cuidadosamente en un recipiente con 250 ml de agua destilada, se observa la tendencia de las partículas de arcilla a formar una suspensión coloidal, enturbando el agua.



Figura 3. Proceso del ensayo de Crumb

Azul de Metileno.-La prueba de Azul de Metileno tiene la capacidad estimar el intercambio catiónico de los sólidos en los fluidos, a través de la adsorción de azul de metileno. La prueba consiste en dosificar muestras de azul de metileno en combinación con suelo. Incrementando azul de metileno cada 5cc por halo fallido.



Esquema 1. Proceso del halo de azul

Para una estimación de esta, se rige bajo la siguiente ecuación basada en la superficie específica:

$$Se = \frac{1}{W_{mol}} * \frac{1}{200ml} * (N * 0.5ml) * N_{av} * A_{am} * \frac{1}{W}$$

Donde:

Se: superficie específica (m²/g).

Wmol: peso molecular del azul de metileno 319.85 g/mol.

N: número de incrementos de 0.5ml de azul de metileno (el doble al valor de ml de azul de metileno).

Nav: número de Avogadro 6.02*10²³.

Aam: superficie específica de la molécula de azul de metileno 1.30*10⁻¹⁸ m² o 130 angstroms.

El azul de metileno no es una prueba determinativa pero si complementaria, que permite evaluar el valor de superficie específica con la que se puede saber a qué familia pertenece la muestra y ver si esta es dispersiva o no. El comportamiento de las arcillas está ligado a su composición y a su capacidad de intercambio catiónico brindando información a través de su superficie específica para saber con qué tipo de suelo se está tratando.

A continuación se muestra los esquemas de todos los ensayos y sus recomendaciones.



Esquema 1. Ensayos de laboratorio.

RESULTADOS

Crumb.- un ensayo bastante sencillo pero a la hora de compararlo con otras pruebas resulto bastante variante por lo que, si bien este es un ensayo estándar de dispersividad no debería ser el único que se haga a la hora de seleccionar un banco y solamente servir de referencia.

Doble hidrometría.- es un ensayo algo complejo a la hora de realizar las planillas y también bastante moroso, ya que se necesita de 1440 minutos para realizarlos. lo que implica un día entero para realizar una prueba. Y en casos de campamentos o pruebas de campo este ensayo resulta difícil ya que no se hace solo se necesita de una prueba por día.

Pinhole.- Es quizá la mejor prueba que puede realizarse a un suelo para determinar su dispersividad, solo se debe tener muy claro su clasificación y ser bastante observativo.

Azul de metileno.- el azul de metileno tiene doble funcionalidad, muy aparte de brindar un resultado dispersivo clasifica a las arcillas según la familia que correspondan lo que a la hora de aprobar y desechar bancos es bastante útil.

CONCLUSIONES

El ensayo de azul de metileno, si bien no es muy usado y también existe muy poca bibliografía, uno debe adentrarse a lo que está realizando y que resultado obtendrá, dependerá mucho de la percepción visual y equipo gracias a este ensayo se identificó dos aspectos, el primero: determina a qué familia de arcillas pertenece la muestra y segundo de acuerdo a esta valoración identificar si estos suelos son dispersivos expandibles o hasta combinables.

RECOMENDACIONES

Aplicar el ensayo de azul de metileno para el uso de aditivos naturales como ser el mezcla con otros bancos de préstamo, pues estos pueden crear mayor o menor dispersividad al combinarse tal es el caso de la Esmectita(Montmorillonita) que son los suelos bastante dispersivos, los Caoliníticos son menos dispersivos. Pero la mezcla de caolinita con esméctica puede ser dispersivo, es por ello que es importante saber con qué tipo de suelo estamos tratando.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Clark J. (1986) Mechanics, Identification, Testing, and Use of Dispersive Soil in Zimbabwe (Mecanismos, identificación, pruebas y uso de suelos dispersos en Zimbabwe).
- McElroy C. (1987) Using Hydrated Lime to Control Erosion of Dispersive Clays (Uso de cal hidratada para controlar la erosión de arcillas dispersivas), publicación especial de Geotecnia 10
- Terzaghi K. (1982) Geotechnical special publication, (Publicación especial de Geotecnia).
- Trejo A., (2008) Identificación de arcillas dispersivas en llanuras costeras del golfo de México, Tesis de maestría, Universidad Nacional Autónoma de México UNAM.
- U.S.Bureau of Reclamación (USBR, 1987) Small Dams, Washington
- ASTM D2216, (2010) Standard Test Methods for Laboratory Determination of Water (Métodos de prueba estándar de laboratorio para la determinación de agua)
- ASTM D2487, (2017) Unified Soil Classification System (Sistema de clasificación de suelos unificado).

- ASTM D4318, (2010) Standard Test Methods for Liquid Limit, Plastic Limit, and Plasticity Index of Soils (Métodos de prueba estándar para límite líquido, límite plástico e índice de plasticidad de suelos).
- ASTM D4221, (2018) Standard Test Method for Dispersive Characteristics of Clay Soil by Double Hydrometer (Método de prueba estándar para las caracterización de dispersión de suelos arcillosos con doble hidrómetro).
- ASTM D4647, (2020) Standard Test Methods for Identification and Classification of Dispersive Clay Soils by the Pinhole Test (Métodos de prueba estándar para la identificación y clasificación de suelos arcillosos dispersivos mediante la prueba Pinhole).
- ASTM D6572, (2021) Standard Test Methods for Determining Dispersive Characteristics of Clayey Soils by the Crumb Test (Métodos de prueba estándar para determinar las características de dispersión de suelos arcillosos mediante la prueba de desmoronamiento).



Estabilización de suelos arcillosos con cal y ceniza volante para el tratamiento de la subrasante para tramo carretero Alegría - Barranca - Distrito 6 de la ciudad de Sucre

Chicchí Callamullo Jesús Eliezer^a, Llave Gudiño O.M.^b

a Ingeniero Civil de la Facultad de Ingeniería Civil (USFX), Destacamento 317, Ex Campus REFISUR, 573, Sucre, Bolivia. E-mail: eliezer.chicchí.c@gmail.com

b Ingeniero Civil de la Facultad de Ingeniería Civil (USFX).

RESUMEN

El propósito de estabilizar un suelo es mejorar sus propiedades físicas, mecánicas con el fin de obtener un material de fundación satisfactorio, ya que en muchas ocasiones los suelos no presentan las mejores características para ser usados en los diferentes proyectos de ingeniería, ya que presentan una resistencia deficiente, sufren deformaciones y a largo plazo se deterioran de manera negativa a causa de los agentes atmosféricos, por esta razón es necesario realizar ciertas adecuaciones o procesos que permitan mejorar estas características y volver aptos para su uso, así evitar transporte de material adicional que aumenta los costos de las obras y el daño ambiental producto de la explotación de este. El objetivo de esta investigación se realizó con el fin de buscar la mejor alternativa de estabilización de suelos, incorporando diferentes porcentajes de cal y cenizas de carbón para mejorar las propiedades físicas y mecánicas del suelo, de acuerdo a los estudios de suelos realizados en la subrasante, corresponde a un suelo arcilloso tipo A-6 (7), fue por ello que se procedió a una estabilización química añadiendo en diferentes porcentajes de 2%, 4% y 6% de cal hidratada, 15%, 20% y 25% de cenizas de carbón, de los cuales se determina el porcentaje óptimo del estabilizante y por consiguiente mejorar la capacidad de soporte de la subrasante.

Palabras clave: Estabilización, Diseño de mezcla suelo estabilizante, Suelo-cal, Suelo- cenizas de carbón.

ABSTRACT

The purpose of stabilizing a soil is to improve its physical and mechanical properties in order to obtain a satisfactory foundation material, since on many occasions soils do not have the best characteristics to be used in different engineering projects, since they present a poor resistance, they suffer deformations and in the long term they deteriorate negatively due to atmospheric agents, for this reason it is necessary to carry out certain adaptations or processes that allow improving these characteristics and making them suitable for use, thus avoiding transport of additional material that increases the costs of the works and the environmental damage resulting from its exploitation. The objective of this research was carried out in order to find the best alternative for soil stabilization, incorporating different percentages of lime and coal ash to improve the physical and mechanical properties of the soil, according to the soil studies carried out in the subgrade. , corresponds to a clayey soil type A-6 (7), which is why a chemical stabilization was carried out, adding in different percentages of 2%, 4% and 6% of hydrated lime, 15%, 20% and 25% of coal ashes, from which the optimum percentage of the stabilizer is determined and therefore improve the support capacity of the subgrade.

Key words: Stabilization, Stabilizing soil mix design, Soil-lime, Soil-coal ash.

INTRODUCCIÓN

La estabilización química consiste en alterar las propiedades del suelo usando un cierto aditivo, el cual, mezclado con el suelo, normalmente produce un cambio en las propiedades moleculares superficiales de los granos del suelo y en algunos casos, pega los granos entre sí de modo de producir un incremento en su resistencia.

El principio de estos tratamientos, se basa en la alteración del comportamiento de las arcillas mediante fenómenos de intercambio iónico y de modificación física de la estructura de sus partículas.

Zona de estudio

El tramo Alegría - Barranca se encuentra en el distrito 6 de la ciudad de Sucre, con coordenadas geográficas 18°59'34,8468" S, 65°16'32,7396" W y 18°59'01,8672" S, 65°18'12,996" W respectivamente.

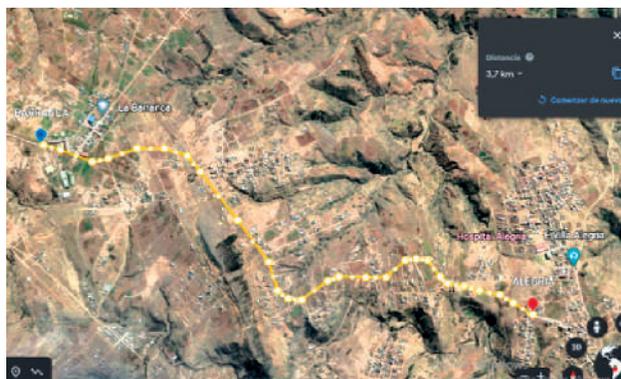


Figura 1: Vista satelital del tramo Alegría - Barranca

Fuente: <https://earth.google.com/web/@-18.9824597,-65.30223524,2948.37106612a,1970.29360415d,30y,0h,-0t,0r>

MATERIALES Y MÉTODOS

En esta etapa se recopiló y se seleccionó toda la documentación existente concerniente a las características y datos de la comunidad Alegría-Barranca, procesos de estabilización y normativas para la realización de los estudios descritos. Dicha documentación sirvió de base para organizar el trabajo de campo y laboratorio.

Suelo

En general los resultados más espectaculares se han obtenido en las modificaciones de suelos altamente plásticos es decir suelos arcillosos, en este sentido, se debe realizar ensayos de identificación de suelos.

El criterio de selección de la Aashto establece:

DESCRIPCIÓN	REQUERIMIENTOS A CUMPLIR
Porcentaje que pasa el tamiz N° 200	Mayor a 25 %
IP	IP > 10 %
Contenido de materia orgánica	Menor a 2 %

Tabla 1: Requisitos exigidos al suelo

Fuente: Manual de diseño de conservación vial ABC

El primer paso es identificar las principales características de comportamiento de cada uno de los materiales del subsuelo, tales como, su plasticidad, permeabilidad, granulometría, porosidad, resistencia y entre otros.

Las muestras fueron extraídas cerca de 1,50 m a 2 m de profundidad con la finalidad de apreciar el perfil estratigráfico del suelo y así mismo evitar que el material no contenga material orgánico, tal como se aprecia en las siguientes figuras 2.



a). Muestra 1



b). Muestra 2

Figura 2: Perfil estratigráfico de la muestra. a) muestra 1, b) muestra 2

Se realizaron 3 puntos de muestreo, con un área que garanticen sacar el material libremente, de estas 2 constan de una profundidad de 1,5 a 2 metros y la tercera a una profundidad de 1 metro. El objetivo de la tercera fue constatar que el suelo en estudio poseía las mismas características físicas que las muestras de mayor profundidad.

M	h (m)	COORDENADAS	
		S	W
1	1,5	18°59'31,8768"	65°17'23,3484"
2	1,8	18°59'17,4804"	65°17'33,5508"
3	1	18°59'10,5864"	65°17'39,0876"

Tabla 2: Coordenadas geográficas de las muestras obtenidas.

Se extrajo aproximadamente 400 kg de muestra por punto, el material extraído se colocó en sacos de 50 kg, posteriormente se trasladó al laboratorio de la facultad de Ingeniería Civil, para ser analizado y realizar los respectivos ensayos de laboratorio, con el fin de conocer sus características físicas y mecánicas del suelo.

Cal

Para evitar malos resultados en la estabilización se considera una cal de buena calidad, con alto porcentaje de cal libre que este mayor a 90% de óxido de calcio.

La incorporación de la cal mejora en muchos casos las características plásticas de los suelos, haciéndolos más friables y por, sobre todo, aumentando considerablemente el valor soporte, acción que se ha demostrado continua en función del tiempo. Así mismo la cal elimina la susceptibilidad al agua de los suelos cohesivos, reduciendo la tendencia al hinchamiento de los mismos.

La cantidad de cal varía en función de la necesidad que se tenga y de las propiedades del suelo utilizado en la estabilización. Generalmente los porcentajes de cal utilizados en una estabilización varían de un 2 a 6 % en peso, la dosificación depende del tipo de arcilla, este porcentaje debe determinarse en el laboratorio.

La muestra del hidróxido de calcio que se utilizó para la realización de las pruebas de estabilización, fue comprada por bolsas de 20 kg de la fábrica San Pablo una de las fábricas que se dedica a esta actividad en la ciudad de Sucre, ubicada en la zona de Fancesa cuyo material prima proviene de la cantera Esmeralda a 1 hora con 30 minutos de la ciudad de Sucre.

Características físico-químicas:

CaO: 76,8% - 80%
Ca(OH)2: 80% - 90%



Figura 3: Piedra caliza de la cantera Esmeralda

Ceniza volante

La composición química y física de las cenizas es compleja y muy variada, donde sus componentes y propiedades producen efectos en las mezclas de concreto. Los países

desarrollados han logrado establecer normas; sin embargo, estas son solamente guías para determinar la calidad de las cenizas.

Con los requerimientos físicos y químicos de las cenizas, establecidos por las normas A.S.T.M C 618 y UNE 83 - 415, no es suficiente para que la ceniza volante analizada, cumpla con las ventajas en la aplicación en las obras ingenieriles.

COMPONENTE		CLASE F	CLASE C
SiO ₂ +Al ₂ O ₃ +Fe ₂ O ₃	%Mín	70	50
SO ₃	%Máx	5	5
Contenido de humedad	%Máx	3	3
Perdida al fuego	%Máx	12	6
MgO	%Máx	5	5
Alcalis, como Na ₂ O	%Máx	1,5	1,5

Tabla 3: Requisitos químicos para las cenizas volantes según la norma ASTM C618.

Fuente: Luz Elena Santaella Valencia, Caracterización física y química y mineralogía de las cenizas volantes

El éxito de la ceniza volante depende de la composición química; debe contener altas proporciones de sílice, aluminio y hierro, elevada finura, mínimo de contenido de carbón, bajo porcentaje de pérdidas por ignición y un elevado peso específico.

La recolección de la muestra se realizó en las industrias ladrilleras, ubicada en la región de Campanero Sur, ciudad de Santa Cruz, a 510 Km de la ciudad de Sucre, En la figura 4 se puede observar la vista de la planta y zona de obtención de ceniza volante.



Figura 4: Ceniza volante de carbón

Agua

El agua utilizada en la mezcla suelo – cal debe ser libre de aceites, ácidos, azúcares, materia orgánica y cualquier sustancia perjudicial, en conclusión, se debe utilizar agua potable.

Fórmula de trabajo

La fórmula de trabajo se obtiene a partir del análisis de diferentes parámetros del suelo a estabilizar mediante una serie de ensayos, los cuales serán determinados bajo las especificaciones de las normas ASTM y AASHTO respectivas para cada uno. Los suelos serán analizados con diferentes porcentajes de cal a fin de encontrar un porcentaje óptimo de la misma, para el suelo en particular.

Método gráfico AASHTO T220 (Determinación de la resistencia mezcla suelo-cal)

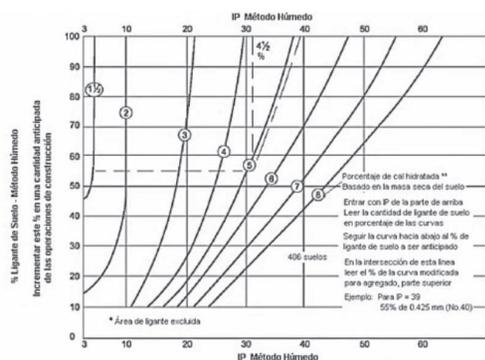


Figura 5: Ábaco de correlación para diferentes porcentajes de cal para estabilización de subrasante y bases.

Fuente: Manual de Aashto

El ábaco no es aplicable para suelos con menos del 10% que pasa el tamiz N°40 y material no cohesivo (IP menor a 3).

Porcentajes de cal relativamente puras, usualmente 90% o más de hidróxido de calcio y/o Mg y 85% o más que pasa el tamiz N°200.

Es una gráfica que correlaciona el índice plástico con el porcentaje ligante del suelo, esto se obtiene sabiendo el porcentaje que pasa la malla N°40. En la figura 5 hay diferentes curvas el cual representa los porcentajes de cal y la forma de usar es muy sencilla:

- Entrar por el eje superior con el índice plástico. Bajar de manera paralela a la curva más cercana.
- Con él % que pasa la malla 40 entrar por el eje de la izquierda, trazando una recta horizontal hasta intersectar a la curva del índice plástico.
- En el punto de intersección subir una recta de manera vertical hasta llegar al eje superior.
- La curva inmediata a la derecha será la del porcentaje óptimo de cal.

Sin embargo, se debe tener algunas precauciones, este método son correlaciones fue hecho de manera empírica en base a muchos suelos que se estudiaron en los EEUU.

Otro factor es que se hizo con cal hidratada con una calidad del 90% de contenido calcio.

Análisis y diseño de mezclas suelo - cal y cenizas de carbón.

La metodología adoptada para la presente investigación es la propuesta por la Junta De Investigaciones del Transporte, que proporciona una secuencia de actividades para la evaluación de estabilizantes químicos usados en la estabilización de suelos. Los ensayos que se consideran son:

- Ensayos preliminares
- Ensayos de compactación
- Ensayos de resistencia

Ensayos preliminares

Estas pruebas están destinadas a determinar las características físicas y mecánicas del suelo. Para poder determinar las características físicas se realizan ensayos de Granulometría, Límites de Atterberg y otros, los cuales nos permiten clasificar el suelo dentro del sistema AASHTO.

Paralelamente se fue realizando pruebas para determinar las propiedades físicas y químicas del cal hidratada y cenizas de carbón, para determinar la aptitud del mismo. Se deberá determinar el estabilizante más conveniente para la aplicación en el trabajo de investigación.

Características físico - químicas de la subrasante

El suelo fue analizado en el laboratorio de medio ambiente y recursos naturales del Instituto Tecnológico de Alimentos (I.T.A.), con el propósito de identificar en específico el tipo de suelo en estudio.

PARÁMETROS	UD	RESULTADOS
pH	-	8,7
Materia orgánica	%	0,06
Aluminio	mg/kg	24895

Tabla 4: Composición química del suelo (M-1)

Fuente: I.T.A. (Instituto de Tecnología de Alimentos)

Determinación del porcentaje inicial probable óptimo de cal

El suelo será analizado con diferentes porcentajes de cal a fin de encontrar un porcentaje óptimo de la misma, para el suelo en particular.

Para esto se hace uso del ábaco (Método gráfico de la AASHTO) tal como se muestra en la figura 5, una vez realizado la clasificación de suelos se tiene un $IP = 13,9\%$ y porcentaje que pasa la malla N°40 = $88,36\%$, por lo que se puede observar en el ábaco un valor inicial de $2,40\%$ de cal para el suelo en estudio.

Ensayos de compactación

Para los ensayos de compactación suelo – cal se determinó un porcentaje inicial de cal, en base a los resultados de granulometría y límites del suelo natural, según el método gráfico de la AASHTO T-220 (Determinación de la resistencia mezcla suelo-cal) dio un porcentaje inicial de $2,40\%$ de cal, para el presente estudio se analizó para diferentes porcentajes de 2% , 4% y 6% de cal.

Altos niveles de cenizas de carbón debido que no se controla la temperatura de incineración de la madera.

Ensayos de resistencia

La finalidad de este ensayo es determinar la capacidad soporte de los suelos compactados en laboratorios con una humedad óptima y niveles de compactación variables. El CBR es una medida comparativa de la resistencia del suelo en condiciones controladas de densidad y humedad, vamos a utilizar el material que pase por el tamiz N°4.

RESULTADOS

Resultados de los ensayos del material en estado natural.

Se analizó el suelo más desfavorable correspondiente a la muestra 1 de tipo A-6(7).

Análisis Granulométrico por Tamizado.

RESUMEN GRANULOMÉTRICO		
Gravas	%	6,14
Arenas	%	27,07
Arcillas y limos	%	66,79

Tabla 5: Resultados del Ensayo de Análisis Granulométrico.

Ensayo Próctor Modificado T-180

PROCTOR MODIFICADO	
MATERIAL / MUESTRA	SUELO - 1
ÓPTIMO CONT. DE HUMEDAD (%)	15
MÁXIMA DENSIDAD SECA (gr/cm ³)	1,755

Tabla 6: Resultados del ensayo Próctor Modificado del suelo natural.

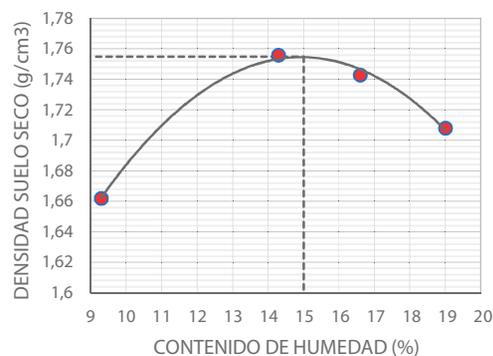


Figura 6: Curva de Compactación.

Ensayo de CBR

	C. B. R.	
	0,1"	0,2"
D. Máx. 100%	3,63	4,30
D. Máx. 95%	3,41	4,12
D. Máx. 90%	3,21	3,94
% Exp.	10,44	

Tabla 7: Resultados de CBR

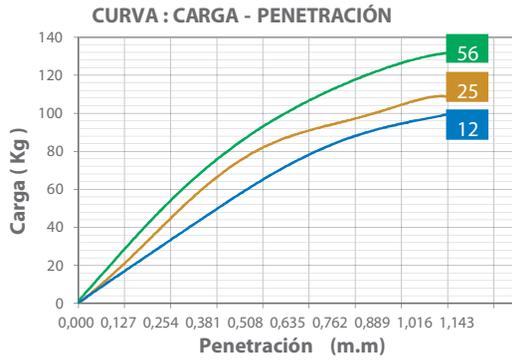


Figura 7: Curva CBR carga – penetración suelo natural resultados de la estabilización con cal.

Límites de consistencia

MATERIAL	LL(%)	LP(%)	IP(%)
100% S.N.	34,28	20,43	13,90
98% S.N. + 2% Cal	32,03	22,08	9,90
96% S.N. + 4% Cal	31,76	25,56	6,20
94% S.N. + 6% Cal	35,01	31,78	3,20

Tabla 8: Límites de consistencia

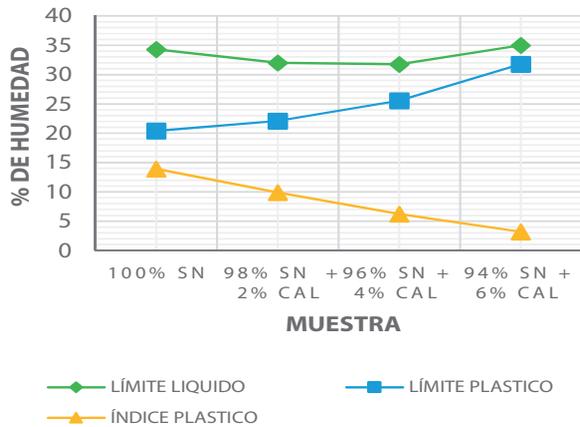


Figura 8: Variación de los límites de Atterberg con el contenido de cal

Con los diferentes porcentajes de cal observamos cómo se reduce la región plástica, es decir modificamos el comportamiento del suelo, además al bajar el contenido de agua este pasa bruscamente de un estado plástico en otras palabras deformable y viscoso a un estado sólido más rígido y friable.

Esta inmediata reducción del contenido de agua se debe primero porque añadimos un polvo seco (cal viva o cal apagada), provocando un intercambio iónico de los cationes que estabilizan la estructura laminar de las arcillas.

Compactación con cal

En las curvas de compactación se observa cómo se modifican la densidad seca máxima una vez tratados con cal, este va ser menor es decir se sitúa debajo y a la derecha del suelo natural y también la humedad óptima para compactar será de un 2 a 3% mayor que la del suelo natural.

Esta ligera reducción de la densidad no debe interpretarse como un inconveniente, por el contrario, las ventajas son evidentes, al ser más fácil alcanzar la densidad máxima y permitir trabajar con contenidos más elevados de humedad del suelo.

PRÓCTOR MODIFICADO				
Material	100% SN	98% SN + 2% Cal	96% SN + 4% Cal	94% SN + 6% Cal
Óptimo contenido de humedad (%)	15	17,7	17	16,5
Máxima densidad seca (g/cm ³)	1,755	1,682	1,639	1,645

Tabla 9: Ensayo Próctor Modificado.

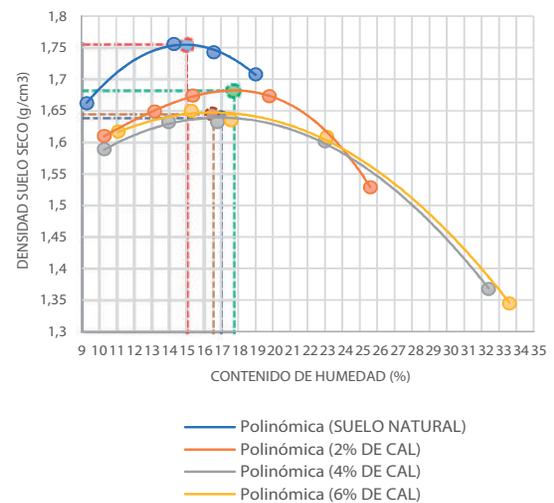


Figura 9: Curvas de compactación suelo – cal

Ensayo de CBR

En las curvas de CBR observamos cómo se va incrementando nuestra capacidad de soporte, esto es gracias a la reacción química entre el suelo y la cal reduciendo rápidamente la plasticidad del suelo, su hinchamiento, mejorando su compactabilidad y aumentando su capacidad de soporte.

MATERIAL	CBR al 95% de M.D.S. (%)	CBR al 100% de M.D.S. (%)
	0,2"	0,2"
100% SN	4,12	4,3
98% S.N. + 2% Cal	65,86	88,51
96% S.N. + 4% Cal	78,25	93,16
94% S.N. + 6% Cal	91,22	98,56

Tabla 10: Resultados del ensayo de CBR suelo – cal



Figura 10: Incremento del valor de soporte CBR para densidad máxima al 95% resultados de la estabilización con cenizas de carbón

Límites de consistencia

Con los diferentes porcentajes de cenizas de carbón observamos cómo se reduce la región plástica, es decir modificamos el comportamiento del suelo, además al bajar el contenido de agua este suelo pierde su carácter pegajoso y pasa a tener un aspecto granular.

MATERIAL / MUESTRA	LL (%)	LP (%)	IP (%)
100% SN	34,28	20,43	13,9
85% S.N. + 15% CC	35,26	23,91	11,4
80% S.N. + 20% CC	34,66	24,82	9,8
75% S.N. + 25% CC	32,69	26,11	6,6

Tabla 11: Límites de consistencia

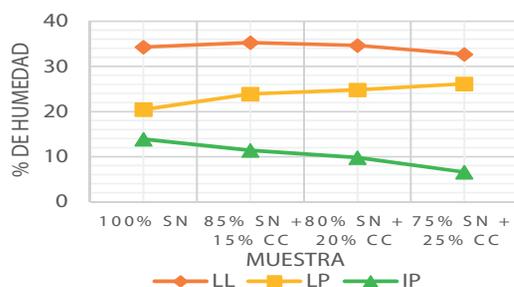


Figura 11: Variación de los límites de Atterberg con el contenido de cenizas de carbón

Compactación con cenizas de carbón

En las curvas de compactación también vemos como se modifican la densidad seca máxima una vez tratados con cenizas de carbón este va ser menor es decir se sitúa debajo y a la derecha del suelo natural, este fenómeno ocurre por el carbón aportado como sustituto al suelo ya que tiene propiedades de absorber la humedad.

PRÓCTOR MODIFICADO				
MATERIAL / MUESTRA	100% Suelo Natural	85% Suelo Natural + 15% Ceniza de Carbón	80% Suelo Natural + 20% Ceniza de Carbón	75% Suelo Natural + 25% Ceniza de Carbón
ÓPTIMO CONTENIDO DE HUMEDAD (%)	15	15,5	15,55	15
MÁXIMA DENSIDAD SECA (g/cm3)	1,755	1,661	1,651	1,665

Tabla 12: Ensayo Próctor Modificado

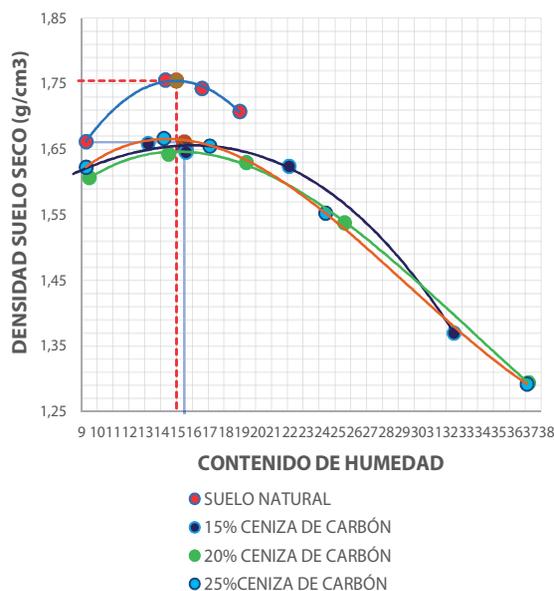


Figura 12: Curva de compactación suelo – cenizas de carbón.

Ensayo de CBR

En las curvas de CBR observamos cómo se va incrementando nuestra capacidad de soporte, esto es gracias a la reacción química entre el suelo y la ceniza de carbón reduciendo la plasticidad del suelo, su hinchamiento, mejorando su compactación y aumentando su capacidad de soporte.

MATERIAL / MUESTRA	CBR al 95% de M.D.S. (%)	CBR al 100% de M.D.S. (%)
	0,2"	0,2"
100% S.N.	4,12	4,3
85% S.N.+ 15% CC	17,52	21,97
80% S.N.+ 20% CC	42,08	71,34
75% S.N.+ 25% CC	56,91	68,57

Tabla 13: Resultados del ensayo de CBR suelo – cenizas de carbón

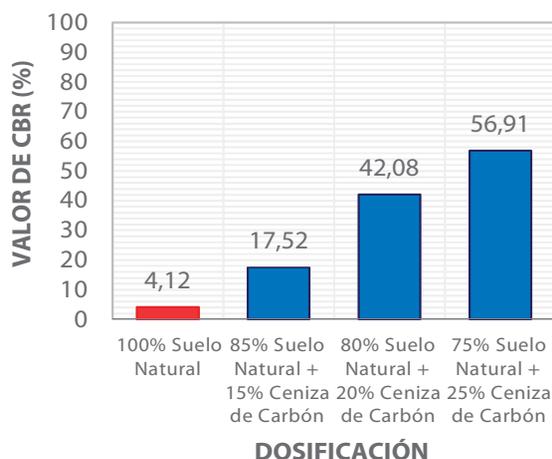


Figura 13: Aumento del valor de soporte CBR para densidad máxima al 95%

Criterios de selección del porcentaje óptimo del estabilizante según el manual de la ABC que está en base a la Aashto.

El manual de la ABC nos da algunos criterios que se deben considerar:

Tomando como referencia para la conformación de la **capa subbase**.

Criterios de selección para porcentaje óptimo de cal			
Parámetros	Norma ABC	Suelo estabilizado	Suelo natural
Cbr	Cbr ≥ 40%	78,25	4,12%
% Expansión máxima	Expansión máx.= 2%	0,33%	10,44%
Índice de plasticidad	IP ≤ 6% (máx. 8%)*	6,20%	13,90%
Límite liquido	LL > 25%	31,76%	34,28%

*Puede permitirse IP máx. 8% siempre que el equivalente de arena sea mayor a 30%.

Tabla 14: Criterio de selección del porcentaje óptimo de cal, según capa sub base.

Fuente: Manual de la ABC

Tomando como referencia para la conformación de la **capa base**.

Criterios de selección para porcentaje óptimo de cal			
Parámetros	Norma ABC	Suelo estabilizado	Suelo natural
Cbr (100% d.S.M.)	Cbr ≥ 90%	93,16%	4,12%
% Expansión máxima	Expansión máx.= 0,5%	0,33%	10,44%
Índice de plasticidad	Ip ≤ 6% (máx. 8%)*	6,20%	13,90%
Límite liquido	LI ≤ 25%	31,76%	34,28%

*Puede permitirse IP máx. 8% siempre que el equivalente de arena sea mayor a 30%.

Tabla 15: Criterio de selección del porcentaje óptimo de cal, según capa base.

Fuente: Manual de la ABC

Como nuestra subrasante estabilizada es excelente para 4% de cal, presenta un CBR=78,25% con Mr=41612Psi. Entonces se podrá prescindirse de la capa sub base, es decir nuestra subrasante estabilizado se comportará como una capa base, pero se debe colocar una capa base ya que es la capa que recibe la mayor parte de los esfuerzos producidos por los vehículos, esta capa debe contener un material pétreo seleccionado preferentemente triturado, esto para evitar si en caso la subrasante estabilizada presente fisuras y esto refleje a la carpeta asfáltica.

Los esfuerzos debido al tráfico vehicular deben diluirse antes de la subrasante natural, sino ocurre esto significa que el diseño de las capas estructurales no es lo correcto, por lo que se debe volver a realizar el diseño.

CONCLUSIONES

Según la clasificación de suelos, mediante el sistema AASHTO, el suelo estudiado de la subrasante corresponde a un **Suelo Arcilloso** tipo A-6(7), con índice de plasticidad **IP de 13,90%**, tiene una baja capacidad de

soporte de **CBR=4,12%** resultando ser una **subrasante pobre**. Fue entonces que se procedió a estabilizar químicamente el suelo para mejorar sus propiedades físicas y mecánicas.

Los **porcentajes óptimos** para la estabilización de suelos con **cal y cenizas de carbón** son de **4% y 20%** respectivamente, con estos porcentajes logramos reducir la plasticidad del suelo natural hasta un 6,20% y 9,80% respectivamente, con esto se disminuye su compresibilidad e hinchamiento del suelo, esto se traduce en evitar los cambios de volumen cuando se tiene presencia de agua.

Con los porcentajes óptimos de cal y cenizas de carbón **incrementamos** considerablemente la **capacidad de soporte del suelo (CBR) hasta 78,25% y 42,08%** respectivamente de los agentes estabilizantes, con estos porcentajes logramos obtener una **subrasante excelente** de acuerdo a las especificaciones del manual de la Aashto y Manual de Transporte de Carreteras, entonces podemos decir que el suelo de **LA SUBRASANTE QUEDA ESTABILIZADA**.

Ensayos en laboratorio



Figura 14: Ensayo de Límites de Atterberg



Figura 15: Dosificación suelo – cal



Figura 16: Dosificación suelo – cenizas de carbón



Figura 17: Ensayo de compactación T-180



Figura 18: Muestras secado en horno



Figura 19: Medición de la expansión

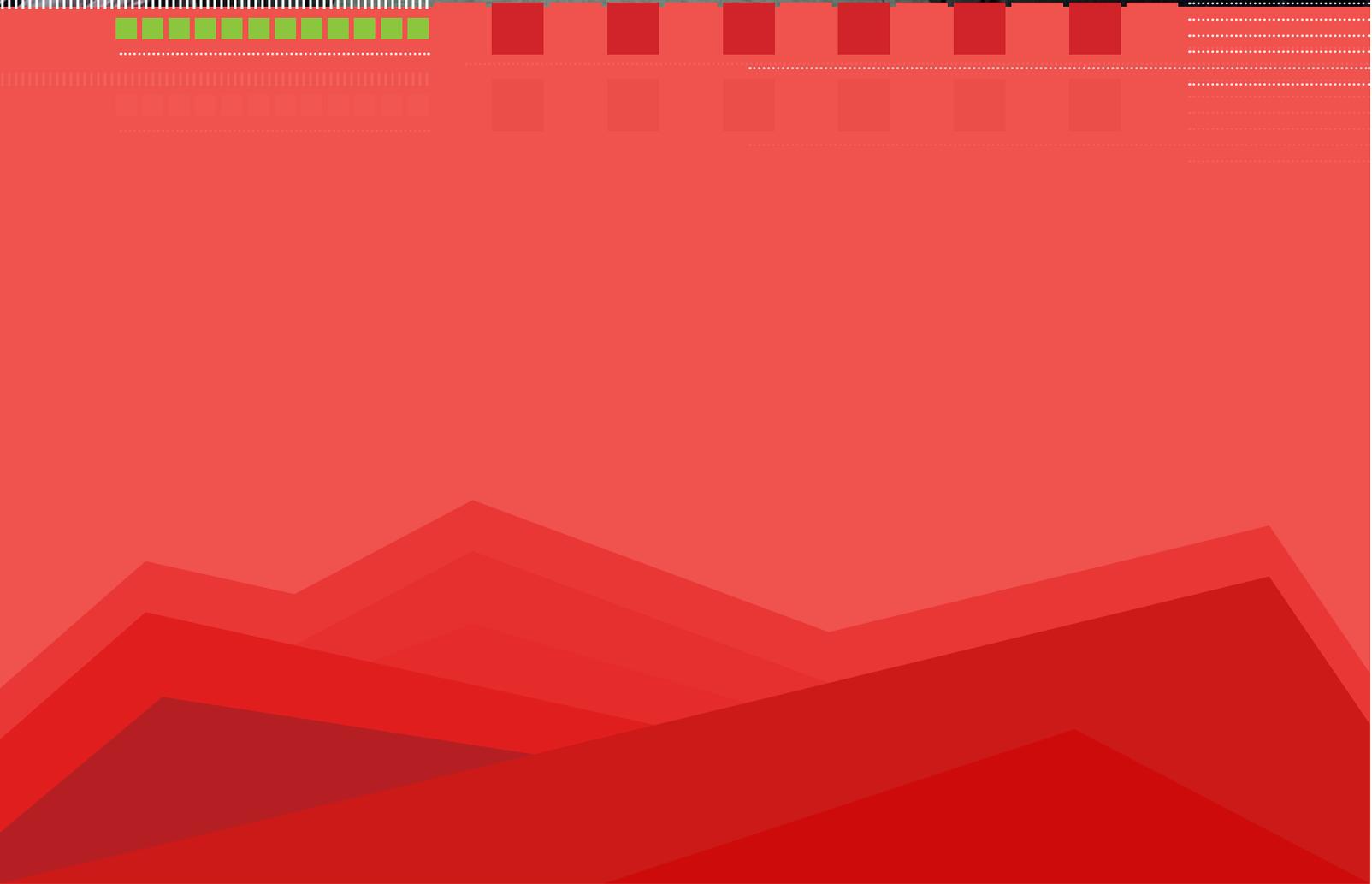


Figura 20: Ensayo de penetración CBR

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ABC, *Manual de diseño de conservación vial*. Bolivia.
- Carpio, F. M. G., (2018). *Análisis experimental de suelos estabilizados con ceniza volante, cemento y cal para subrasante mejorada de pavimentos en la ciudad de Puno*. Puno-Perú.
- Castelló, J. D. B., (2012). *El tratamiento de Suelos Arcillosos con Cal*.
- Das, B. M., (2012). *Fundamentos de Ingeniería Geotécnica*. México.
- Das, B. M., (2014). *Fundamentos de Ingeniería Geotécnica*. México.
- Fonseca, A. M., (2002). *Ingeniería de Pavimentos para Carreteras*. 2da Edición ed. Colombia: Stella Valbuena de Fierro.
- Fernández R., & M. López, Díaz J. *Manual de estabilización de suelos con cemento y cal*. Madrid.
- Goñas L. O., (2019). *Estabilización de suelos con cenizas de carbón para uso como subrasante mejorada*, Chachapoyas Perú 2019.
- Gómez, M. G. P., (2018). *Estabilización de un suelo con cal y ceniza volante*. Bogotá.
- Heber Manrique Huevo Maldonado, A. C. O. M., (2009). *Guía básica para estabilización de suelos con la cal en caminos de baja intensidad vehicular en el Salvador*. San Salvador:
- Humpiri, Y. J. H., (2017). *Mejoramiento de suelo arcilloso con ceniza volante y cal para uso como pavimento a nivel de afirmado en la carretera desvío Huanané Chupa-Puno*. Perú.
- Navarro, G. J. A. & Sandino, A. E. D., (2015). *Estabilización de suelos cohesivos por medio de Cal en las Vías de la comunidad de San Isidro del Pegón, municipio Potosí - Rivas*.
- Sumarriva, J. J. L., (2018). *Estabilización de suelos arcillosos con cal para el tratamiento de la subrasante en las calles de la urbanización San Luis de la ciudad de Abancay*. Perú.
- Villalaz, C. C., (2004). *Mecánica de Suelos y Cimentaciones*. 5a Edición ed. México: Limusa.





Diseño estructural sismorresistente aplicando la guía boliviana de diseño sísmico 2020 y aci 318-19, del tercer bloque de la Villa Bolivariana

Choque, Rocío.^a

a Ingeniero Civil titulado de la Facultad de Ingeniería Civil (USFX), Destacamento 317, Ex Campus REFISUR, 573, Sucre, Bolivia. E-mail: rocio.mia.rc78@gmail.com

Recibido: 04/10/2022

RESUMEN

Bolivia no contaba con una normativa propia enfocada principalmente en el diseño de estructuras de hormigón armado, lo que hacía que los proyectistas se apoyen en normas foráneas para la elaboración de sus proyectos. La primera Guía Boliviana de Diseño Sísmico se publicó en el año 2018 teniendo como autor al Msc. Ing. Rolando Javier Grandi Gómez, acompañado de la Sociedad de Ingenieros de Bolivia y el Colegio de Ingenieros Civiles, el comité técnico conformada del MOPSV, la SIB, el CIC, delegados de universidades públicas y privadas de Bolivia con el respaldo de Ministerio de Obras Públicas. En el año 2020 se publicó la actualización de la GBDS, trabajaron durante 16 meses y lograron obtener la GUÍA BOLIVIANA DE DISEÑO SÍSMICO 2020.

Un documento técnico de vanguardia, entre sus títulos destacan los mapas de amenaza sísmica, definición de tipos de suelo, los factores de importancia de las estructuras, sistemas estructurales, espectros de diseño, métodos análisis sísmico, consideraciones para la interacción suelo estructura y la definición de la deriva sísmica. Todas en coordinación con un adecuado diseño de hormigón armado utilizando la norma boliviana NB1225001 basada en el ACI-318 14.

Palabras clave: amenaza sísmica, sistema estructural, espectro de diseño.

ABSTRACT

Bolivia did not have its own regulations focused mainly on the design of reinforced concrete structures, which made designers rely on foreign standards for the development of their projects. The first Bolivian Seismic Design Guide was published in 2018 with the Msc. Ing. Rolando Javier Grandi Gómez, accompanied by the Bolivian Society of Engineers and the College of Civil Engineers, the technical committee made up of the MOPSV, the SIB, the CIC, delegates from public and private universities in Bolivia with the support of the Ministry of Works Public. In 2020 the update of the GBDS was published, they worked for 16 months and managed to obtain the BOLIVIAN SEISMIC DESIGN GUIDE 2020

An avant-garde technical document, its titles include seismic hazard maps, definition of soil types, importance factors of structures, structural systems, design spectra, seismic analysis methods, considerations for soil structure interaction and the definition of seismic drift. All in coordination with an adequate design of reinforced concrete using the Bolivian standard NB1225001 based on ACI-318 14.

Key words: seismic hazard, structural system, design spectrum.

INTRODUCCIÓN

En el presente artículo se profundizará el estudio de estructuras de hormigón armado, más precisamente pórticos con entresijos de losa plana, la estructura, además de tener esta particularidad, cuenta con núcleo de ascensor y muros de corte para obtener mayor resistencia y reducir al mínimo los movimientos y distorsiones que producen daños a la estructura. El proyecto adquiere relevancia ya que este tipo de estructuras abundan en todo el país lo que convierte en una necesidad el estudiar su comportamiento estructural ante un evento sísmico.

OBJETIVO GENERAL

Realizar el diseño sismorresistentemente el Tercer Bloque de la Villa Bolivariana aplicando la Guía Boliviana de Diseño Sísmico 2020, ACI 318-19.

Guía Boliviana de Diseño Sísmico 2020

Zonificación Sísmica para el Territorio Nacional de Bolivia clasifica a Chuquisaca, Sucre con un 0.20 de g; con un factor de importancia de 1 perteneciente a un tipo II de tipo residencial; con una clasificación de suelo de tipo blando S_A , según el estudio de suelos con número de golpes n_{60} mayor a 15 indica un suelo tipo S_4 .

Según las tablas de PGA en función al tipo de suelo y pseudoaceleración corresponden a valores de f_a con 1.3 y f_v con 2.4

Espectro de Diseño

El espectro afectado por los factores, de reducción (R), de importancia (I_e) y de topografía (τ) definido por:

$$S_a = \frac{I_e * S_{ae} * \tau}{R}$$

Sistemas Estructurales

La transmisión de fuerzas desde su punto de aplicación a los elementos resistentes y al suelo de fundación, debe hacerse en forma más directa posible, a través de elementos dotados de la resistencia y rigidez adecuadas.

ESTRUCTURAS DE HORMIGON ARMADO

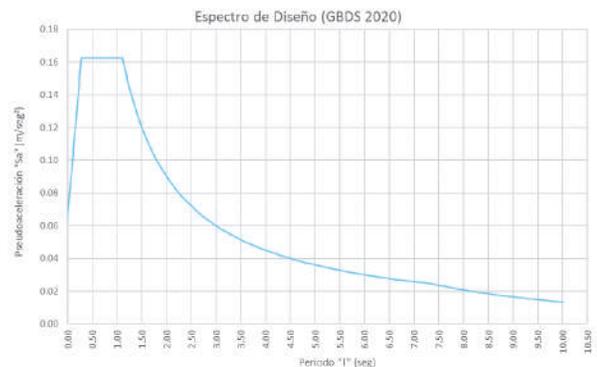
Se asumirá que pertenece a un Sistema de Pórticos, cuando al menos 80% del corte basal es transmitido por las columnas, mientras que los muros estructurales, en caso de existir, son diseñados solamente para una fracción de la acción sísmica; con un factor de respuesta básico R_0 2.5 de y factor de amplificación de desplazamientos C_d de 1.8. Tomando en cuenta que no existen irregularidades en planta ni en altura, I_a e I_p con iguales a 1.

Análisis Estructural

Se deberá verificar las derivas de Hormigón Armado correspondiente a una deriva máxima de 0,012, con los valores mencionados tenemos en el eje X 0.0086 y en Y 0.0109.

La fuerza cortante que solicita los muros es mayor al 70% de la fuerza cortante basal en el Eje X correspondiente a un Sistema de Muros; entre el 20% y 70% de la fuerza cortante basal en el Eje Y correspondiente a un Sistema Mixtos o Duales.

La GBDS 2020 en su Art. 7.5 recomienda que cuando en la dirección considerada exista más de un sistema estructural, se debe tomar el menor valor de R_0 . Se cambiará a un Sistema Mixto o Dual con R_0 4 y C_d 3.6.



Se incrementó la sección de las columnas y se optó por incorporar muros de corte en ubicaciones estratégicas para reducir derivas.

RESULTADOS

Muros de Ascensor

SectionCut	Output Class	Case Type	Stop Type	P	V2	V3	T	M2	M3
				kN	kN	kN	kN-m	kN-m	kN-m
MUROS DE CORTE	CORTE BASAL X	Combination	Max	-325.1553	-959.2887	-428.6238	-4168.5196	8524.1313	-10821.1
MUROS DE CORTE	CORTE BASAL X	Combination	Min	305.1553	-959.2887	428.6238	-4168.5196	-8524.1313	10821.1
MUROS DE CORTE	CORTE BASAL Y	Combination	Max	-106.38	-480.0789	-1624.8824	-4030.2571	1948.8421	-8713.1
MUROS DE CORTE	CORTE BASAL Y	Combination	Min	196.38	-480.0789	1624.8824	-4030.2571	-1948.8421	8713.1

Planta Base

SectionCut	Output Class	Case Type	Stop Type	P	V2	V3	T	M2	M3
				kN	kN	kN	kN-m	kN-m	kN-m
MUROS DE CORTE	CORTE BASAL X	Combination	Max	-315.1553	-959.2887	-428.6238	-4168.5196	8524.1313	-10821.1
MUROS DE CORTE	CORTE BASAL X	Combination	Min	315.1553	-959.2887	428.6238	-4168.5196	-8524.1313	10821.1
MUROS DE CORTE	CORTE BASAL Y	Combination	Max	-196.38	-480.0789	-1624.8824	-4030.2571	1948.8421	-8713.1
MUROS DE CORTE	CORTE BASAL Y	Combination	Min	196.38	-480.0789	1624.8824	-4030.2571	-1948.8421	8713.1

Cálculo de la fuerza Cortante que solicita los Muros.

$$\%X = \frac{959.27}{2684.31} * 100 = 35.73\%$$

$$\%Y = \frac{1021.42}{2699.72} * 100 = 37.83\%$$

La GBDS 2020 señala que, para Sistemas Estructurales de Hormigón Armado, cuando la acción sísmica es resistida tanto por pórticos como por muros estructurales, la fuerza cortante que solicita los muros esta entre el 20% y 70% de la fuerza cortante basal; corresponde un Sistema Mixto o Dual.

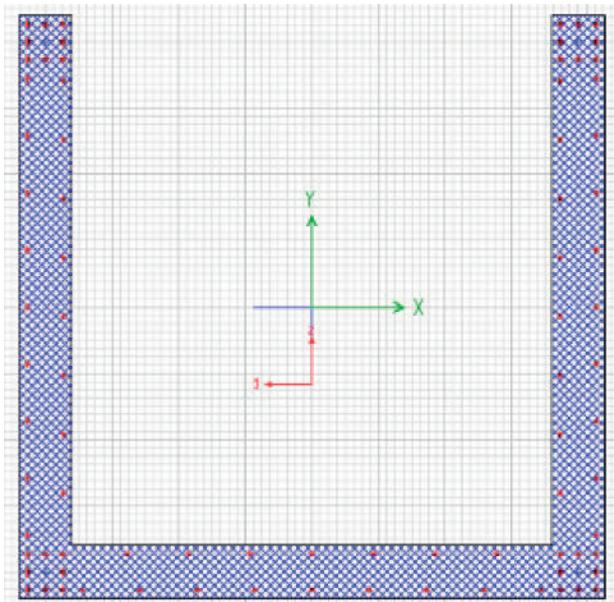
CONCLUSIONES

Se realizará otra verificación minuciosa con el espectro de diseño corregido de las irregularidades en planta y altura, en el proyecto no se presentaron, pero si hubiese se corrige el espectro y se convierte en un proceso iterativo hasta cumplir con los requisitos.

Se procede con el diseño estructural de todos los elementos verticales y horizontales según la ACI318-19.

Es importante diseñar por niveles ya que el nivel 0 es el mas critico por todas las fuerzas gravitatorias que recibe, pero según el nivel suba las fuerzas aminoran y sus secciones deberán ser menores a las primeras.

El núcleo del ascensor cuenta con un refuerzo de confinamiento en las alas ya que la fuerza y el momento que soportaba era bastante debido a su ubicación, la longitud de confinamiento está definida por la ACI318-19.



REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Regalado F. (2003). Los forjados reticulares: diseño. Análisis, construcción y patología, 1ra Edición. España- Alicante. Cype.
- McCormac, Jack C. Russell H. Brown. (2011). Diseño de concreto reforzado. 8va Edición. México. Alfaomega.
- Jiménez Montoya Pedro, García Meseguer Álvaro, Moran Cabré Francisco. (2001) Hormigón Armado. 14a Edición. Barcelona. Gustavo Gili.
- Calavera Ruiz J., García Dutari L. (1992). Estructuras de hormigón armado. 2da Edición. Madrid. Intemac, Proc. 16th AMFC, 1201-1206.
- Grandi Gómez Rolando Javier. (2020). Guía Boliviana de Diseño Sísmico. 1ra Edición. Bolivia.
- Requisitos de reglamento para concreto estructural (ACI 318S-19) (versión en español y en sistema métrico).
- Córdova Alvéstegui Carlos (2001) Diseño de estructuras de Hormigón Armado. 3ra Edición. Santiago de Chile. Usach.



Análisis comparativo del comportamiento bajo tasas distintas de carga en suelos arenosos en ensayos triaxiales no saturados

Barahona, C.^a, Rojas, J.C.^b

a Investigador en el área de geotecnia de la Facultad de Ingeniería Civil (USFX), Destacamento 317, Ex Campus REFISUR, 573, Sucre, Bolivia. E-mail: christianbarahona07@outlook.com

b Docente en el área de geotecnia de la Facultad de Ingeniería Civil (USFX), Destacamento 317, Ex Campus REFISUR, 573, Sucre, Bolivia. E-mail: geotecnia@gmail.com

Recibido: 26/03/2019

Aceptado: 26/03/2019

Publicado: 26/03/2019

RESUMEN

La selección de una velocidad de carga adecuada es fundamental para determinar con precisión los cambios de volumen inducidos por el corte en la muestra y garantizar que la trayectoria de esfuerzo efectiva objetivo no se desvíe de la trayectoria de esfuerzos medida. Sin embargo, en pruebas triaxiales de suelos no saturados (pruebas UNSAT) a valores de succión constantes, la tasa de corte axial también debe ser lo suficientemente lenta para mantener el equilibrio de la succión matricial, así como la uniformidad en el contenido de agua a lo largo de la etapa de corte. Especímenes reconstituidos de muestras de arena limosa de Bolivia se comprobaron con muestras con propiedades geotécnicas similares de Italia presentadas por Rojas (2006), bajo una serie de pruebas triaxiales controladas por succión en un sistema de ensayos triaxial automatizado Bishop modificado; incluyendo las etapas de ecualización, compresión isotrópica y de esfuerzo desviador desarrolladas a diferentes tasas de carga isotrópica y de deformación, respectivamente. Durante las etapas de compresión isotrópica se han aplicado tasas de carga de 32 y 128 kPa/h bajo diferentes valores de succión (es decir, 15 y 45 kPa). Las etapas del desviador CD se han realizado a los mismos niveles de succión con velocidades de deformación de 0,25 y 2,50 %/h.

Los resultados indican un ligero aumento de la resistencia posterior al pico con la tasa de deformación más rápida (2,5 %/h) en el suelo boliviano probado, así como un efecto insignificante de la tasa de carga isotrópica a niveles de succión bajos (es decir, 15 y 45 kPa) en el suelo arenoso probado de ambos lugares.

Palabras clave: ensayo triaxial, suelo no saturado, tasa de carga.

ABSTRACT

The selection of an appropriate shearing rate is critical for determining accurately shear induced volume changes in the specimen and ensuring that the target effective stress path does not diverge from the measured stress path. However, in triaxial testing of unsaturated soils (UNSAT testing) at constant suction values, the axial shearing rate should also be slow enough to maintain equilibrium of matric suction as well as uniformity in water content throughout the shearing stage. Reconstituted specimens of silty sand samples from Bolivia and Italy were tested under a series of suction-controlled triaxial tests on a modified Bishop automated triaxial test system; including equalization, isotropic compression and deviator stages developed at different stress-rate and strain-rate, respectively. During the isotropic compression stages the loading rates of 32 and 128 kPa/h have been applied under different suction values (i.e. 15 and 45 kPa). The CD deviator stages have been carried out at the same suctions levels under strain rates of 0.25 and 2.50 %/h.

The results indicate a slight post-peak strength increase under the faster strain rate (2.5%/hr) on the tested Bolivian soil as well as negligible effect of isotropic loading rate at low suction levels (i.e. 15 and 45kPa) on tested sandy soil from both locations.

Key words: loading rate, unsaturated soil, loading rate.

INTRODUCCIÓN

En contraste con las pruebas de edómetro y corte directo, las pruebas triaxiales permiten una gama más amplia de trayectorias de esfuerzo, simulando diferentes condiciones de campo que se encuentran en la práctica geotécnica. El valor de entrada de aire de los discos cerámicos en los que normalmente se coloca la muestra de suelo limita el uso de la técnica de traslación del eje para imponer/controlar la succión durante las pruebas triaxiales de suelos no saturados.

Los suelos arenosos no saturados que originalmente están sueltos tienen una tendencia a comprimirse volumétricamente durante el corte monótono mientras presentan un endurecimiento por deformación. Por otro lado, los suelos arenosos no saturados densos a medianos tienen una tendencia a mostrar dilatación inducida por el esfuerzo, acompañada de un pico y un ablandamiento posterior al pico a medida que se acercan al estado crítico (Patil et al., 2015).

Huat (2006) concluyó que la tasa de carga de la tensión aplicada en un suelo residual granítico tiene un efecto pronunciado en la relación de vacíos y el grado de saturación, pero tiene un efecto insignificante en el contenido de agua del suelo sometido a una succión aplicada constante.

Con respecto a la carga de la velocidad de deformación, algunos trabajos previos de Patil et al. (2015) demostraron que tasas de corte más rápidas (0,84 %/h) aplicadas en muestras limosas no saturadas produjeron deformaciones volumétricas mucho más altas durante la etapa de corte, lo que indica indirectamente que la disipación adecuada del aire y agua intersticial no es posible a una velocidad de corte tan rápida, demostrando una influencia significativa de la velocidad de corte en el esfuerzo desviador máximo.

En este artículo, se presentan y analizan críticamente algunos de los principales resultados experimentales obtenidos en ensayos de compresión triaxial con diferentes tensiones y tasas de deformación, tanto en material reconstituido como en comparación con estudios anteriores con parámetros de ensayo similares, y se relacionan en el marco de estudios recientes sobre este tema.

MATERIALES Y MÉTODOS

Las pruebas de laboratorio en muestras de suelo de arena limosa no saturada descritas en este documento consistieron en pruebas de compresión triaxial a succión constante, realizadas en muestras reconstituidas.

El material se sumergió preliminarmente en agua destilada durante 24 h, sometiéndose a varios ciclos de vacío.

Las propiedades iniciales de las muestras naturales se resumen en la Tabla 1.

Por lo general, las etapas de ecualización requerían aproximadamente de 3 a 4 días para cada incremento de succión.

Los ensayos de compresión triaxial se realizaron mediante un sistema automatizado servo-controlado para suelos no saturados equipado con una celda triaxial de doble pared Bishop and Wesley modificada, fabricada por Megaris (Caserta, Italia). El prototipo de este aparato fue puesto en marcha por primera vez por Rojas (2009) y se describe completamente en Rojas (2008).

El sistema, que se muestra esquemáticamente en la Fig. 1, ha sido diseñado específicamente para probar muestras cilíndricas de 38 mm de diámetro y 76 mm de alto.

El fluido celular es aire; por lo tanto, la celda exterior de Perspex está rodeada por un escudo cilíndrico de acero. La succión se controla aplicando, controlando y midiendo valores positivos independientes de las presiones del aire intersticial y del agua intersticial (técnica de traslación del eje). Las deformaciones axiales fueron medidas por medio de transductores IVDT externos, mientras que las deformaciones volumétricas se infirieron a partir de las deformaciones radiales medidas. El sistema utilizado para determinar las deformaciones radiales consta de un cilindro interior de aluminio lleno de agua, que rodea la muestra; cualquier variación en el nivel del agua está relacionada con la deformación de la muestra. Se utiliza una bureta de vidrio, llena de agua y mantenida a la misma presión de celda, para fijar una presión de referencia.

Luego, se usa un transductor de presión diferencial (precisión de $6,0 \times 10^{-3}$ kPa) para medir la diferencia de presión entre el agua contenida en la celda interna y la bureta de referencia.

El equipo adoptado para medir los cambios en el contenido de agua consta de dos buretas, una conectada al circuito de drenaje en la base del pedestal, debajo de la piedra porosa de alto valor de entrada de aire, la otra utilizada como nivel de referencia (Fig. 1). El agua que llena las buretas se mantiene a la misma presión de agua. En este caso, un transductor diferencial de presión se utiliza para medir la diferencia de nivel.

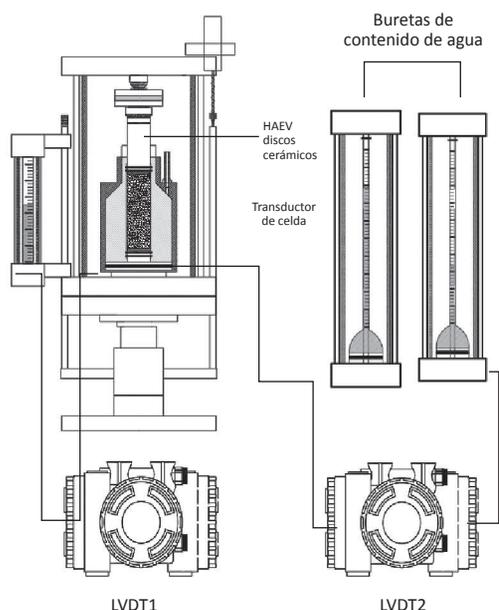


Fig. 1 Sistema de medición en el aparato triaxial (adaptado de Rojas 2009).

Las pruebas de compresión triaxial sobre muestras reconstituidas se llevaron a cabo en tres etapas diferentes:

- (1) ecualización de succión a presión de celda constante.
- (2) compresión isotrópica a diferentes tasas de carga con succión constante.
- (3) corte drenado controlado por deformación a presión y succión de celda constantes.

La compresión isotrópica se realizó mediante carga continua a una velocidad de 32 kPa/h y 128 kPa/h, mientras que el corte se llevó a cabo a velocidades de desplazamiento de aproximadamente 0,38 mm/h (0,5 %/h) y 1,9 mm/h (2,5 %/h).

Los dos suelos utilizados para las pruebas presentadas en este documento corresponden a una arena limosa no plástica (SM) en el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos. Se compone de 60% arena, 30% limo y 10% arcilla.

Las muestras reconstituidas se seleccionaron para mejorar la heterogeneidad de la muestra y obtener potencialmente un conjunto de datos más consistente.

En los resultados de las pruebas discutidos en este documento, todos los especímenes se prepararon utilizando el método de apisonamiento húmedo (MT). Los especímenes apisonados en húmedo se compactaron en cinco capas que tenían un espesor idéntico. Los modelos resultantes (es decir, las dimensiones internas del molde) tenían 38 mm de diámetro y 76 mm de altura.

La Tabla 1 resume el contenido de agua inicial (w_0), la relación de vacíos (e_0) y el grado de saturación (S_{r0}) de todas las muestras.

Tabla 1. Propiedades de los suelos comparados

Origen de suelo	Sucre, Bolivia	Cava dei Tirreni, Italy
USCS Símbolo clasificación	SM	SM
Gravedad específica, G_s	2.67	2.68
Porcentaje de agua, %w	8.00%	28.5%
Relación de vacíos inicial, e	0.52	1.67
Saturación inicial, S	40.80%	46%

Tabla 2. Parámetros de ensayo para ambos tipos de suelos

	Succión Matricial (kPa)	Es-fuerzo neto (kPa)	Tasa de carga (kPa/h)	Vel. de de-formación (%/h)
Compresión isotrópica	15	200	32	---
			128	---
	45	200	32	---
			128	---
Esfuerzo des-viador	15	200	32	0.5
			32	2.50
	45	200	32	0.5
			32	2.50

RESULTADOS EXPERIMENTALES

Etapa de ecualización

El propósito de la etapa de ecualización es permitir que la presión del agua intersticial dentro de la muestra igualara el valor de contrapresión seleccionado. Todas las etapas de ecualización se realizaron bajo una tensión de confinamiento neta constante ($\sigma_3 - u_a$) de 50 kPa y una tensión desviadora (q) de aproximadamente 5 kPa. Dichos valores se seleccionaron para evitar el colapso (es decir, disminuciones de volumen irreversibles al humedecerse) y para permitir la identificación de tensiones de fluencia incluso bajas en las etapas de compresión posteriores.

Los gráficos de ecualización de las Figuras 2 y 3 muestran que después de la compactación, la succión es de alrededor de 45 kPa para las muestras italianas. En realidad, para una succión inferior a este valor (es decir, 15 kPa) se produce un flujo de agua hacia el suelo (es decir, aumenta el contenido de agua de los especímenes probados),

similar al trabajo previo sobre arena limosa piroclástica de Rampino et al. (2000). Por otro lado, se observó el comportamiento contrario en las muestras bolivianas con un flujo ascendente hacia las buretas de medición como se ve en Patil (2014) y Cattoni et al. (2007), indicando un valor de succión inicial inferior a 15kPa.

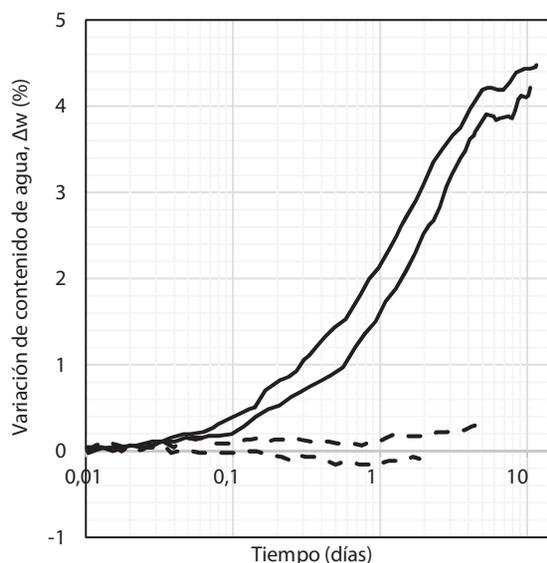


Fig. 2 Variación del contenido de agua en la etapa de eualización en muestras italianas (Rojas, 2006).

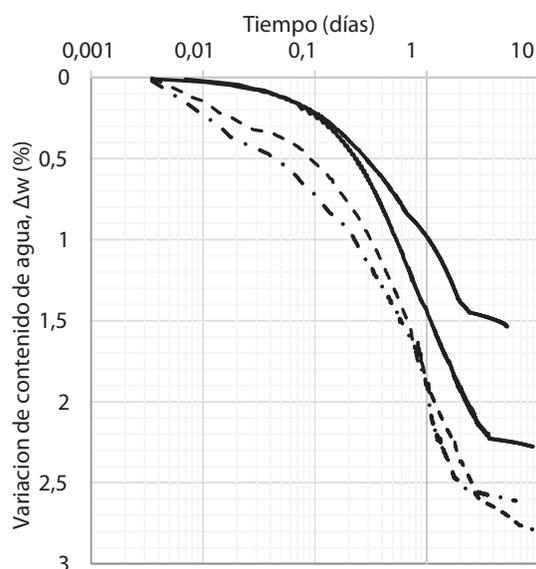


Fig. 3 Variación del contenido de agua en la etapa de eualización, muestras de suelo Bolivia.

Compresión isotrópica

Las etapas de compresión isotrópica se realizaron hasta el esfuerzo de confinamiento neto máximo requerido

($\sigma_3 - u_a$), mientras se mantenía la succión constante en los extremos de la muestra después de que las muestras se igualaron a la succión inicial especificada (es decir, 15 y 45 kPa). Las tasas de carga aplicadas fueron 32 y 128 kPa. Para asegurar la completa disipación del agua y el aire de los poros, cada muestra de suelo se consolidó durante 24 horas. (Banerjee y Puppala, 2015).

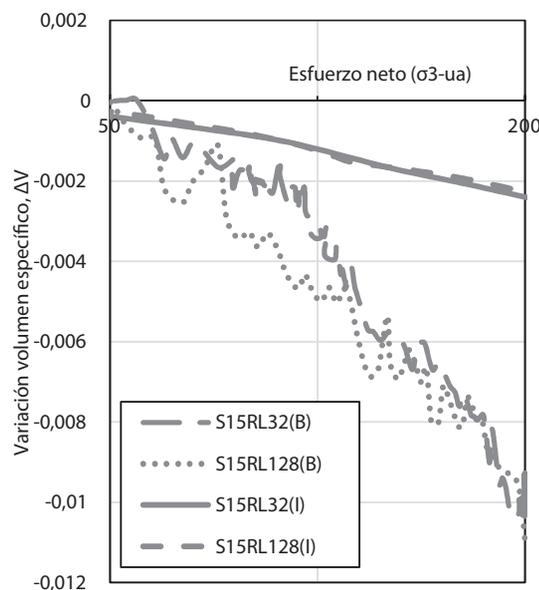


Fig. 4. Compresión isotrópica en succión matricial de 15 kPa (32 and 128kPa/hr).

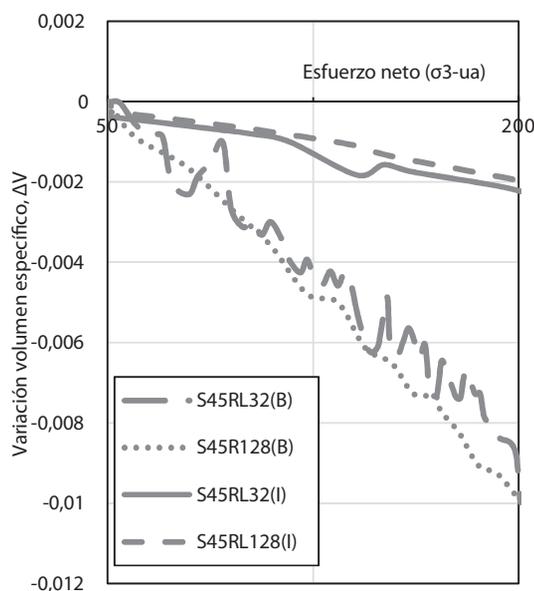


Fig. 5. Compresión isotrópica en succión matricial de 45 kPa (32 and 128kPa/hr).

Los datos experimentales para las pruebas de compresión isotrópica en muestras de succión de 15 kPa y 45 kPa se muestran en las Figuras 4 y 5, respectivamente. Como

se esperaba, las tasas de carga aplicadas parecen tener un efecto insignificante en la variación del volumen específico del espécimen en el rango de succión bajo. La ausencia del efecto de la tasa de carga en rangos de succión bajos para el suelo piroclástico analizado, y la arena limosa boliviana, respalda los resultados obtenidos por los autores de estudios experimentales previos realizados en estados de succión matricial mucho más bajos a través de técnicas de traslación de ejes. (Patil et al., 2014, Huat et al., 2006 y Cui & Delage, 1996). Los índices de compresibilidad y las presiones de preconsolidación obtenidos para estas pruebas se resumen en la Tabla 3.

Tabla 3. Compresibilidad y presión de preconsolidación

Muestra	Presión de preconsolidación p_0 (kPa)	Compresibilidad $\lambda_{(s)}$
S15 RL32 (B)	106	0.0107
S15 RL128 (B)	109	0.0105
S45 RL32 (B)	118	0.0095
S45 RL128 (B)	120	0.0094
S15 RL32 (I)	51	0.163
S15 RL128 (I)	58	0.161
S45 RL32 (I)	60	0.169
S45 RL128 (I)	73	0.175

Etapa de compresión

Como se especifica en la Figura 6, las muestras italianas presentan una fuerza máxima ligeramente más alta bajo velocidades de deformación por corte más lentas (es decir, 0,5 %/h) en comparación con las más rápidas (es decir, 2,5 %/h). Sin embargo, las diferencias en los valores obtenidos para las pruebas triaxiales de CD a diferentes tasas de carga son insignificantes y podrían atribuirse a la dispersión experimental estándar.

Por el contrario, las muestras bolivianas muestran un comportamiento frágil, mostrando una fase de ablandamiento después de alcanzar el esfuerzo cortante posterior al pico, similar al trabajo previo de Patil et al. (2015). Las muestras bajo la velocidad de deformación más lenta de 0,5 %/h (0,35 mm/h) muestran una ligera disminución del 11 % en la fuerza máxima en comparación con las muestras analizadas a 2,5 %/h (1,9 mm/h). Similar al trabajo previo de Cattoni et al. (2007), la resistencia máxima al corte para las muestras con un valor de succión de 45 kPa fue aproximadamente un 50 % mayor que las muestras de succión de 15 kPa. La resistencia máxima al corte se alcanzó con una deformación axial del 3 %, independientemente del nivel de succión.

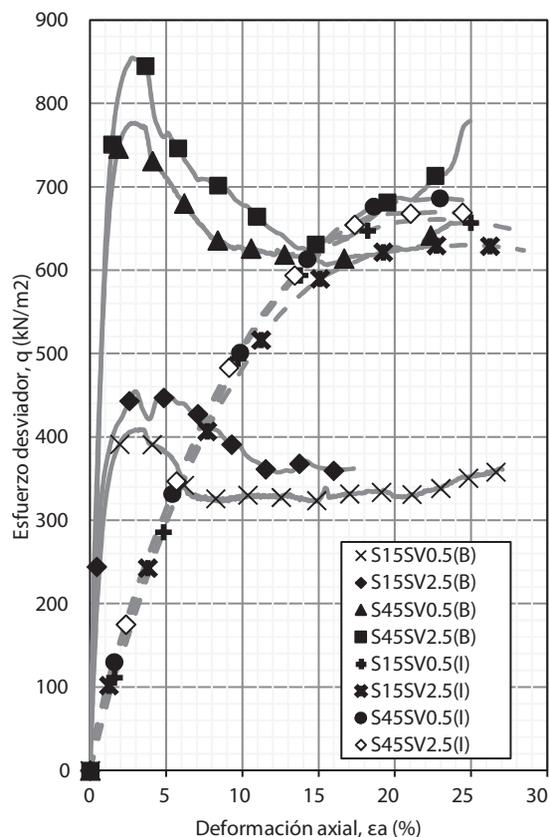


Fig 6. Esfuerzo desviador vs deformación axial en ambas velocidades de corte

CONCLUSIONES

Se investigó el efecto de la tasa de carga en suelos parcialmente saturados para determinar una tasa de carga adecuada para pruebas de succión constante y para comparar el comportamiento de muestras de suelo con una clasificación de suelo similar, pero con diferentes orígenes de sitio.

A valores de succión bajos (15 y 45 kPa), las tasas de carga aplicadas parecen tener poco efecto sobre las variaciones de volumen específico. El impacto sobre las presiones previas a la consolidación no es insignificante, pero es menor.

Las pruebas monotónicas triaxiales drenadas en muestras bolivianas revelaron una rigidez tangente inicial que no pareció verse afectada por el nivel de succión o la velocidad de deformación, en contraste con la rigidez secante en el esfuerzo desviador máximo.

Diferentes velocidades de deformación mostraron ligeras variaciones en la pendiente, y se observó una diferencia más notable entre muestras con diferentes niveles de succión impuesta.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Banerjee, A., Puppala, A.J., 2015. Influence of rate of shearing on strength characteristics of saturated and unsaturated silty soil. *50th Indian Geotechnical Conference*, Pune, India.
- Cattoni, E., Cecconi, M., Pane, V., 2007. Geotechnical properties of an unsaturated pyroclastic soil from Roma. *Bull Eng Geol Environ*, 66, 403–414. <https://doi.org/10.1007/s10064-007-0096-z>.
- Cui, Y., & Delage, P. (1996). Yielding and plastic behaviour of an unsaturated compacted silt. *Géotechnique*, 46(2), 291-311. <https://doi.org/10.1680/geot.1996.46.2.291>.
- Huat, B., Ali, F., & Choong, F. (2006). Effect of loading rate on the volume change behavior of unsaturated residual soil. *Geotechnical And Geological Engineering*, 24(6), 1527-1544. doi: 10.1007/s10706-005-3366-1
- Ladd, R.S., 1978. Preparing Test Specimens Using Undercompaction. *Geotechnical Testing Journal*, 8.
- Patil, U.D., Puppala, A.J., Hoyos, L.R., 2014. Assessment of Suitable Loading Rate for Suction-Controlled Triaxial Testing on Compacted Silty Sand via Axis-Translation Technique, *Geo-Congress 2014 Technical Papers*, 234, 1307-1316
- Patil, U., Hoyos, L., & Puppala, A. (2015). Suitable Shearing Rate for Triaxial Testing of Intermediate Soils under Vapor Controlled Medium to High Suction Range. *IFCEE 2015*. doi: 10.1061/9780784479087.198.
- Rampino, C., Mancuso, C., Vinale, F., 2000. Experimental behaviour and modelling of an unsaturated compacted soil 37, 16.
- Rojas, J.C., 2008. Loading Rate Effect On The Mechanical Behaviour Of A Pyroclastic Soil. *Università degli Studi di Napoli Federico II, Napoli, Italy*.



192



MasterRents
978-762-RENT
MasterRents.com



CAT 236D

TWO SPEED

12-16.5-15
12-16.5-15
12-16.5-15
12-16.5-15

SKS 532

RAMSO

SKS 532

SKS 532



Efecto de la presión de los neumáticos en la distribución de esfuerzos verticales generados por el paso de un tractor en un perfil limo arenoso

Torrigo, J.A.^a, Di Emidio, G.^b, Cornelis, W.^c, Rojas, J.C.^d, Bezuijen, A.^e

- a Responsable Laboratorio de Geotecnia de la Facultad de Ingeniería Civil (USFX), doctorando en Ingeniería Civil Universidad de Gante-Bélgica, Destacamento 317, Ex Campus REFISUR, 573, Planta baja, Sucre, Bolivia. E-mail: JuanAlfredo.TorrigoBravo@UGent.be
- b Profesor de la Universidad de Gante, Departamento de ingeniería civil. E-mail: Gemmina.DiEmidio@ugent.be.
- c Profesor de la Universidad de Gante, Departamento de Biociencias, Universidad de Gante. E-mail: Wim.Cornelis@ugent.be.
- d Docente titular de la carrera de Ingeniería Civil, Facultad de Ingeniería Civil (USFX), Destacamento 317, Ex Campus REFISUR, 573, Sucre, Bolivia. E-mail: geotecnia@gmail.com.
- e Director del laboratorio de Geotecnia de la Universidad de Gante, Universidad de Gante. E-mail: Adam.Bezuijen@ugent.be.

Recibido: 03/10/2022

Aceptado: 10/10/2022

Publicado: 10/11/2022

RESUMEN

El presente artículo estudia el efecto de la presión de inflado aplicada a los neumáticos, tanto delantero como trasero, sobre los esfuerzos verticales a diversas profundidades, que han surgido por el paso de un tractor sobre tres perfiles de suelo, todos constituidos por un limo arenoso de baja plasticidad (ML). Para registrar los incrementos en los esfuerzos verticales, se instalaron tres células de carga de compresión pequeñas (16,5 mm de diámetro) en posición paralela a la superficie del suelo, a tres profundidades diferentes (15 cm, 30 cm y 45 cm) y bajo la línea central de la trayectoria de las ruedas del lado derecho de un tractor agrícola. La presión de inflado de los neumáticos ha variado desde la recomendada hasta la máxima permitida por el fabricante. Se ha tenido cuidado de calibrar las células de carga en condiciones de campo antes de las pruebas. Las tensiones verticales medidas en campo han sido validadas utilizando el software Terranimo y la solución analítica de Söhne. Como el modelo Terranimo necesita a la succión matricial como dato de entrada, se han instalado tensiómetros jet fill a las mismas profundidades que las células de carga. Los resultados obtenidos han demostrado que, a la profundidad de 15 cm, el incremento de la presión de inflado de los neumáticos tiene influencia en el incremento de los esfuerzos verticales. A las profundidades de 30 cm y 45 cm, el incremento de la presión de inflado no ha tenido mucha influencia sobre el incremento de los esfuerzos verticales.

Palabras clave: Presión de inflado, células de carga, incremento de esfuerzo vertical, perfil de suelo.

ABSTRACT

This research studies the tire inflation pressure effect, applied to front and rear wheel, on the vertical stresses due to the passage of an agricultural machinery over three soil tests fields at three depths (15 cm, 30 cm and 45 cm), all of them constituted by a sandy silt of low plasticity (ML). To register the increase in vertical stress, three small compression load cells (16.5 mm diameter) were installed parallel to the ground surface, at the three specified depths and under the centerline of the path of the right side wheels of the machinery. Tire inflation pressure variation has ranged between the recommended and maximum allowed by the manufacturer. Care has been taken in order to calibrate the load cells under field conditions before the wheeling events. Measurements of vertical stresses with loads cells have been validated using Terranimo software and Söhne analytical solution. As Terranimo model requires matric suction as input data, jet fill tensiometers have been installed at the same depths as the load cells. Results obtained showed, at 15 cm depth, a marked increase in vertical stresses caused by the increase in tire inflation pressure. At depths of 30 cm and 45 cm, the increasing inflation pressure does not have a great influence on increase in vertical stresses.

Key words: Tire pressure, load cells, increase of vertical stress, soil profile.

INTRODUCCIÓN

La bibliografía existente sobre compactación de suelos es extensa. Sin embargo, existe documentación más escasa referente a la cadena de causa y efecto para que un perfil de suelo alcance su estado plástico por el paso de maquinaria (Lamandé, 2011). Un ejemplo de ésta cadena es el efecto sobre estos esfuerzos verticales, generados en el perfil de suelo, que puede tener la correcta elección de una presión de inflado para los neumáticos trasero/delantero de un tractor (Damme et. al., 2019).

El propósito del presente artículo es el de analizar el efecto de la presión de inflado en el incremento de esfuerzos verticales de un suelo, causados por el paso de los neumáticos de un tractor. Esto, variando la presión de inflado a partir de la presión recomendada por el fabricante. Bajo ésta premisa, los objetivos del presente estudio son:

- Realizar una medición “in situ” del incremento de los esfuerzos verticales en un perfil de suelo a las profundidades de 15 cm, 30 cm y 45 cm, debajo de los neumáticos delantero y trasero de un tractor agrícola. Para éste trabajo de campo, se cuenta con células de carga de compresión de tecnología italiana.
- Repetir la medición para tres presiones de inflado de los neumáticos, tanto trasero como delantero. Para este cometido se cuenta con un compresor de aire portátil que permitirá variar la presión del neumático en campo.
- Repetir esta operación, de medir y variar presión de inflado, en tres perfiles de suelo.
- Validar las mediciones “in situ” de los esfuerzos verticales, mediante el software TERRANIMO (López, 2020), y la solución analítica de Söhne (Söhne, 1958), para una carga circular.
- Medir la succión matricial en cada perfil de suelo, a las mismas profundidades de análisis que los esfuerzos verticales y para cada variación de la presión de inflado.
- Analizar el efecto de variar la presión de inflado de los neumáticos, respecto al incremento de los esfuerzos verticales en el momento del paso de los neumáticos del tractor agrícola en los tres perfiles de suelo seleccionados.

MATERIALES Y MÉTODOS

Sitio de experimentación y maquinaria

Los tres terrenos de estudio, que en adelante se denominarán como suelo S1 (19°10'17.88" S, 64°53'54.28" W), suelo S2 (19°10'15.94" S, 64°53'52.69" W) y suelo S3 (19°10'5.65" S, 64°53'52.69" W), se encuentran localizados en la localidad de Tarabuco, Chuquisaca (Figura 1)



Figura 1. Ubicación de los terrenos de estudio (círculo amarillo S1, rojo S2 y verde S3).

En cuanto a la caracterización, Los tres perfiles de suelo se encuentran constituidos por un limo arenoso de baja plasticidad (ML), de acuerdo al Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (Das, 2013). En la tabla 1 se presentan los resultados obtenidos.

Tabla 1. Caracterización del suelo.

Perfil de suelo	Arcilla (%)	Limo (%)	Arena (%)	(g/cm ³)	Gs	Sucs	Contenido orgánico (%)
S1	8	48	44	1,70	2,64	ML	0,52
S2	10	52	38	1,72	2,65	ML	0,45
S3	8	50	42	1,67	2,65	ML	0,45

La maquinaria empleada en los ensayos es un tractor agrícola JOHN DEERE modelo 6110D, con un tipo de neumático 13.6R24 en la rueda delantera, 18.4R34 en la rueda trasera. Para ambos neumáticos se cuenta con una presión de inflado recomendada de 12 PSI (DEERE & COMPANY, 2008). En la Tabla 2 se muestra las presiones de inflado que se han utilizado en el presente estudio.

Tabla 2. Variación de la presión de inflado.

Tipo de Neumático	Presiones de inflado utilizadas		
	recomendada (PSI)	intermedia (PSI)	máxima (PSI)
13.6R24	12	20	28
18.4R34	12	16	20

El criterio empleado para variar la presión de inflado fue de no exceder la presión máxima permitida por el fabricante de neumáticos (Firestone, 2020). Es por este motivo que se ha variado desde la presión recomendada hasta la presión máxima, pasando por una presión de inflado intermedia entre estas dos.

Mediciones “in situ” del incremento de los esfuerzos verticales

Se cuenta con células de carga de compresión de tecnología italiana (Torricco et. al., 2020), las cuales han sido

instaladas en cada uno de los tres perfiles de suelo a las profundidades de 15 cm, 30 cm y 45 cm, se ha tenido cuidado que la posición de las células coincida con el centro de la huella del neumático y que estén con la mayor proximidad a los tensiómetros jet fill.

En el presente estudio, la novedad es la variación en la presión de inflado de los neumáticos delantero y trasero. Para este propósito, se cuenta con un compresor de aire portátil, con el que se podrá cambiar la presión a las seis variaciones planteadas.

En cada variación de presión del neumático, y para cada uno de los tres terrenos de ensayo (perfiles de suelo), con la ayuda de hojas de papel, se ha tenido el cuidado de medir el área de contacto entre el neumático y el suelo.

Validación de las mediciones “in situ” del incremento de esfuerzos verticales

Con el propósito de validar las mediciones del incremento del esfuerzo vertical en las pruebas de campo que se han realizado para diferentes presiones de neumático en cada uno de los tres terrenos de ensayo, se han calculado los incrementos del esfuerzo vertical utilizando el software de Terranimo (López, 2020) y el modelo analítico de Söhne (Söhne, 1958) para cargas circulares.

Terranimo es un software de acceso libre que se encuentra en la web (www.terranimo.world), el cual evalúa el riesgo de compactación del suelo debido al paso de maquinaria agrícola. El software utiliza como datos de entrada a la textura del suelo analizado, su contenido orgánico, densidad aparente y succión matricial a diversas profundidades (Figura 2). Es por este motivo que, en el presente estudio, se ha realizado el monitoreo de la succión matricial.

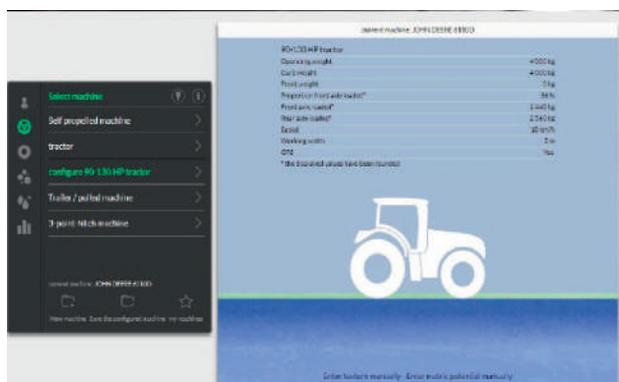


Figura 2. Interfaz del software Terranimo.

$$\sigma_z = \sum_{i=0}^{i=n} (\sigma_z)_i = \sum_{i=0}^{i=n} \frac{vP_i}{2\pi z_i^2} \cos^{v+2}\theta_i \quad Eqn(1)$$

La ecuación 1 corresponde al modelo analítico de Söhne. Para mayores detalles de Eq. (1), se puede consultar la primera publicación de ésta revista (Torricono et. al., 2020).

Monitoreo de la succión matricial

Tensiómetros tipo red fill (Torricono et. al., 2020) han sido instalados en el terreno de prueba con la mayor proximidad a las células de carga, para medir la succión matricial “in situ”. El propósito, obtener el valor de la succión matricial para cada profundidad en el momento del paso de la rueda trasera izquierda del vehículo. Esta operación fue realizada para cada variación de la presión de inflado, en cada uno de los tres terrenos, a las profundidades establecidas de 15 cm, 30 cm y 45 cm. El monitoreo de la succión se ha realizado una vez por día (Torricono et. al., 2021).

Procedimiento de los ensayos de campo

Para la instalación de las tres células de carga, se ha seguido el procedimiento descrito originalmente por Lamandé et. al. (2011), explicado detalladamente en la primera publicación de ésta revista técnica (Torricono et. al., 2020). En el presente estudio se ha visto por conveniente proteger las tres células de carga debido a que, al insertarlas lateralmente por presión, éstas se dañan fácilmente. Se han construido protectores de acero (30 mm de ancho, 20 mm de altura y 60 mm de longitud) con un espacio (16.5 mm de diámetro y 5 mm de altura) para el encapsulamiento justo de cada célula de carga, dejándola libre solamente en su cara superior para que entre en contacto con el suelo circundante (Lamandé et. al., 2015). De esta manera se evita el daño de la célula y se asegura el contacto con el suelo (Lamandé et. al., 2011). En la figura 3 podemos ver los protectores de célula que se han fabricado.



Figura 3. Protectores de las células de carga.

En total se realizaron nueve ensayos en los tres terrenos (S1, S2 y S3), con los que se han registrado cincuenta y cuatro mediciones del incremento de esfuerzos verticales y nueve mediciones de la succión matricial.

RESULTADOS

Medición y validación del incremento de los esfuerzos verticales en el perfil de suelo

Las Figuras 4, 5 y 6 muestran los resultados de los incrementos de esfuerzos verticales que se han obtenido en la prueba de campo del suelo S1, con las variaciones de presión de inflado indicadas en la tabla 2. Los resultados mostrados corresponden a las mediciones realizadas con las células de carga, como también al modelo Terranimo (López, 2020) y a la solución analítica de Söhne (Söhne, 1958). En las tres figuras se puede apreciar que existe correlación entre mediciones y soluciones analíticas; son embargo, se nota cierta sobre estimación de las mediciones con células de carga para las tres profundidades.

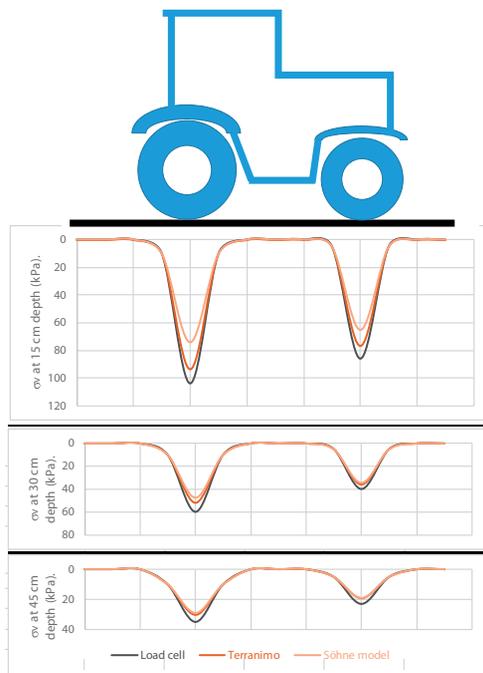


Figura 4. Suelo S1. Variación del incremento del esfuerzo vertical, neumáticos a presión 12 PSI. Comparación de mediciones (negro) con soluciones analíticas (café oscuro y claro).

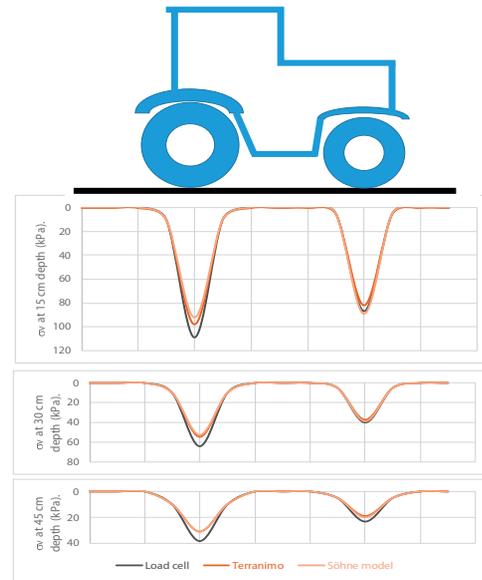


Figura 5. Suelo S1, neumáticos delanteros a presión 20 PSI y neumáticos traseros a presión 16 PSI. Comparación de mediciones (negro) con soluciones analíticas (café oscuro y claro).

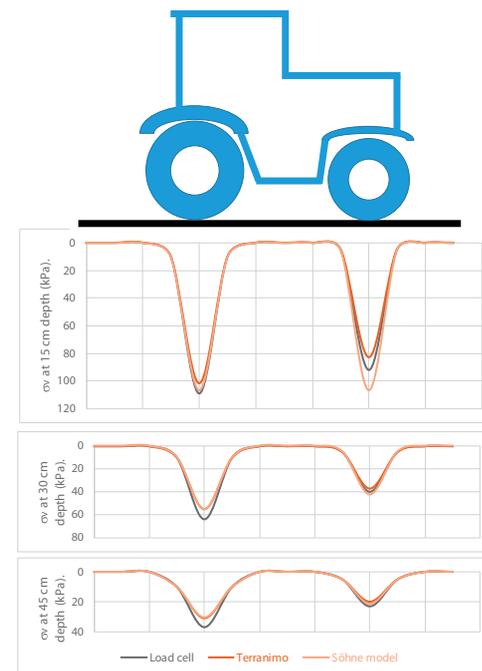


Figura 6. Suelo S1, neumáticos delanteros a presión 28 PSI y neumáticos traseros a presión 20 PSI. Comparación de mediciones (negro) con soluciones analíticas (café oscuro y claro).

Las Figuras 7, 8 y 9 muestran los resultados de los esfuerzos verticales que se han obtenido en la prueba de campo del suelo S2 con las variaciones de presión de inflado indicadas en la tabla 2. Se han obtenido resultados similares al suelo S1 y también se comprobado que existe

una correlación entre las mediciones con las células de carga y las soluciones analíticas. Comparando mediciones y soluciones analíticas, en la mayoría de los casos se cumple el mismo patrón del suelo S1, en el que las mediciones con células de carga proporcionan resultados sobre estimados con respecto a las soluciones analíticas. A la profundidad de 15 cm es donde se encuentra una mayor brecha entre mediciones y soluciones analíticas, para ambos neumáticos; mientras que a las profundidades de 30 cm y 45 cm esa brecha disminuye.

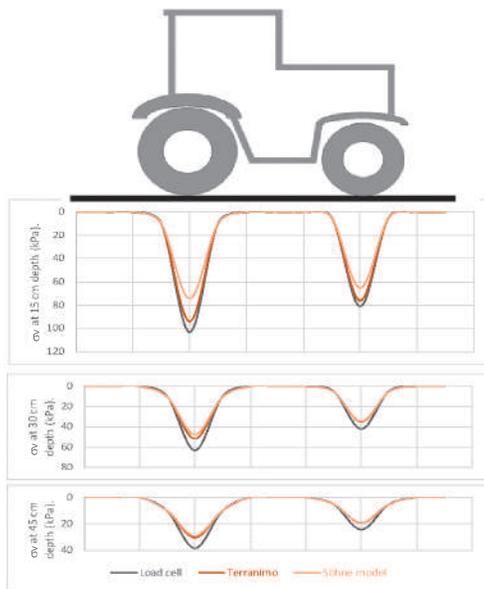


Figura 7. Suelo S2 Variación del incremento del esfuerzo vertical, neumáticos a presión 12 PSI.

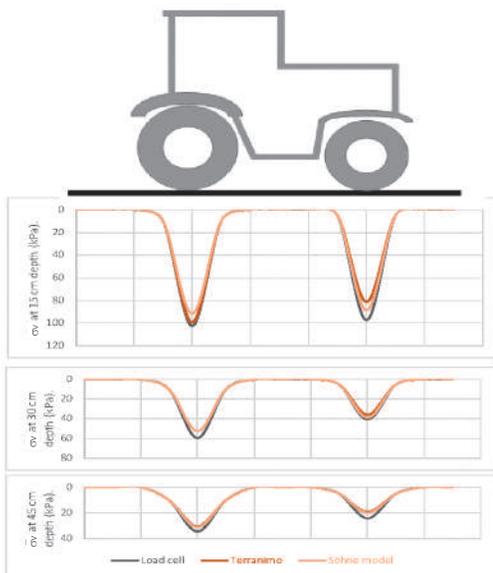


Figura 8. Suelo S2, neumáticos delanteros a presión 20 PSI y neumáticos traseros a presión 16 PSI. Comparación de mediciones (negro) con soluciones analíticas (café oscuro y claro).

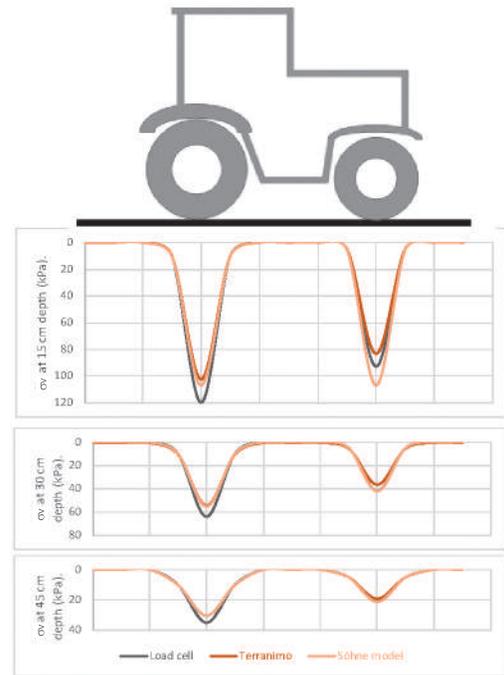


Figura 9. Suelo S3, neumáticos delanteros a presión 28 PSI y neumáticos traseros a presión 20 PSI. Comparación de mediciones (negro) con soluciones analíticas (café oscuro y claro).

Las Figuras 10, 11 y 12 muestran los resultados del incremento de los esfuerzos verticales que se han obtenido en la prueba de campo del perfil de suelo S3 con las variaciones de presión de inflado indicadas en la tabla 2. Se han obtenido resultados similares a los perfiles de suelo S1 y S2 en lo que respecta a valores de esfuerzos verticales, correlación entre mediciones y soluciones analíticas y a la profundidad de 15 cm, a la que existe una mayor diferencia entre mediciones y cálculos. Entonces, se ha conseguido una repetitividad de los resultados obtenidos en los tres perfiles de suelo ensayados en campo con el tractor agrícola John Deere 6110 D.

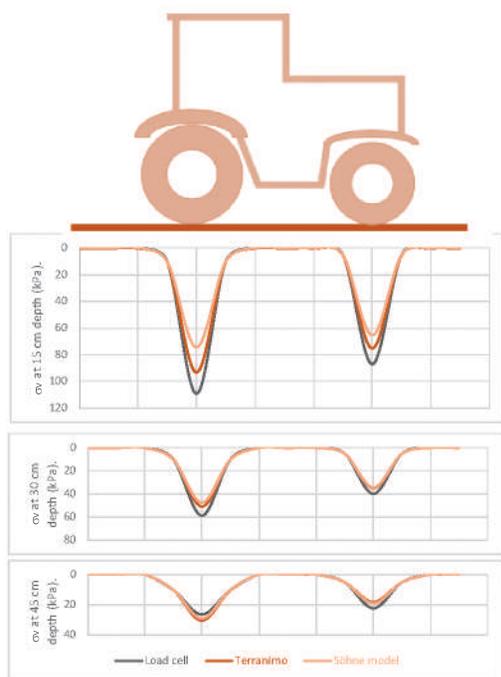


Figura 10. Variación del incremento del esfuerzo vertical en el Suelo S3, neumáticos a presión 12 PSI. Comparación de mediciones (línea de color negro) con soluciones analíticas (líneas de color café oscuro y claro).

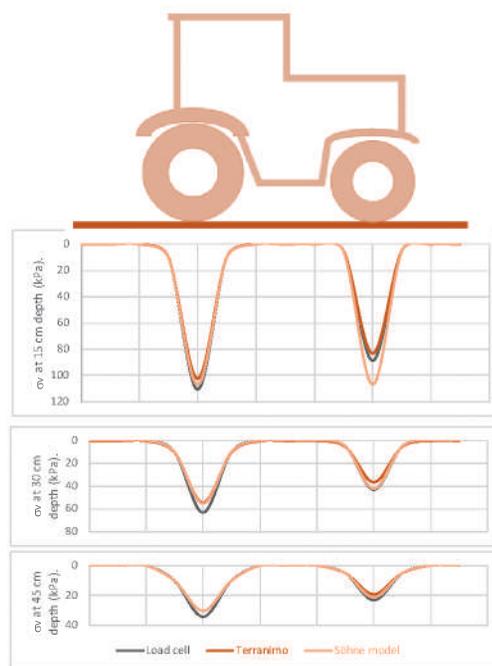


Figura 12. Suelo S3, neumáticos delanteros a presión 28 PSI y neumáticos traseros a presión 20 PSI. Comparación de mediciones (negro) con soluciones analíticas (café oscuro y claro).

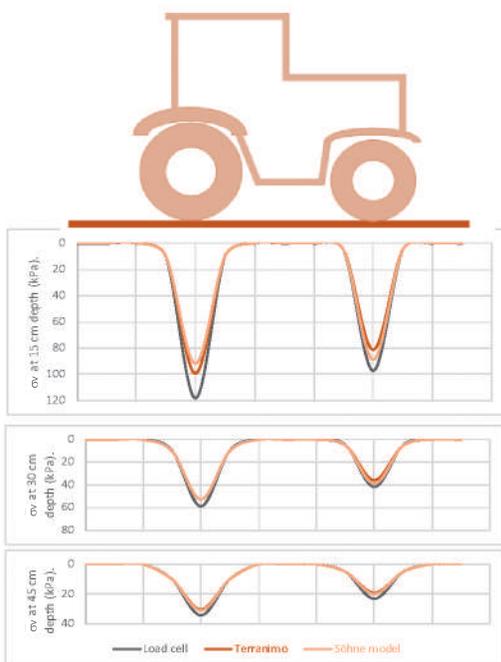


Figura 11. Suelo S3, neumáticos delanteros a presión 20 PSI y neumáticos traseros a presión 16 PSI. Comparación de mediciones (negro) con soluciones analíticas (café oscuro y claro).

Mediciones de la succión matricial

Para cada uno de los tres perfiles de suelo analizados, se ha monitoreado la succión matricial a 15 cm, 30 cm y 45 cm de profundidad. En las figuras 13, 14 y 15 se muestran los resultados del monitoreo a las tres profundidades. Es importante hacer notar que, en el momento de las pruebas de campo, después de variar la presión de inflado de los neumáticos de acuerdo a la Tabla 2 con el compresor de aire portátil, no se ha registrado variación alguna en la succión en el momento del paso del tractor agrícola, en cada una de las tres profundidades de estudio.

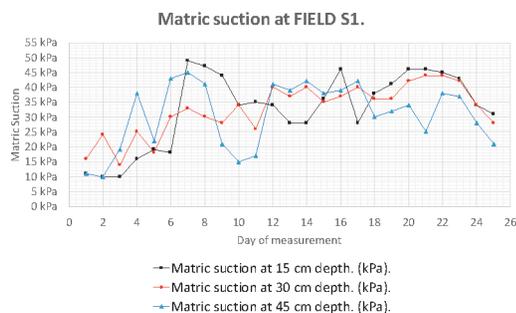


Figura 13. Suelo S1. Monitoreo de la succión matricial con tensiómetros jet fill a 15 cm, 30 cm y 45 cm de profundidad.

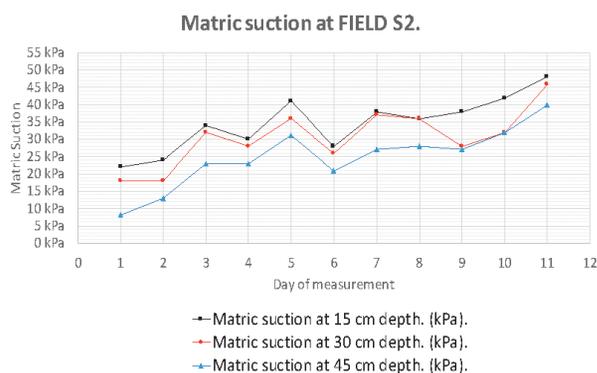


Figura 14. Suelo S2. Monitoreo de la succión matricial con tensiómetros jet fill a 15 cm, 30 cm y 45 cm de profundidad.

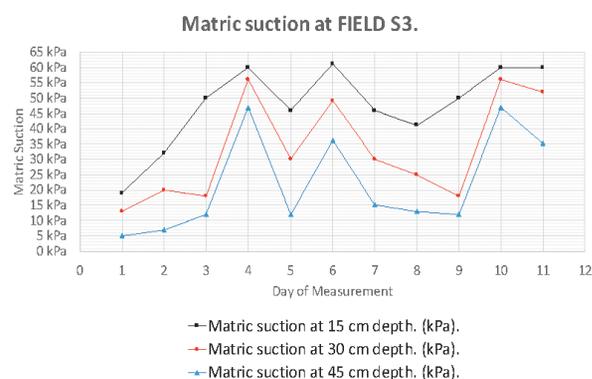


Figura 15. Suelo S3. Monitoreo de la succión matricial con tensiómetros jet fill a 15 cm, 30 cm y 45 cm de profundidad.

El registro de succiones matriciales que se muestra en la tabla 3, son valores que han sido extraídos de las figuras 13, 14 y 15, justo en el momento del paso del tractor agrícola a lo largo de las pruebas de campo realizadas en los tres perfiles de suelo.

Tabla 3. Succión matricial registrada en las pruebas de campo con el tractor agrícola.

No	Perfil de suelo	Succión Matricial (kPa)		
		15 cm	30 cm	45 cm
1	S1	38	33	30
2	S2	48	43	40
3	S3	60	52	35

Los resultados registrados en la tabla 3, así como los de las Tablas 1 y 2, han servido como datos de entrada en el software Terranimo para obtener los valores de incremento de esfuerzos verticales que se encuentran tabulados en las Figuras 4 a la 12.

Efecto de la presión de inflado en el incremento de los esfuerzos verticales

Para analizar el efecto de la presión de inflado en los esfuerzos verticales, se ha tomado en cuenta mediciones y soluciones analíticas y se ha obtenido un promedio de estos valores para cada profundidad, perfil de suelo y presión de inflado. En las Tablas 4, 5 y 6 se resumen los incrementos de esfuerzos verticales promedio por profundidad de análisis, para cada perfil de suelo, presión de inflado y tipo de rueda.

Tabla 4. Variación del incremento de esfuerzos verticales a 15 cm de profundidad.

Tyre pressure applied (PSI)	15 cm depth							
	Rear wheel	Front wheel	Rear wheel			Front wheel		
			σ_v mean (kPa)			σ_v mean (kPa)		
		S1	S2	S3	S1	S2	S3	
12	12	91	90	92	76	74	76	
16	20	100	98	103	86	89	89	
20	28	106	110	107	94	94	93	

Se ha elegido diferenciar las tablas por profundidad debido a que, de esta manera es más fácil notar el efecto de la presión de inflado en los esfuerzos verticales generados en cada perfil de suelo, en particular a la profundidad de 15 cm (tabla 4). A esta profundidad, el hecho de incrementar la presión de inflado, desde la presión recomendada hasta la máxima permitida, ha generado un incremento máximo de 20 kPa (en el perfil de suelo S2), que significa un incremento del 22% del esfuerzo vertical a la presión de inflado recomendada, tal y como se muestra en la tabla 4.

Tabla 5. Variación del incremento de esfuerzos verticales a 30 cm de profundidad.

Tyre pressure applied (PSI)	30 cm depth							
	Rear wheel	Front wheel	Rear wheel			Front wheel		
			σ_v mean (kPa)			σ_v mean (kPa)		
		S1	S2	S3	S1	S2	S3	
12	12	53	54	52	37	37	39	
16	20	57	55	55	39	39	39	
20	28	58	58	57	40	40	40	

En las Tablas 5 y 6 se puede observar que, a las profundidades de 30 cm y 45 cm el efecto de la presión de inflado en el incremento de los esfuerzos verticales es mínimo, registrando un máximo de 5 kPa (en el perfil de suelo S1) a 30 cm de profundidad y de 3 kPa (en el perfil de suelo S3) a 45 cm de profundidad; lo que significa un incremento del esfuerzo vertical, respecto a presión de inflado recomendada, del 9% en ambas profundidades.

Tabla 6. Esfuerzos verticales promedio a 45 cm de profundidad.

Tyre pressure applied (PSI)		45 cm depth					
		Rear wheel			Front wheel		
Rear wheel	Front wheel	σ_v mean (kPa)			σ_v mean (kPa)		
		S1	S2	S3	S1	S2	S3
12	12	31	32	28	20	21	20
16	20	33	32	32	21	21	21
20	28	33	32	31	21	20	21

Finalmente, en las figuras 16, 17 y 18 se muestra de una manera gráfica el efecto de la presión de inflado de los neumáticos en el incremento de los esfuerzos verticales a las tres profundidades predeterminadas y para los tres perfiles de suelo.

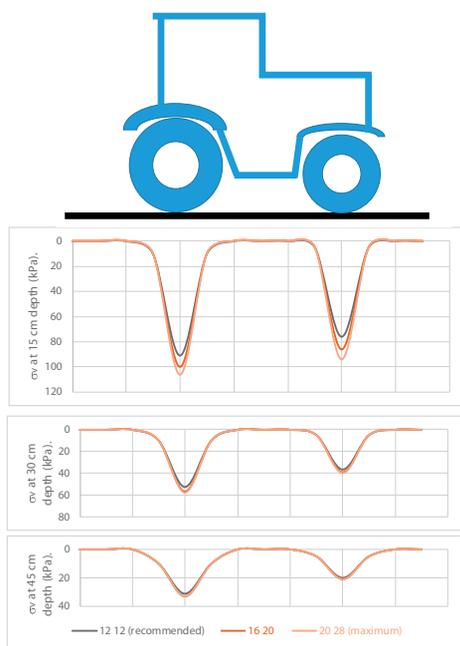


Figura 16. Suelo S1, Efecto de la presión de inflado en el incremento de los esfuerzos verticales. Presión recomendada (línea negra), presión intermedia (línea café) y presión máxima (línea café claro).

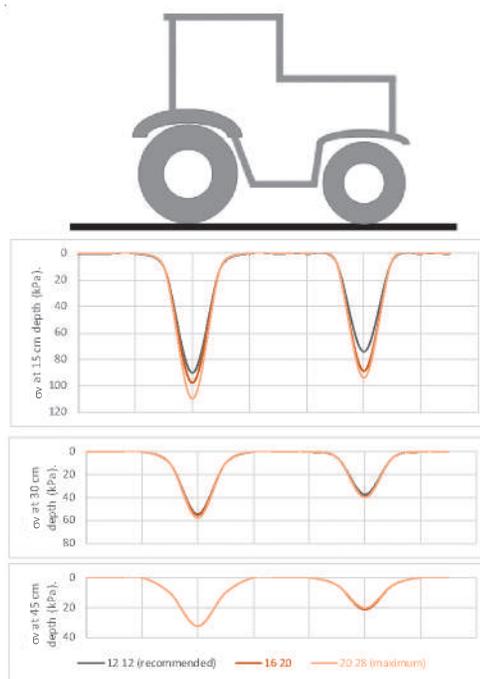


Figura 17. Suelo S2, Efecto de la presión de inflado de neumáticos en el incremento de σ_v

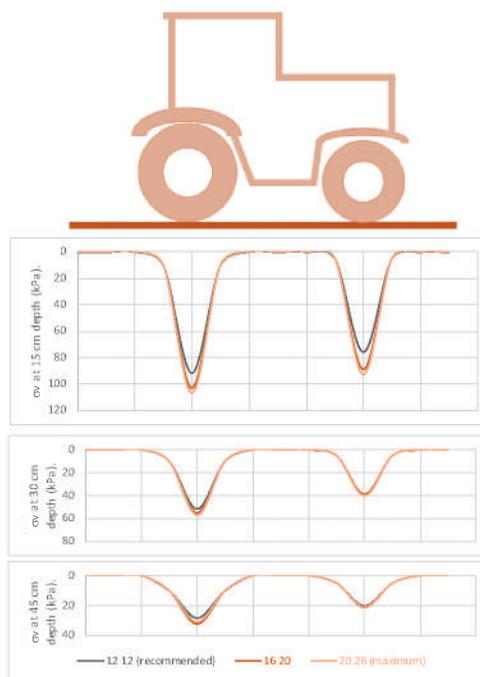


Figura 18. Suelo S3, Efecto de la presión en σ_v

CONCLUSIONES

La presente investigación concluye que, existe un efecto de la presión de inflado de los neumáticos en el incremento del esfuerzo vertical, particularmente a la profundidad de 15 cm.

Con un incremento de la presión de inflado en los neumáticos, se ha generado un incremento del esfuerzo vertical a las tres profundidades de estudio. El mayor incremento de esfuerzo vertical registrado, debido al incremento de la presión de inflado, ha sido de 22 % a la profundidad de 15 cm. A las profundidades de 30 cm y 45 cm, el incremento del esfuerzo vertical ha existido, pero mucho menor (9 %).

Comparando las mediciones del incremento de los esfuerzos verticales, registradas con las células de carga, y los cálculos obtenidos utilizando el software de Terranimo y la solución analítica de Söhne, podemos ver que existe una correlación; además, a mayor profundidad de análisis, el esfuerzo vertical disminuye. Sin embargo, en la mayoría de las mediciones de campo, las células de carga han arrojado los mayores valores con una sobre estimación máxima de 18.5 % (suelo S3) respecto a las soluciones analíticas. Esta sobre estimación en la medición del incremento de esfuerzos verticales con las células de carga puede atribuirse a la rigidez de su protector, el cual es de acero.

Los resultados obtenidos en cada uno de los tres perfiles de suelo que se han ensayado en campo, a las seis presiones de inflado de neumáticos (delantero y trasero) definidas y a las tres profundidades predeterminadas, proporcionaron resultados similares del incremento de esfuerzos verticales, de manera que se ha generado una repetitividad de los resultados.

Para futuras investigaciones, de acuerdo con el diseño experimental de nuestro estudio de doctorado, se tiene planificado realizar el mismo procedimiento experimental, pero ahora en condiciones saturadas, es decir después de una lluvia y comparar ambos estudios; también se tienen planificado realizar ensayos de presión de consolidación para verificar si los estados tensionales generados con el paso del vehículo, provocan que el perfil de suelo analizado permanezca en estado elástico o ingrese en un estado plástico.

AGRADECIMIENTOS

El presente trabajo de investigación ha sido financiado por la cooperación internacional VLIR-UOS (Consejo Flamenco de Interuniversidades para la cooperación y el desarrollo). Agradecemos a VLIR-UOS por el financiamiento bajo el proyecto de investigación VLIR ZEIN2016PR416-75155. El terreno para realizar los ensayos, así como el tractor agrícola utilizado en los ensayos

con las células de carga, han sido gentilmente facilitados por la Honorable Alcaldía del Municipio de Tarabuco.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Lamandé, M., and Schjfnning, P. (2011). Transmission of vertical stress in a real soil profile. Part I: Site description, evaluation of the Söhne model, and the effect of topsoil tillage. *Soil Till. Res.* **114**, 57-70, doi: [10.1016/j.still.2011.05.004](https://doi.org/10.1016/j.still.2011.05.004).
- Damme, L., Stettler, M., Pinet, F., Vervaet, P., Keller, T., Mounkholm, L., and Lamandé, M. (2019). The contribution of the tyre evolution to the reduction of soil compaction risks. *Soil Till. Res.* **194**, 104283, doi: [10.1016/j.still.2019.05.029](https://doi.org/10.1016/j.still.2019.05.029).
- DEERE & COMPANY. (2008). Manual del operador tractors 6100D, 6110D, 6115D, 6125D, 6130D y 6140D Edición H8 (español). Industrias John Deere S.A. de C.V. **A John Deere ILLUSTRATION Manual**.
- FIRESTONE AGRICULTURAL & TRACTOR TIRES. (2020). Load and inflation. **FirestoneAg.com**.
- Torrico, J.A., Miranda, S., Cornellis, W., Rojas, J.C., Di Emidio, G., & Bezuijen, A. (2021). Matric suction effect on distribution of stresses caused by vehicle wheels on a bare silty sand. *PanAm-Unsat 2021: 3rd Pan-American Conference on Unsaturated Soils.* **337**, 03004. <https://doi.org/10.1051/mateconf/202133703004>
- Torrico, J.A., Miranda, S., Cornellis, W., Rojas, J.C., Di Emidio, G., & Bezuijen, A. (2020). Medición del incremento de esfuerzos verticales generados por un vehículo en una arena limosa. *Ingenium.* **1**, 123-128.
- López, R. (2020). Prevention of soil compaction by agricultural operations: a geotechnical perspective. Master Thesis. **Ghent University**, Faculty of Engineering and Architecture. Ghent, Belgium.
- Söhne, W. (1958). Fundamentals of pressure distribution and soil compaction under tractor tyres. *Agricultural Engineering.* **39**, 276-281 290.
- Torrico, J.A., Miranda, S., Cornellis, W., Rojas, J.C., Di Emidio, G., & Bezuijen, A. (2021). Efecto de la succión matricial en la distribución de esfuerzos verticales generados por el paso de un vehículo en una arena limosa bajo diferentes condiciones ambientales. *Ingenium.* **2**, 15-21.
- Lamandé, M., Keller, T., Berisso, F., Stettler, M., and Schjfnning, P. (2015). Accuracy of soil stress measurements as affected by transducer dimensions and shape. *Soil Till. Res.* **145**, 72-77, doi: [10.1016/j.still.2014.08.011](https://doi.org/10.1016/j.still.2014.08.011).
- Das, B. M. (2013). Fundamentals of Geotechnical Engineering 4th Edition. Cengage Learning. **ISBN 978-1-111-5765-2**.



Métodos de reconstitución para la caracterización mecánica de suelos de grano grueso en ensayos triaxiales

A. J. Aparicio-Ortubé^a y Litzzy E. Barrientos-Arancibia^b

a Estudiante de Doctorado, Universidad Nacional de Colombia, Sede Medellín, Departamento de Ingeniería Civil, Medellín, ANT 050034, Colombia. E-mail: aaparicioo@unal.edu.co

b Estudiante de Maestría, Universidad Mayor, Real y Pontificia de San Francisco Xavier de Chuquisaca, Centro de Estudios de Posgrado e Investigación, Sucre, Bolivia. E-mail: lichita.elenita1583@gmail.com

RESUMEN

En este artículo se presentan y describen métodos de reconstitución empleados para la caracterización mecánica de suelos de grano grueso en ensayos triaxiales. Los métodos incluyen apisonamiento, deposición, sedimentación y pluviación bajo diferentes condiciones de saturación y procedimiento. Además, técnicas de densificación para cada método presentado son descritas. Un análisis crítico es llevado a cabo para identificar las ventajas y desventajas de los métodos de reconstitución.

Palabras clave: métodos de reconstitución, técnicas de densificación, suelos de grano grueso, ensayo triaxial.

ABSTRACT

Reconstitution methods employed for the mechanical characterization of coarse-grained soils in triaxial testing are presented and described in this paper. The methods include tamping, deposition, sedimentation, and pluviation under different conditions of saturation and procedure. Besides, densification techniques for each presented method are described. A critical analysis is conducted to identify the advantages and disadvantages of the reconstitution methods.

Key words: reconstitutions methods, densification techniques, coarse-grained soils, triaxial testing.

INTRODUCCIÓN

La caracterización mecánica de suelos de grano grueso (e.g., arenas) en términos de compresibilidad, rigidez y resistencia es esencial en aplicaciones ingenieriles geotécnicas para un diseño exitoso. A diferencia de los suelos de grano-fino (e.g., arcillas), la extracción de muestras de arena de alta calidad del terreno representa una labor compleja, es costosa y demanda mayor tiempo de ejecución, particularmente para suelos donde el enlace entre partículas está ausente o ligeramente desarrollado. Por este motivo, los métodos de reconstitución surgen como una alternativa para estudiar en laboratorio los efectos de variables relacionadas con el estado y naturaleza física de suelos de grano grueso, como ser la distribución del tamaño de partículas, forma de las partículas, composición mineral, contenido de finos, estado de esfuerzos, densidad relativa y acomodo y dirección de las partículas dentro de la masa de suelo.

En la actualidad existen varios métodos para reconstituir especímenes de suelo de grano grueso y ser ensayados bajo condiciones triaxiales. Generalmente, consisten en depositar material de suelo representativo de las condiciones *in situ* en un molde por medio de embudos, matraces o pluviadores bajo condiciones secas, húmedas o sumergidas. Para obtener relaciones de vacíos o densidades relativas objetivo se emplean técnicas de densificación, las cuales típicamente involucran apisonamiento, vibración o impacto. En este artículo se presentan y describen métodos de reconstitución empleados para la caracterización mecánica de suelos de grano grueso en ensayos triaxiales, los cuales incluyen apisonamiento, deposición, sedimentación y pluviación bajo diferentes condiciones de saturación y procedimiento. Además, técnicas de densificación son también descritas. Un análisis crítico es también realizado con el propósito de identificar las ventajas y desventajas de los métodos presentados.

MÉTODOS DE RECONSTITUCIÓN DE ESPÉCIMENES DE SUELO DE GRANO GRUESO

Apisonamiento

En este método, el proceso de reconstitución puede realizarse de dos formas. La Figura 1 ilustra el método de reconstitución mediante apisonamiento bajo condiciones húmedas y secas. Para condiciones húmedas, material de suelo arenoso secado al aire es primeramente mezclado con agua destilada de forma tal que el grado inicial de saturación del material compactado esté en un rango entre el 20% y 70%. El material de suelo es vertido en un molde acoplado al pedestal del triaxial y apisonado en capas de igual altura. El número de capas y cantidad de suelo por capa posibilita obtener una relación de vacíos o densidad relativa objetivo. Con este procedimiento se

obtienen especímenes de suelo con una respuesta esfuerzo-deformación relativamente uniforme y menor tendencia a la segregación de partículas. Además, puede ser utilizado para compactar varios tipos de suelos de grano grueso con una densidad relativa desde muy suelta a muy denso (Ladd, 1978).

El proceso de reconstitución de un espécimen de suelo bajo condiciones secas es similar al anterior, pero en este caso no se humedece el material. A pesar de que la reconstitución es ligeramente más rápida bajo condiciones secas, la obtención de especímenes con una densidad relativa muy suelta es una labor más complicada. Esto debido a la ausencia de succión matriz.

Dado que el método de reconstitución mediante apisonamiento involucra la conformación de capas, planos predefinidos son insertados en el espécimen de suelo, lo cual puede afectar su respuesta mecánica.

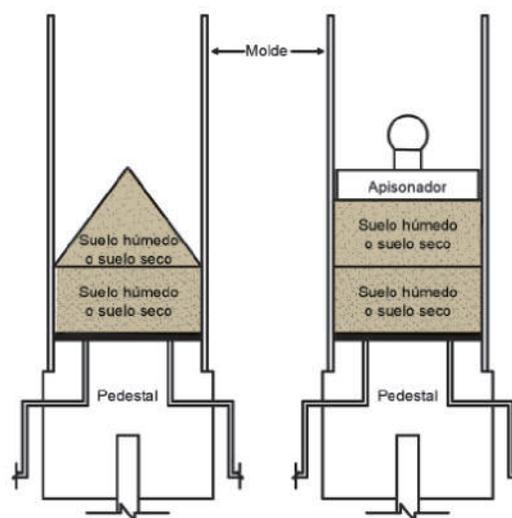


Figura 1. Método de reconstitución mediante apisonamiento.

Deposición

El método de reconstitución por medio de deposición de mezcla suelo-agua fue originalmente propuesto por Kuerbis & Vaid (1988) y posteriormente modificado por Carraro & Prezzi (2008). La Figura 2 ilustra el método de reconstitución mediante deposición de mezcla suelo-agua. En este método, material arenoso seco es vertido primeramente en un contenedor cerrado transparente. Si el espécimen de suelo va ser ensayado con una cantidad de finos determinada, este material también debe ser incorporado dentro del contenedor. El contenedor cerrado es vigorosamente agitado hasta que se observe homogeneidad en la mezcla seca. Luego, la mezcla seca es depositada en un tubo cilíndrico de

plexiglás con agua de-aireada hasta la mitad por medio de un embudo. Una vez depositado el material, el tubo es agitado hasta obtenerse una mezcla homogénea, girando de arriba hacia abajo. El tubo es colocado en el molde acoplado a la base del triaxial con la abertura de salida hacia abajo. Se vierte agua de-aireada en el molde y después de que la mezcla suelo-agua haya asentado, el tubo es retirado lentamente. A través de este método se pueden obtener especímenes homogéneos de arenas con una cantidad de finos determinada, elevados grados de saturación iniciales y respuestas mecánicas representativas de depósitos naturales de suelo formados bajo el agua. Una desventaja es la complejidad de obtener especímenes de suelo con una densidad relativa muy suelta (Murthy et al., 2007).

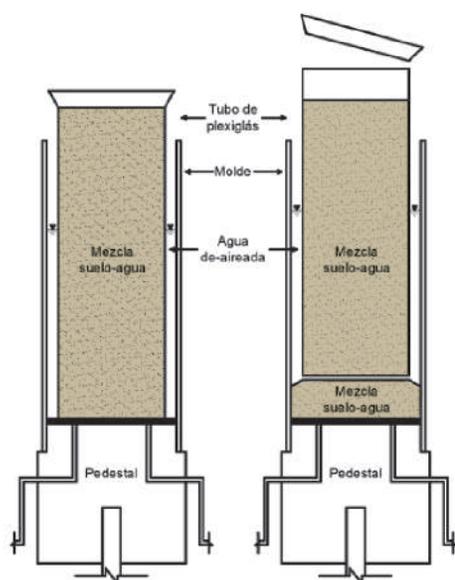


Figura 2. Método de reconstitución mediante deposición de mezcla suelo-agua.

La reconstitución de especímenes arenosos mediante deposición puede realizarse también empleando un embudo. La Figura 3 ilustra el método de reconstitución mediante deposición con embudo bajo condiciones secas y húmedas. Para condiciones secas, se posiciona inicialmente un embudo en la base del molde acoplado al pedestal del triaxial. Se deposita material arenoso dentro del embudo y se lo levanta a una velocidad constante de tal forma que la altura de caída de las partículas sea cero hasta llenar el molde (Ishihara, 1993; Lade & Yamamuro, 1997; Yamamuro & Wood, 2004; Zlatović & Ishihara, 1997).

El procedimiento de reconstitución en condiciones húmedas es similar al anterior, con la salvedad de que en este caso el material debe ser previamente humedecido. En condiciones húmedas es posible obtener especímenes de suelo con una densidad relativa más suelta.

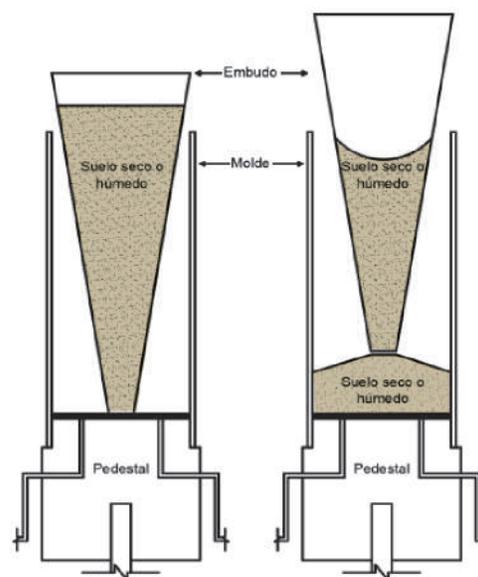


Figura 3. Método de reconstitución mediante deposición con embudo.

El método de reconstitución mediante deposición con embudo es considerado el más sencillo de realizar. Además, se puede obtener un amplio rango de densidades (Kwan & Mohtar, 2020). Sin embargo, la desventaja de emplear un embudo durante la deposición es que puede llegarse a formar un acomodo de partículas con orientaciones predefinidas dentro de la masa suelo, lo cual puede influir en la respuesta mecánica (Cresswell et al., 1999). Una variación a este método de reconstitución consiste en acoplar un tubo "rígido" en la abertura de salida del embudo (e.g., Monkul & Yamamuro, 2010), como se observa en la Figura 4.

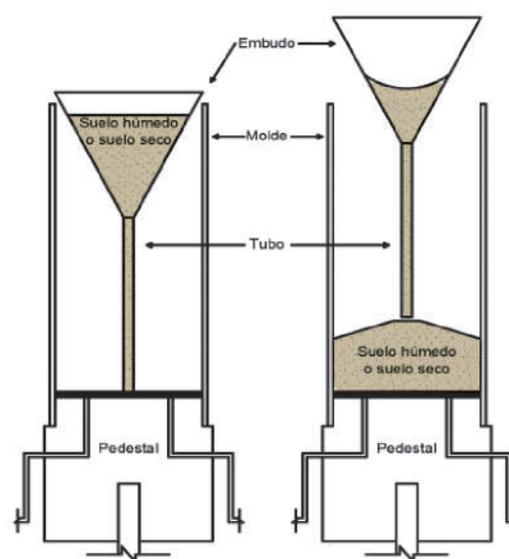


Figura 4. Variante del método de reconstitución mediante deposición con embudo - Tubo acoplado.

El proceso de densificación para los métodos de reconstitución por deposición puede lograrse mediante vibración del pedestal del triaxial o por medio de leves impactos en lados opuestos del molde con un mango de goma. Otra alternativa consiste en calibrar la abertura de salida del embudo o tubo de modo que la velocidad de deposición acomode las partículas a una densidad deseada.

Sedimentación

La reconstitución de especímenes de suelo arenoso por medio de sedimentación puede realizarse de dos formas. La Figura 5 ilustra el método de reconstitución mediante sedimentación bajo condiciones secas y la Figura 6 bajo condiciones pre-saturadas. En este método, el molde acoplado al pedestal del triaxial es parcialmente llenado con agua de-aireada. En condiciones secas, el material arenoso es vertido lentamente en el agua por medio de un embudo de forma tal que la distancia entre la abertura de salida del embudo y el nivel del agua sea mínima (Vaid et al., 1999; Zlatović & Ishihara, 1997).

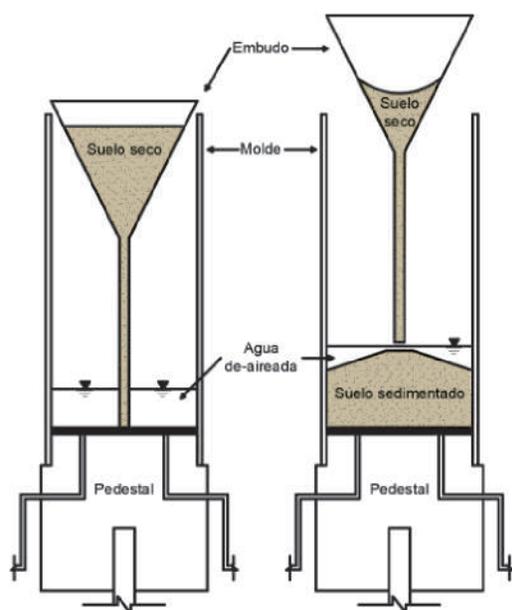


Figura 5. Método de reconstitución mediante sedimentación bajo condiciones secas.

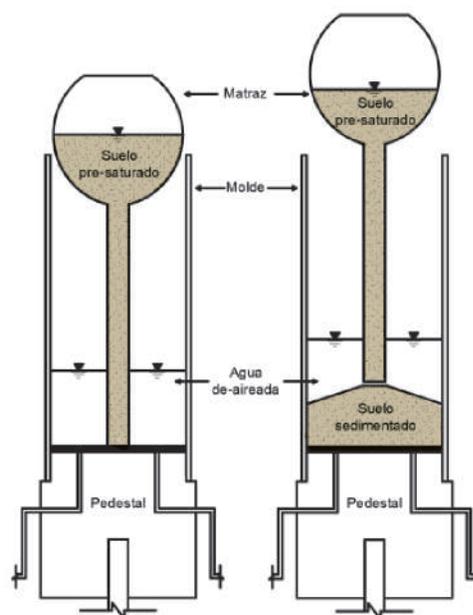


Figura 6. Método de reconstitución mediante sedimentación bajo condiciones presaturadas.

Bajo condiciones presaturadas, material arenoso mezclado con agua en un matraz es sometido a un proceso de saturación, el cual puede realizarse mediante la aplicación de calor o vacío. Una vez saturado el material, el matraz es colocado de forma invertida en la base del molde acoplado al triaxial y suspendido verticalmente de forma tal que la altura de caída de las partículas sea cero (Yamamuro & Wood, 2004).

El método de reconstitución por medio de sedimentación es ideal para simular el proceso de sedimentación natural de depósitos de suelo formados bajo el agua. Además de obtenerse grados iniciales de saturación elevados (Kwan & Mohtar, 2020). Una desventaja es la posible formación de un acomodo de partículas con orientaciones predefinidas, más aún si la sedimentación se realiza por etapas (Cresswell et al., 1999).

Para la obtención de densidades relativas objetivo, se puede aplicar vibración en el pedestal del triaxial o impactos leves en los lados del molde con un mango de goma. También es posible calibrar la abertura de salida del contenedor de modo que la velocidad de vertido acomode las partículas a una densidad objetivo.

Pluviación

El método de reconstitución por pluviación consiste en depositar partículas de suelo en forma de lluvia dentro del molde acoplado al pedestal del triaxial. En la actualidad existen varios dispositivos para tal efecto (e.g., Cresswell et al., 1999; Dave & Dasaka, 2012) y son dise-

ñados tomando en cuenta la intensidad de deposición, uniformidad de la lluvia de arena y altura de caída de las partículas de arena. Para efectos ilustrativos, el pluviador diseñado por el escritor es presentado y descrito. La Figura 7 ilustra el método de reconstitución mediante pluvitación. El pluviador diseñado por el escritor consiste de dos tubos transparentes, los cuales tienen adheridos en sus orificios inferiores tapas con aberturas de igual área. El diámetro de los tubos es seleccionado de modo que un tubo pueda ser insertado en el otro y este a su vez dentro del molde acoplado al pedestal del triaxial. La altura de los tubos es determinada de acuerdo a la cantidad de material que va ser reconstituido.

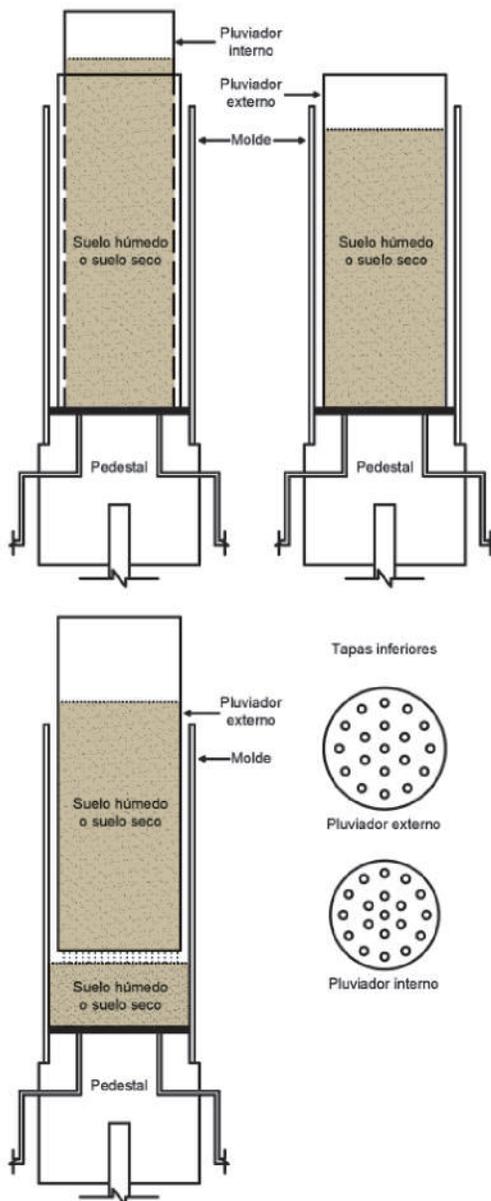


Figura 7. Método de reconstitución mediante pluvitación.

En primera instancia, los tubos son posicionados en la base del molde. Luego, se vierte material arenoso, en condiciones secas o húmedas, dentro del tubo de menor diámetro. Este tubo es verticalmente levantado de modo que la altura de caída de la lluvia de partículas sea cero. De esta manera el material es depositado en el tubo de mayor diámetro. El proceso es repetido con el tubo de mayor diámetro, obteniéndose así el espécimen de suelo arenoso reconstituido. La ventaja de hacer una doble pluvitación es la de evitar un acomodo de partículas con orientaciones predefinidas durante el traslado de material hacia el dispositivo y durante la reconstitución. La intensidad de deposición es controlada por la cantidad y tamaño de las aberturas de las tapas inferiores. Esto posibilita obtener densidades relativas objetivas con mayor facilidad, por lo tanto, no se requieren aplicar procesos de densificación. Sin embargo, es necesario una calibración previa. La uniformidad de la lluvia de arena es lograda a través de una distribución simétrica y homogénea de las aberturas de las tapas inferiores.

La reconstitución mediante pluvitación posibilita obtener especímenes de suelo con densidades uniformes y resultados repetibles. Además de evitar la inserción de planos o acomodo de partículas con orientaciones predefinidas dentro de la masa de suelo (Cresswell et al., 1999; Dave & Dasaka, 2012).

DISCUSIÓN

Según Kuerbis & Vaid (1988), un método de reconstitución debe cumplir los siguientes criterios:

- El método deber ser capaz de producir especímenes de suelo arenoso de sueltos a densos en un rango de densidad esperado dentro del depósito de suelo *in situ*.
- El espécimen de suelo debe tener una relación de vacíos uniforme.
- El espécimen de suelo debe estar bien mezclado sin segregación de tamaño de partículas.
- El método de reconstitución debe simular el modo de deposición del suelo encontrado en el depósito.

Respecto al primer punto, los métodos de reconstitución presentados en este trabajo posibilitan obtener especímenes de suelo arenoso en un rango aceptable en términos de densidad relativa. Cabe destacar que la obtención de especímenes de arena en un estado suelto es más complicada que para un estado denso.

La obtención de una relación de vacíos uniforme a lo largo de un espécimen reconstituido es posible por los métodos aquí descritos, a excepción de aquellos que se realizan en condiciones sumergidas ya que el agua induce una segregación de tamaños de partículas de suelo. La experiencia del laboratorista es esencial para lograr

reconstituciones uniformes, especialmente para aquellos métodos donde hay mayor tendencia en un acomodo de partículas de suelo con orientaciones predefinidas. Por otro lado, las técnicas de densificación pueden afectar la uniformidad del espécimen reconstituido, particularmente cuando la estructura del suelo llega a ser meta-estable (Monkul & Yamamuro, 2010). La altura de caída de las partículas de suelo durante la reconstitución también es un factor clave, puesto que puede inducir mayores densidades en la base que en la cabeza del espécimen. Además de inducir segregación de tamaños de partículas de suelo (Vaid & Negusse, 1984).

Teniendo en cuenta que los procesos geológicos y combinaciones de éstos dan origen y modifican las características geotécnicas de un depósito de suelo a lo largo de su historia geológica, un método de reconstitución que aproxime la condiciones *in situ* del material siempre será más factible, aunque tal labor puede ser compleja para la gama de situaciones que pueden encontrarse en la superficie de la tierra. En la literatura técnica, estudios comparativos incluyendo muestras de arena de alta calidad han mostrado que el método de reconstitución influye en la respuesta esfuerzo-deformación-resistencia del material y que puede no reflejar la respuesta mecánica de la masa de suelo en condiciones *in situ* (e.g., Høeg et al., 2000; Huang & Huang, 2007; Vaid et al., 1999; Yamamuro & Wood, 2004). Es recomendable un análisis al momento de seleccionar un método de reconstitución y en lo posible validarlo con resultados de ensayos realizados en muestras de suelo de alta calidad.

Es recomendable la aplicación de métodos de reconstitución de especímenes de suelo de grano grueso que no involucren energía de impacto, como los utilizados en ensayos de compactación (ASTM D1557, 2021; ASTM D698, 2021), y sean realizados directamente en el equipo triaxial (Cresswell et al., 1999; Lade et al., 1998). Esto con el propósito de mantener intactas las características de las partículas de suelo en términos de forma (i.e., evitar fisuramientos y/o trituración) y prevenir perturbaciones adicionales en el espécimen causadas durante el desconfinamiento, extracción, tallado, manipuleo y transporte al equipo triaxial.

RESUMEN Y CONCLUSIONES

Métodos de reconstitución empleados para la caracterización mecánica de suelos de grano grueso en ensayos triaxiales fueron presentados y descritos en este artículo. Los métodos incluyeron apisonamiento, deposición, sedimentación y pluviación bajo diferentes condiciones de saturación y procedimiento. Técnicas de densificación para cada método presentado también fueron descritas. Un análisis crítico fue realizado con el fin de identificar las ventajas y desventajas de los métodos de reconstitución.

La información presentada en este trabajo proporciona conocimientos en materia de reconstitución de especímenes de suelo de grano grueso que pueden ser empleados como punto de partida en programas experimentales que incluyan ensayos triaxiales. Además de proporcionar información técnica para la selección de un método y de variables que controlan la conformación de estructuras de suelo.

Las observaciones realizadas a cada uno de los métodos de reconstitución aquí presentados posibilitan una mayor comprensión sobre los efectos de la estructura del suelo en la respuesta mecánica de suelos de grano grueso.

AGRADECIMIENTOS

Apoyo financiero fue proporcionado por el Departamento Administrativo de Ciencia, Tecnología e Innovación de Colombia (COLCIENCIAS), Programa No 757-2016. El apoyo de esta institución es altamente apreciado.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ASTM D1557. (2021). *Standard Test Methods for Laboratory Compaction Characteristics of Soil using Modified Effort*. ASTM.
- ASTM D698. (2021). *Standard Test Methods for Laboratory Compaction Characteristics of Soil using Standard Effort*. ASTM.
- Carraro, J. A., & Prezzi, M. (2008). A New Slurry-Based Method of Preparation of Specimens of Sand Containing Fines. *Geotechnical Testing Journal*, 31(1), 100207. <https://doi.org/10.1520/GTJ100207>
- Cresswell, A., Barton, M. E., & Brown, R. (1999). Determining the Maximum Density of Sands by Pluviation. *Geotechnical Testing Journal*, 22(4), 324–328. <https://doi.org/10.1520/GTJ11245J>
- Dave, T. N., & Dasaka, S. M. (2012). Assessment of Portable Traveling Pluviator to Prepare Reconstituted Sand Specimens. *Geomechanics and Engineering*, 4(2), 79–90. <https://doi.org/10.12989/gae.2012.4.2.079>
- Høeg, K., Dyvik, R., & Sandbækken, G. (2000). Strength of Undisturbed versus Reconstituted Silt and Silty Sand Specimens. *Journal of Geotechnical and Environmental Engineering*, 126(7), 606–617. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)1090-0241\(2000\)126:7\(606\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)1090-0241(2000)126:7(606))
- Huang, A. B., & Huang, Y. T. (2007). Undisturbed Sampling and Laboratory Shearing Tests on a Sand with Various Fines Contents. *Soils and Foundations*, 47(4), 771–781. <https://doi.org/10.3208/sandf.47.771>

- Ishihara, K. (1993). Liquefaction and Flow Failure during Earthquakes. *Géotechnique*, 43(3), 351–451. <https://doi.org/10.1680/geot.1993.43.3.351>
- Kuerbis, R., & Vaid, Y. P. (1988). Sand Sample Preparation—The Slurry Deposition Method. *Soils and Foundations*, 28(4), 107–118. https://doi.org/10.3208/sandf1972.28.4_107
- Kwan, W. S., & Mohtar, C. El. (2020). A Review on Sand Sample Reconstitution Methods and Procedures for Undrained Simple Shear Test. *International Journal of Geotechnical Engineering*, 14(8), 851–859. <https://doi.org/10.1080/19386362.2018.1461988>
- Ladd, R. S. (1978). Preparing Test Specimens Using Undercompaction. *Geotechnical Testing Journal*, 1(1), 16–23. <https://doi.org/10.1520/GTJ10364J>
- Lade, P. V., Liggio, C. D. J., & Yamamuro, J. A. (1998). Effects of Non-Plastic Fines on Minimum and Maximum Void Ratios of Sand. *Geotechnical Testing Journal*, 21(4), 336. <https://doi.org/10.1520/GTJ11373J>
- Lade, P. V., & Yamamuro, J. A. (1997). Effects of Nonplastic Fines on Static Liquefaction of Sands. *Canadian Geotechnical Journal*, 34(6), 918–928. <https://doi.org/10.1139/t97-052>
- Monkul, M. M., & Yamamuro, J. A. (2010). Influence of Densification Method on Some Aspects of Undrained Silty Sand Behavior. *Internacional Conferences on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics*.
- Murthy, T. G., Loukidis, D., Carraro, J. A. H., Prezzi, M., & Salgado, R. (2007). Undrained Monotonic Response of Clean and Silty Sands. *Géotechnique*, 57(3), 273–288. <https://doi.org/10.1680/geot.2007.57.3.273>
- Vaid, Y. P., & Negussey, D. (1984). Relative Density of Pluviated Sand Samples. *Soils and Foundations*, 24(2), 101–105. https://doi.org/10.3208/sandf1972.24.2_101
- Vaid, Y. P., Sivathayalan, S., & Stedman, D. (1999). Influence of Specimen-Reconstituting Method on the Undrained Response of Sand. *Geotechnical Testing Journal*, 22(3), 187–195. <https://doi.org/10.1520/GTJ11110J>
- Yamamuro, J. A., & Wood, F. M. (2004). Effect of Depositional Method on the Undrained Behavior and Microstructure of Sand with Silt. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 24(9–10), 751–760. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2004.06.004>
- Zlatović, S., & Ishihara, K. (1997). Normalized Behavior of very Loose Non-Plastic Soils: Effects of Fabric. *Soils and Foundations*, 37(4), 47–56. https://doi.org/10.3208/sandf.37.4_47



Métodos de estudio para determinar la vulnerabilidad sísmica en edificaciones patrimoniales en Bolivia

Cuéllar, M.^a, Arízaga, A.^b, Araya, C.^c, Bellido, L.^d, Romero, D.^e,

- a Docente Investigador en el área de Estructuras de la Facultad de Ingeniería Civil (USFX), Destacamento 317, Ex Campus REFISUR, 573, Sucre, Bolivia. E-mail: mirkocuellar2405@gmail.com.
- b Técnico Superior en Construcción Civil, Estudiante Egresado en el área de Estructuras de la Facultad de Ingeniería Civil (USFX), Destacamento 317, Ex Campus REFISUR, 573, Sucre, Bolivia. E-mail: alejan386@gmail.com
- c Investigadora en el Área de Estructuras de la Facultad de Ingeniería Civil (USFX), Destacamento 317, Ex Campus REFISUR, 573, Sucre, Bolivia. E-mail: Carolfaby18@gmail.com.
- d Investigador en el Área de Estructuras de la Facultad de Ingeniería Civil (USFX), Destacamento 317, Ex Campus REFISUR, 573, Sucre, Bolivia. E-mail: luisfernandobellidojim@gmail.com.
- e Investigadora en el Área de Estructuras de la Facultad de Ingeniería Civil (USFX), Destacamento 317, Ex Campus REFISUR, 573, Sucre, Bolivia. E-mail: romerofloresdanitza27@gmail.com

Recibido: 03/10/2022

RESUMEN

Alrededor del mundo tenemos una gran cantidad de infraestructuras históricas, que son un emblema internacional por su riqueza patrimonial, al poseer diseños arquitectónicos de grandes arquitectos e ingenieros de sus respectivas épocas.

El trabajo que se presenta a continuación presenta diferentes metodologías para evaluar sísmicamente las edificaciones patrimoniales, para que ante posibles desastres naturales no haya pérdidas grandes. El objetivo es conservar estas infraestructuras de la mejor manera posible ya que por su sistema de construcción, características que posee el abobe, material con que éstas se construyen, estas infraestructuras se consideran vulnerables.

La metodología a desarrollar es usando el método de elementos finitos, posteriormente utilizaremos simulaciones informáticas avanzadas con caracterización física y estructural adecuada para identificar edificios históricos.

La siguiente etapa consistirá en desarrollar estudios de campo que permitan su calibración y ajuste para lo cual se hace necesario un trabajo interdisciplinario que involucre historiadores, arquitectos, ingenieros y en general todas aquellas personas interesadas en la preservación y conservación del patrimonio histórico.

Palabras clave: Vulnerabilidad, Riesgo Sísmico, Patrimonio Cultural, Edificios Históricos.

ABSTRACT

Around the world we have a large number of historic infrastructures, which are an international emblem for their rich heritage, having architectural designs of great architects and engineers of their respective eras.

The following work presents different methodologies for seismic evaluation of heritage buildings, so that in case of natural disasters there are no major losses. The objective is to conserve these infrastructures in the best possible way since, due to their construction system, the characteristics of the abobe and the material with which they are built, these infrastructures are considered vulnerable.

The methodology to be developed is using the finite element method, then we will use advanced computer simulations with appropriate physical and structural characterization to identify historic buildings.

The next stage will consist of developing field studies that allow their calibration and adjustment, for which an interdisciplinary work involving historians, architects, engineers and in general all those interested in the preservation and conservation of historical heritage is necessary.

Key words: Vulnerability, Seismic Risk, Cultural Heritage, Historic Building.

INTRODUCCIÓN

Las edificaciones históricas y antiguas, debido su gran importancia cultural y patrimonial, tiene que tener una seguridad estructural para preservar su integridad arquitectónica colonial y su conservación de materiales históricos, por lo tanto, es necesario realizar un diagnóstico y evaluación sísmica para determinar el grado de vulnerabilidad, y así mismo también se debe resguardar la vida de las personas que habitan estas infraestructuras.

Los edificios históricos forman parte fundamental del patrimonio cultural, llegando a convertirse en símbolos de la ciudad, donde se encuentran construcciones históricas que son centros de atracción turística y cultural con las implicaciones económicas correspondientes muchos otros edificios antiguos, aún conservan el curso para el que fueron concebidos como lo demuestran la gran cantidad de Edificaciones Patrimoniales como: Iglesias, Universidades, Colegios, etc. Muchas de estas edificaciones fueron construidas hace décadas, lo cual implicó que el diseño y construcción, fueran realizados por arquitectos e ingenieros de gran relevancia de su época.



Figura 1. Iglesia San Felipe Neri, Patio del Convento



Figura 2. La Catedral Metropolitana

Existen factores externos que pueden afectar a una edificación histórica, algunos de los factores externos pueden ser: la degradación de material por el paso del tiempo, eventos naturales con largos periodos de retorno, acciones originadas por el hombre, como cambios de gusto remodelaciones, entre otros, por esta razón muchas veces es necesario evaluar el estado de la preservación del patrimonio, como también por la seguridad de las personas.

Antes de proceder a la evaluación del estado de la estructura, es recomendable conocer al máximo la historia de la edificación incluyendo las fechas de construcción, origen de materiales, motivaciones de los constructores, técnicas y proceso constructivo y acciones extraordinarias a las que está sometida la estructura, todo respaldo de fuentes y documentos sobre su construcción y posibles mejoramientos es importante para comprender y poder realizar un mejor análisis y poder entender el comportamiento de la estructura.

La demanda sísmica en Bolivia guarda relación con el movimiento de las placas tectónicas sudamericanas que ocasionan sismos de grado variable en los países limítrofes, así también existen sismos originados debido a las fallas internas sujetas a la acción de la placa del altiplano y el rígido escudo brasilero. Las acciones sísmicas hasta el día de hoy no es un evento predecible, por lo tanto todas las normas incluyen en probabilidades estadísticas que repercuten en fuerzas que se aplicaran a la estructura y poder evaluar el comportamiento sísmico.

Es necesario identificar que los objetivos de desempeño de las estructuras históricas dependen mucho de varios parámetros como: zonificación sísmica, tipo de suelo, materiales con los que fue construido, etc. Toda esta información es necesaria para poder evaluar la estructura según los diferentes métodos que existen.

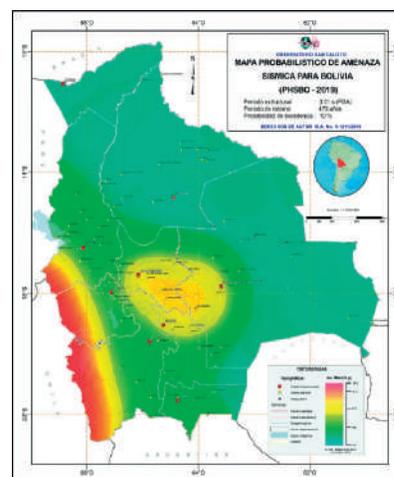


Figura 3. Mapa Probabilístico de Amenaza Sísmica para Bolivia

El presente trabajo se enfoca principalmente en los sismos y los daños que ocasionan a las estructuras, especialmente a las estructuras antiguas, debido a estos sucesos impredecibles es que hasta el día de hoy se evidenciando falencias en este tipo de estructuras donde se pierden vidas e historia que guarda dentro de sus ambientes. Es por ello, que es necesario conocer el comportamiento que tendrá una estructura ante una actividad sísmica y más aún conocer cuáles pueden ser las edificaciones más vulnerables de una respectiva zona a sufrir daños estructurales y no estructurales. Hoy es necesario realizar una evaluación preliminar para poder tener un diagnóstico inicial, del cual se pueda derivar a realizar otros estudios o análisis de más detalle, si fuera el caso según el diagnóstico preliminar mediante métodos simplificados y evaluativos según la concepción y construcción de la edificación.

En noviembre de 1650 un terremoto destruye la bóveda de la catedral de los españoles en Chuquisaca; en 1845 otro terremoto en Santa Cruz causa daños en construcciones de adobe; en 1871 otro terremoto causa daños cerca del pueblo de San Antonio (hoy Villa Tunari); en 1887 y 1899 dos fuertes terremotos destruyen viviendas de adobe en Yacuiba (al este de Tarija), causando algunos heridos (Descotes y Cabré, 1973).

Año	Mes	Día	Magnitud (mb)	Intensidad (mm)	Observaciones
1650	11	10	6.4	VII	La bóveda de la catedral de Sucre es destruida
1884	11	27	5.8	VI	Destrozos en Tarabuco.
1948	3	27	6.1	VII	Destrucción en la ciudad de Sucre, muerta y heridos.
1985	3	19	5.4	VI	En Monteagudo hubo derrumbes.
1994	6	9	8.1	VI	Sismo Profundo, Sentido en casi todo Bolivia
2017	2	21	6,5	IV	Debido a la profundidad fue casi imperceptible.

Tabla N°1 Registros Sísmicos en Bolivia mas relevantes

MÉTODOS Y ANALISIS

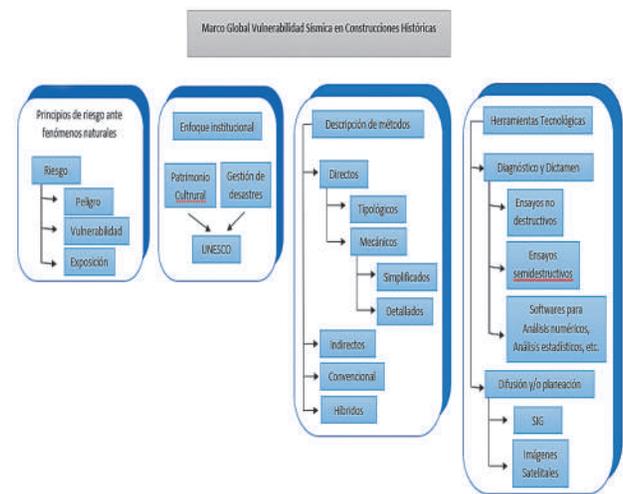
Como subsecuente presentamos el marco global de Vulnerabilidad sísmica en construcciones históricas desde una perspectiva conceptual, institucional, metodológica y parcialmente tecnológica. (ver Figura 2).

En primera instancia se muestra un cuadro conceptual de riesgo ante fenómenos naturales, y la anotación de posibles estrategias de análisis de vulnerabilidad sísmica

en monumentos arquitectónicos históricos mostrando como puntos a observar la vulnerabilidad y exposición.

Posteriormente tendremos un pequeño análisis institucional basado en la relación entre el patrimonio cultural y los fenómenos naturales, los cuales sugieren estrategias de intervención, mencionamos a organismos como la UNESCO ya que estos tienen fondos para utilizar en caso de daños ocasionados al patrimonio cultural, ya que las construcciones históricas conforman un sentido de pertenencia, individual y colectivo que ayuda a mantener la cohesión social y territorial.

En seguida se muestra la descripción de los métodos que podríamos emplear para determinar la vulnerabilidad sísmica.



Finalmente, se aborda una breve perspectiva de los Sistemas de Información Geográfica como parte de las tecnologías de difusión, dictamen y diagnóstico en el patrimonio cultural.

Figura 4. Marco metodológico de vulnerabilidad sísmica en construcciones históricas.

Las infraestructuras patrimoniales tienen una riqueza histórica muy deseada a nivel latinoamericano.

De ahí surge la necesidad de preservar, dicho patrimonio cultural e histórico. Así, si en un futuro se presenta un sismo de alta magnitud, nosotros ya tengamos como información, si estas edificaciones tengan posibles soluciones al mismo o no, de ser así, investigar y plantear nuevas posibilidades de solución, para poder reforzar el material, de tal forma que las consecuencias sean las mínimas posibles.

Valores determinantes de un Edificio Patrimonial

Los centros históricos representan una oportunidad para el desarrollo, de este trabajo la importancia de es-

tos espacios, su concepto, proyectos que han trascendido y que han ofrecido un nuevo enfoque para su aprovechamiento, para lograr contribuciones al desarrollo de los centros históricos, donde no debe olvidarse las vocaciones y la identidad que se puede rescatar, construir desde cero o cambiar.

Los edificios históricos es un campo multidisciplinario en el cual intervienen disciplinas aparentemente disímolas entre sí: Arqueología, Arquitectura, Historia, Ingeniería, Restauradores de Arte, etc.

La parte arquitectónica tiene gran importancia cultural por la información que aporta al estudio histórico de la sociedad, cómo concretización del arte y técnica del diseño, proyecto y construcción de edificios, creando espacios adecuados en función de las necesidades de la vida humana, en las que son indispensables las cualidades de utilidad, estabilidad y estética. Además, de la protección y conservación del patrimonio cultural en cualquiera de sus manifestaciones, como son las obras de arte, los conjuntos históricos, los edificios emblemáticos, los lugares arqueológicos o el conjunto de las artes escénicas.

La concepción estructural de un edificio histórico es también parte de su valor cultural. Ésta muestra en forma tangible las antiguas técnicas de construcción y los materiales usados. Las estructuras de los monumentos constituyen sin duda alguna un documento histórico y un legado vivo de las habilidades de los antiguos constructores.

Lamentablemente, muchas veces el ingeniero no reconoce o toma en cuenta estos valores para proponer el proyecto de intervención. Otras veces, se reconocen sólo algunos de ellos (como arte, historia y arquitectura), pero la falta de información sobre las técnicas y materiales de construcción de épocas pasadas hacen que el valor ingeniería se desprece y se pierda o mutile al proponer una rehabilitación con técnicas modernas y novedosas.



Figura 5. Casa de la Libertad

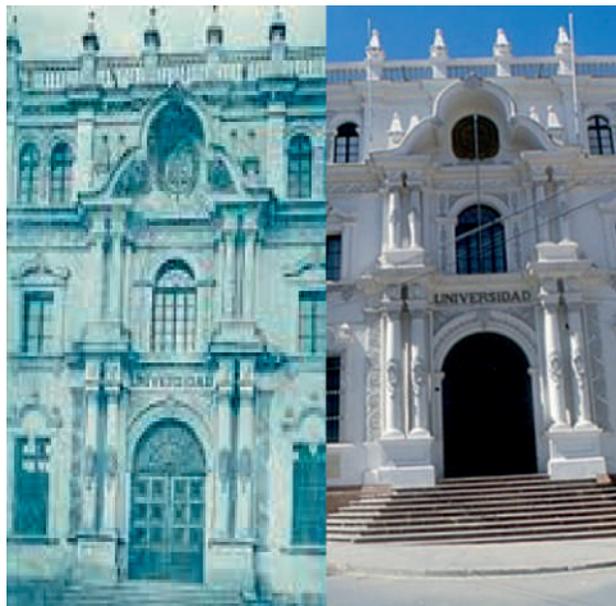


Figura 6. Edificio de la Universidad Mayor, Real y Pontificia de San Francisco Xavier de Chuquisaca

Estimación Estática de Valores Históricos Construcciones

La interpretación de los datos obtenidos de los análisis estructurales de edificios patrimoniales utilizando el método de elementos finitos cambia su interpretación de los cálculos de estructuras, producidos por las tecnologías Ingenieriles actuales. Debido a que no siempre es posible realizar estudios en laboratorio, que determinen las propiedades físico, mecánico de los materiales, así adquiriendo muestras de las estructuras históricas, a veces es complicado determinar las capacidades importantes de los miembros estructurales de acuerdo con los resultados de los cálculos.

Estrategia Integral del Modelado

El objetivo es utilizar simulaciones informáticas avanzadas con caracterización física y estructural adecuada para identificar edificios históricos.

Método Simplificado para determinar la vulnerabilidad sísmica de edificaciones patrimoniales.

Métodos de análisis simplificados el análisis de Edificaciones Patrimoniales es una tarea compleja, principalmente por las siguientes razones.

- a) La falta información sobre el interior del componente.
- b) Caracterizar las propiedades mecánicas de los materiales utilizados es difícil y de alto costo.
- c) Diferencias considerables en las propiedades mecánicas resultantes del procesamiento y uso de materiales naturales.
- d) Alteraciones en la composición de los elementos estructurales, relacionado con el tiempo de la construcción.
- e) Daños que fue recibiendo la estructura al pasar de los años. Lo que no implica el proceso de la aplicación de normas actuales.
- f). Se desconoce cada uno del comportamiento de los elementos de mampostería (muros, arcos, bóvedas) madera (techos y pisos). Todos estos factores para la carga vertical estática y, más cautelosamente, para la sismicidad. Por lo tanto, métodos más complejos y precisos pueden no corresponder a análisis mejores y más confiables.

El uso de métodos analíticos simplificados generalmente requiere que la estructura sea regular y simétrica, lo que significa que los muros actúan como una membrana rígida y el modo predominante de colapso es la falla por cortante plano del muro. Por tanto, el procedimiento simplificado no debe entenderse como una evaluación cuantitativa de la seguridad, sino como un simple indicador del posible comportamiento sísmico de un edificio. Se consideran los siguientes métodos de análisis simplificados e indicadores correspondientes.

Modelo y Análisis numérico Estructural Avanzando mediante el Método de Elementos Finitos (FEM)

Paso 1. Recopilación de Información y Estudios Adicionales

En esta etapa, se deben recopilar los datos disponibles: información histórica, materiales, descripciones geométricas y estructurales, investigaciones anteriores, etc. En general, la geometría de las estructuras es compleja. Por lo tanto, la información geométrica estructural es importante para un buen diseño. Esta idealización depende básicamente del tipo de elemento estructural y su geometría, pero también de sus condiciones de contorno, apoyos, tensiones y otras idealizaciones de elementos.

Paso 2. Modelación, Análisis y Calibración

Proceso de calibración y validación

Todo análisis estructural se realiza idealizando la realidad, ya sea geometría, comportamiento de materiales y estructuras, tensiones aplicadas, etc. Es imperativo que la idealización elegida se ajuste al problema en cuestión para que el modelo matemático resultante pueda representar la realidad tal como es. Simular en este nivel se realiza el proceso de calibración y verificación. Esto se puede hacer a través de pruebas empíricas (en el campo o en el laboratorio). Esto depende de la cantidad de datos recopilados en el primer paso. También debe validar su modelo antes de ejecutar varias consultas en él. Dependen obviamente del tipo de análisis realizado (paso). Cada modelo debe ser evaluado de manera individual. (Mondragón)

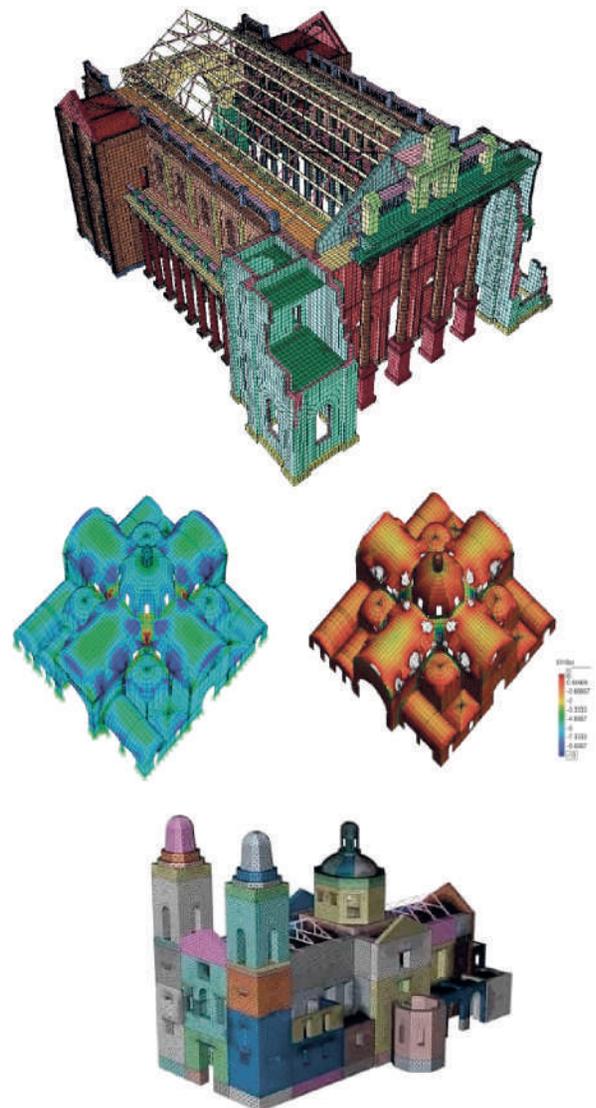


Figura 7. Modelación, Calibración y Análisis de Edificaciones Patrimoniales

Paso 3. Tipo de Análisis Computacional

Dependiendo de los resultados deseados, estos métodos mecánicos o numéricos pueden complementarse con métodos experimentales; teniendo en cuenta ensayos técnicos no destructivos (ej. pruebas sónicas o ultrasónicas), semidestructivos (ej. ensayo de gato plano) o caracterización dinámica experimental (ej. Medición de vibración ambiental con el uso de sismógrafos). Propiedades como la capacidad de resistencia comparada con los esfuerzos sísmicos, módulo de elasticidad, frecuencias asociadas a diversos modos de vibración y amortiguamiento de la estructura, correlacionadas a magnitudes propias del sistema estructural; como la masa, rigidez, esfuerzos, deformaciones, ductilidad, etc. para posibles modelos de calibración detallados y/o simplificados. (M.Sami)

La selección del tipo de análisis dependerá de la herramienta de análisis escogida, de los costos en general (recursos computacionales disponibles, de los tiempos de pre y posproceso, etc.), así como también del tipo de estructura histórica que estemos analizando. También, es importante la forma en cómo se idealizarán las sollicitaciones: sean del tipo estático, dinámico, modal espectral; sean fuerzas, desplazamientos, aceleraciones, etc. Dependiendo del fenómeno a estudiar será la forma de idealizar las sollicitaciones.

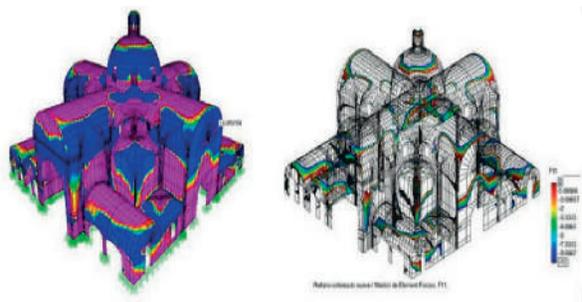


Figura 8. Análisis dinámico del análisis computacional

Paso 4. Interpretación de Resultados

Los elementos finitos están conectados entre sí por puntos, que se llaman nodos o puntos nodales. Al conjunto de todos estos ítems elementos y nodos se lo denomina malla. Debido a las subdivisiones de la geometría, las ecuaciones matemáticas que rigen el comportamiento físico no se resolverán de una manera exacta, sino aproximada por este método numérico. La precisión de los Métodos dos Elementos Finitos depende de la cantidad de nodos y elementos, del tamaño y de los tipos de elementos de la malla. Por lo tanto, cuanto menor sea el tamaño y mayor el número de elementos en una malla, más precisos serán los resultados del análisis.

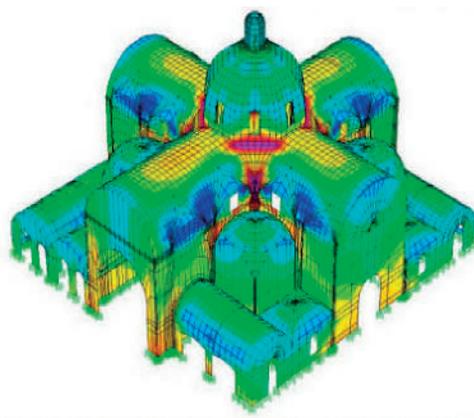


Figura 9. Revisión de Resultados en un Edificio Patrimonial.

CONCLUSIONES

Cuando se realiza el análisis estructural de una infraestructura patrimonial e histórica, se debe hacer una inspección a detalle de la infraestructura tanto en su estado actual, ya sea mediante la observación directa o a través de ensayos in situ, la inspección debe concentrarse en el reconocimiento de patologías, grietas, pérdidas y deterioro de material, así como de todas aquellas muestras de degradación, tanto del material como de la estructura en general.

Con esta información se pueden establecer conclusiones sobre el origen de dichas degradaciones para comprender el mejor comportamiento de la infraestructura.

La simulación mediante el modelo computacional de la infraestructura nos permite conocer mucho mejor el funcionamiento, así como predecir el comportamiento bajo diferentes acciones, la elección del modelo depende de muchos factores, como la motivación del análisis estructural, el tipo de estructura, del tipo de material, las acciones bajo las cuales se desean analizar.

Es imprescindible conocer otros tipos de métodos para el diagnóstico y evaluación sísmica estructural y poder conocer la vulnerabilidad sísmica y conocer los resultados y zonas vulnerables de la edificación, para tener la confiabilidad necesaria de su comportamiento estructural, además que si la evaluación preliminar es desfavorable para la estructura, sería necesario realizar otros estudios más avanzados y verificar con mayor exactitud el comportamiento de la infraestructura, usando softwares de última tecnología y ensayos no destructivos.

Otro aspecto muy importante, es el de calibrar el modelo, mediante comparación de otros modelos realizados y comparar sus resultados y verificar la coherencia analítica y computacional, y poder adecuarlo para analizarlo con parámetros del lugar de estudio.

Es de gran importancia la conservación y preservación del patrimonio, riqueza cultural e histórica de la arquitectura antigua que tiene mucha importancia histórica.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- CÁRDENAS, M. I. (2013). "VULNERABILIDAD SÍSMICA DE CONSTRUCCIONES PATRIMONIALES HISTÓRICAS DE MAMPOSTERÍA EN CHILE: APLICACIÓN A LOS TORREONES ESPAÑOLES DE VALDIVIA". Valdivia - Chile: Editorial de la Universidad Austral de Chile.
- Clementi, F., Gazzani, V., Poiani, M., & Lenci, S. (2016). Assessment of seismic behaviour of heritage masonry buildings using numerical modelling. *Building Engineering_Volume 8*, 29-47. Obtenido de <https://www.sciencedirect.com/science/article/abs/pii/S2352710216300791>
- G. González del Solar, P. E. Martín, F. A. Calderón, N. G. Maldonado, & I. A. Maldonado. (01 de Diciembre de 2014). Importancia de la modelación numérica en la puesta en valor de estructuras patrimoniales de mampostería en zona sísmica. *Revista ALCONPAT vol.4*, pág. 15. Obtenido de https://www.scielo.org.mx/scielo.php?pid=S2007-68352014000300211&script=sci_arttext
- Gea, S. B. (2016). *VULNERABILIDAD SÍSMICA DE EDIFICIOS HISTÓRICOS DE MAMPOSTERÍA*. Salta-Argentina: Editorial de la Universidad Nacional de Salta.
- Mondragón, F. P. (20 de Diciembre de 2010). ESTRATEGIAS PARA EL MODELADO Y EL ANÁLISIS SÍSMICO DE ESTRUCTURAS HISTÓRICAS. *Revista de Ingeniería Sísmica No. 83 43-63 (2010)*, pág. 20. Obtenido de https://www.scielo.org.mx/scielo.php?script=sci_arttext&pid=S0185-092X2010000200003
- Muñoz, F., Meza, J., & F. Peña. (s.f.). *scipedia*. Recuperado el 02 de Junio de 2022, de scipedia: https://www.scipedia.com/public/Mu%C3%B1oz_et_al_2012a
- P.B. Lourenc_o, & J.A. Roque. (21 de Octubre de 2005). Simplified indexes for the seismic vulnerability of ancient. *ELSEVIER*, pág. 9. Obtenido de <https://www.sciencedirect.com/science/article/abs/pii/S0950061805002679>
- Salazar, L. G., & Ferreira, T. (01 de Agosto de 2019). Vulnerabilidad sísmica para la rehabilitación del patrimonio cultural. Un acercamiento teórico-institucional. *REVISTA GREMIUM*, pág. 20. Obtenido de <https://editorialrestauro.com.mx/vulnerabilidad-sismica-para-la-rehabilitacion-del-patrimonio-cultural-un-acercamiento-teorico-institucional/>



Variación de las propiedades de un cemento asfáltico tipo 60/70, por sobrecalentamiento en la etapa de almacenamiento y producción de una carpeta asfáltica

Rodríguez Mejía^a, Abel Ernesto^b

- a Investigador en el área de asfaltos y pavimentos, de la Facultad de Ingeniería Civil (USFX), Destacamento 317, Ex Campus REFISUR, 573, Sucre, Bolivia. E-mail: abelrodriguez@hotmail.com.
- b Docente en el área de Vías de la Facultad de Ingeniería Civil (USFX), Destacamento 317, Ex Campus REFISUR, 573, Sucre, Bolivia. E-mail: cori_h5@yahoo.es.

Recibido: 03/10/2022

RESUMEN

Los ligantes asfálticos de comportamiento geológico visco elástico, es decir, tiene un comportamiento elástico y plástico simultáneamente, de viscosidad variable en función de la temperatura, con pérdida de sus principales propiedades en presencia de las altas temperaturas, factor que mayor daño produce al producto, facilitando su oxidación y por lo tanto su envejecimiento. Razón y motivo para el desarrollo del presente trabajo, que con los resultados obtenidos, pretende que todos los profesionales involucrados con la construcción de pavimentos flexibles, tomen en cuenta los valores y recomendaciones para evitar los sobrecalentamientos o calentamientos prolongados en temperaturas altas, durante la producción de mezclas asfálticas.

Palabras clave: Sobrecalentamiento de asfaltos, oxidación y envejecimiento de asfaltos.

ABSTRACT

Asphalt binders with viscoelastic geological behavior, that is, they have an elastic and plastic behavior simultaneously, with a variable viscosity depending on temperature, with loss of its main properties in the presence of high temperatures, a factor that produces greater damage to the product. Facilitating its oxidation and therefore its aging. Reason and motive for the development of this work, which with the results obtained, intends that all professionals involved with the construction of flexible pavements, take into account the values and recommendations to avoid overheating or prolonged heating in high temperatures during the production of asphalt mixtures.

Key words: Overheating of asphalt, oxidation and aging of asphalt.

INTRODUCCIÓN

La producción de mezclas asfáltica, es un proceso que involucra tecnología de punta para la dosificación y mezclado en caliente de acuerdo a un diseño en peso de agregados y un cemento asfáltico.

Las temperaturas de trabajabilidad de los ligantes bituminosos están comprendidos entre: 90°C y 160°C, según su clasificación de acuerdo al ensayo de penetración.

Dentro de una planta de producción de mezcla asfáltica, se contempla uno o más tanques de almacenamiento, provistos de un sistema de circulación de aceite térmico para transferir calor, manteniendo o calentando el mismo a una temperatura que permita su manipuleo o trabajo, tanto en bombeo y mezclado, así mismo, un circuito de tuberías de recirculación del producto para unificar la temperatura en el total del volumen que almacena dicho tanque.

El presente artículo tiene como objetivo principal, presentar y difundir las variaciones de las propiedades viscoelásticas del cemento asfáltico, sometido a prolongados calentamientos y a temperaturas altas como ser: 100°C, 120°C, 140°C y 160°C; simulando en laboratorio lo que acontece en una planta de producción de la mezcla asfáltica.

Este proceso de producción requiere de un permanente calentado del ligante bituminoso y el sistema de tuberías tipo serpentín con aceite térmico en circulación es demasiado lento, demorando muchas horas para llegar a las temperaturas de trabajabilidad, lo que obliga a tener siempre volúmenes adecuados de material a temperaturas de mezclado según la programación de colocado y compactado de la carpeta de rodadura. Este hecho de mantener calentado el material, se puede prolongar si las condiciones climáticas no permiten su colocado en plataforma o por daños en equipos de colocado y compactado que impiden o hacen que se suspenda la producción.

Para un análisis y una comprensión de los efectos que se producen a causa del prolongado calentamiento del material bituminoso dentro de los tanques de almacenamiento, se debe tener claro y conocer que es y cómo se compone un cemento asfáltico.

¿Qué es un cemento asfáltico?

El asfalto, o cemento asfáltico es un material proveniente de la fracción más pesada del petróleo crudo. Es una sustancia negra y pegajosa, de comportamiento reológico viscoelástico, es decir, tiene un comportamiento elástico y plástico simultáneamente. Su viscosidad varía en función de su temperatura.

- Es una dispersión coloidal.
- Posee grandes agregados moleculares de nombre Asfáltenos, estos forman la fase dispersa.
- Las Parafinas Saturadas, Aceites aromáticos y Resinas, constituye la fase continua o líquida, que se los llama Máltenos (Kanabar, 2010; Vargas et al, 2008).

Los asfáltenos, son compuestos solubles que se precipitan del petróleo crudo por la adición de un mínimo de 40 volúmenes de n-pentano. Partículas sólidas de color café oscuro hasta el negro, sin punto de fusión definido; al calentarse forma una masa viscosa que se descompone, se hincha y aglutina, dejando un residuo de carbón.

Los asfáltenos, proporcionan rigidez y durabilidad, es decir sus propiedades reológicas del producto se encuentran estrechamente relacionados con el contenido de asfáltenos (Swiertz, 2010). Son los responsables de las características estructurales de los asfaltos, cuyo contenido esta entre 15% a 20%.

Los máltenos, es la fracción soluble en hidrocarburos saturados de bajo punto de ebullición, los porcentajes mayores de máltenos, nos determina:

La calidad del asfalto, es decir, que su naturaleza química regula las propiedades químicas de los asfaltos.

Los máltenos se separan por medios físicos, en resinas y aceites.

Las resinas son las encargadas de las características cementantes o aglutinantes, mientras que los aceites dan la consistencia para hacerlas trabajables.

Las propiedades físicas del asfalto, dependen de las proporciones de los asfáltenos, resinas y aceites que contienen.

Cuando el asfalto es sometido a los efectos del calentamiento en la planta, se va presentando una reducción gradual de los aceites y por lo tanto, los núcleos de los asfáltenos se acercan y friccionan, lo que incrementa su viscosidad.

La oxidación modifica las cantidades de los componentes del asfalto, los aceites se convierten en resinas y estas en asfáltenos.

Los aceites son los que protegen al asfalto de la oxidación, haciéndolos más durables, pero también más deformables.

Craqueamiento térmico, Los excesos de temperatura de calor durante las operaciones, pueden llevar al fenómeno conocido como craqueamiento térmico, (Hunter R. N., 2015).

El asfalto presenta cadenas químicas en sus moléculas, que varían entre 20 a 120 átomos de carbono más hidrogeno y heteroátomos, la ruptura de las cadenas moleculares que componen los asfaltos, por la acción de temperaturas excesivas, es un "craqueamiento térmico", por consiguiente, es la perdida de las características aglutinantes del ligante asfáltico.

Endurecimiento de los ligantes, Es un proceso químico entre el asfalto y el oxígeno, que altera la composición del ligante, formando moléculas más grandes que generan estructuras rígidas, llamado también como "Oxidación del asfalto". (Clubensayos.com.09, 2012).

La oxidación ocurre con mayor intensidad a altas temperaturas y en películas delgadas de asfalto.

Fenómeno que conlleva a un endurecimiento y pérdida de propiedades.

Volatilización, Es la pérdida de peso del ligante asfáltico, debido a la evaporación de sus componentes volátiles.

Reduciendo sus propiedades de viscosidad.

Las fracciones aromáticas se evaporan y los asfáltenos aumentan en peso.

Oxidación, Factor más importante que contribuye al endurecimiento y fragilización de las mezclas.

- Aumenta su rigidez
- Reduce su Ductilidad
- Afecta su resistencia a la fisuración
- Afecta su vida útil en fatiga.

MATERIALES Y MÉTODOS

El trabajo de investigación se desarrolló con el propósito de obtener resultados que nos determine cuantitativamente y cualitativamente resultados confiables y factores de fácil aplicación, para lo cual se trabajó con 37 muestras de un asfalto Tipo 60/70 convencional. Teniendo como contexto los tiempos y las temperaturas empleadas en la campaña de ensayos, desarrollados según la siguiente tabla 1.

Tipo de asfalto	Tiempo (2C)	Tiempo en Horas									
		0	24	48	72	96	120	144	168	240	336
85/100	100	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
	120	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
	140	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
	160	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1

Tabla 1, variables

La evaluación de la incidencia de la temperatura en las propiedades visco-elásticas de un ligante asfáltico tipo

60/70, durante el almacenamiento, fueron desarrolladas empleando los equipos normados, según tipo de ensayo:

- Penetración (AASHTO T 49-97)
- Punto de Ablandamiento (ASTM D-37)
- Viscosidad (ASTM D1439-03)
- Ductilidad (ASTM D113- AASHTO T51-00)

RESULTADOS

Los resultados obtenidos, nos permiten determinar valores de corrección o evaluación para su aplicación o no, en obra de los cementos asfálticos.

Los factores obtenidos, se dividió en dos etapas según su tiempo de exposición, de 0 a 72 horas y de 96 a 366 horas.

La primera etapa de 0 a 72 horas de exposición, nos determina valores mayores que la segunda etapa de 96 a 336 horas, lo que nos indica que los primeros 3 días de aplicación de temperatura son los que más daño producen al ligante asfáltico y que los posteriores días a este valor, va bajando porque la cara expuesta directamente al oxígeno ya se encontraría oxidado (filtro) y que el cuerpo por debajo de la superficie, demora un poco más en ser afectado u oxidado, determinando un valor de perdida de sus propiedades menores al de la muestra entre 0 a 72 horas.

A continuación, se muestra en representaciones gráficas la forma de la perdida de propiedad según ensayo, temperatura y tiempo de exposición al calor.

Para temperatura de 100°C.

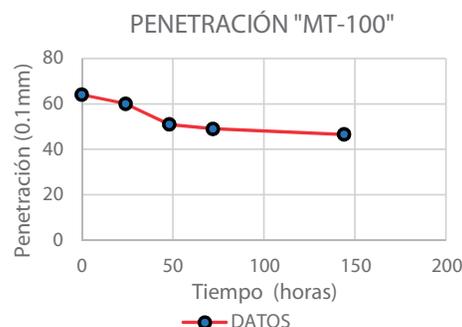


Fig. 1. Variación en ensayo de penetración a 100°C de calentado.

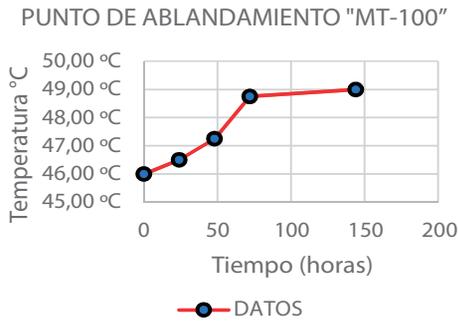


Fig. 2. Variación de propiedad en ensayo de Punto de Ablandamiento, 100°C de calentado.

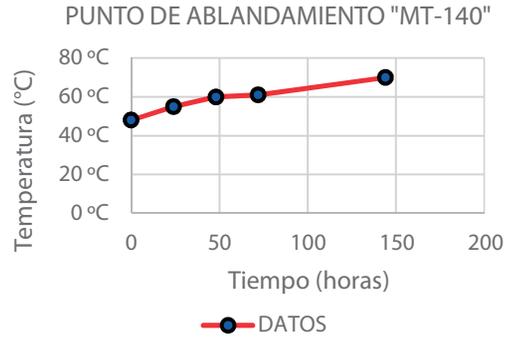


Fig. 6. Variación de propiedad en ensayo de Punto de Ablandamiento, 140°C de calentado.

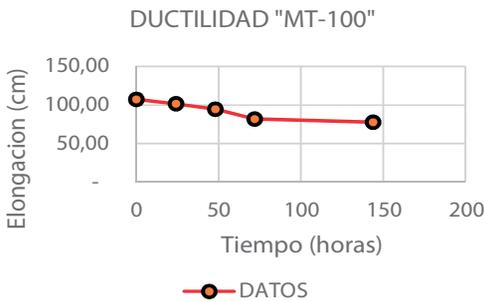


Fig. 3. Variación de propiedad en ensayo de Ductilidad, 100°C de calentado.

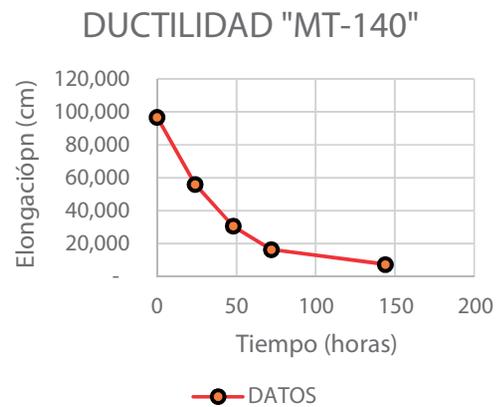


Fig. 7. Variación de propiedad en ensayo de Ductilidad, 140°C de calentado.

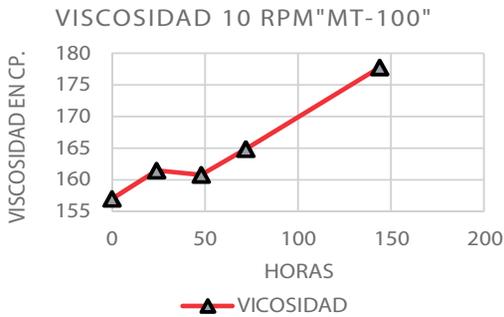


Fig. 4. Variación de propiedad en ensayo de viscosidad, 100°C – 10RPM

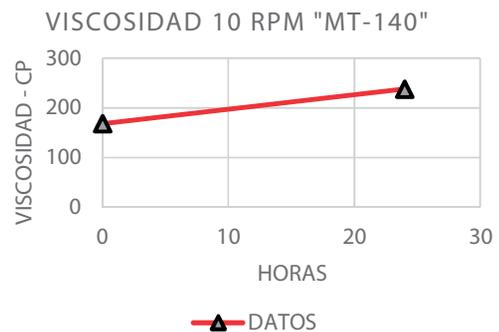


Fig. 8. Variación de propiedad en ensayo de viscosidad, 140°C – 10RPM

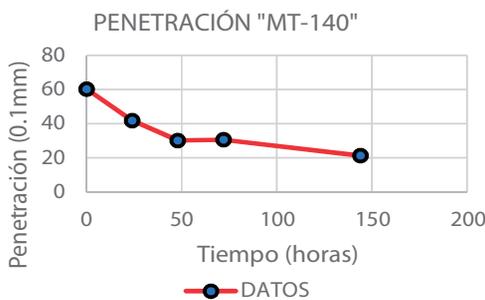


Fig. 5. Variaciones en ensayo de penetración a 140°C de calentado.

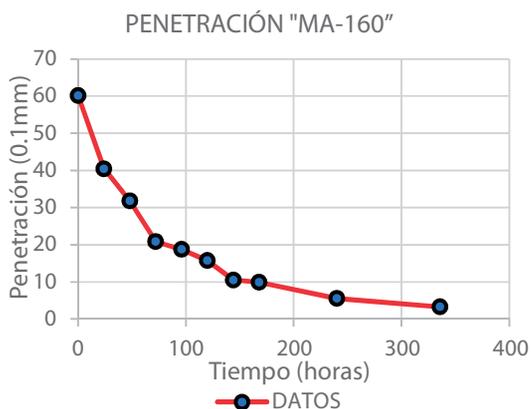


Fig. 9. Variación de propiedad en ensayo de penetración a 160°C de calentado.

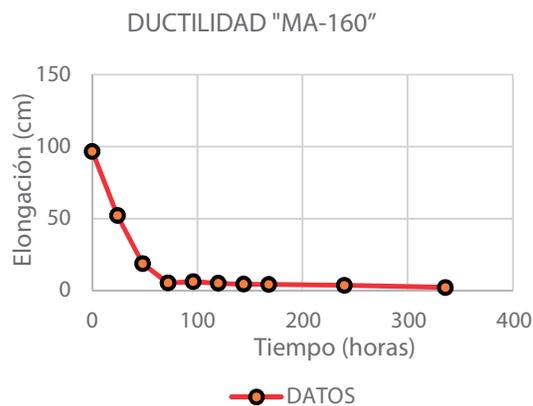


Fig. 11. Variación de propiedad en ensayo de ductilidad, 160°C

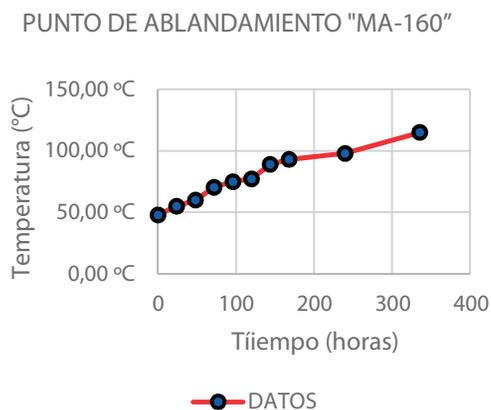


Fig. 10. Variación de propiedad en ensayo de Punto de Ablandamiento, 160°C de calentado.

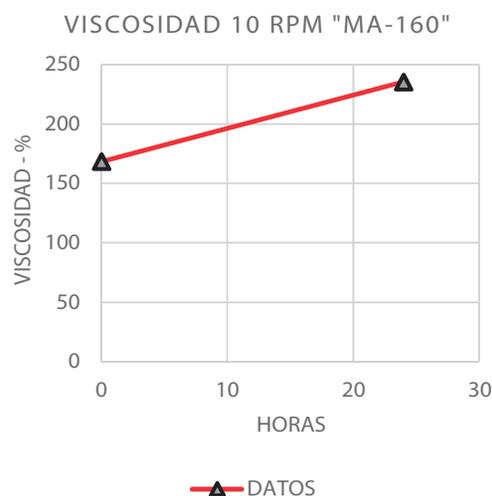


Fig. 12. Variación de propiedad en ensayo de viscosidad, 160°C – 10RPM

CUADROS DE RESUMEN DE FACTORES POR TEMPERATURA Y ENSAYO

Temperatura de calentado (°C)	Etapa	Penetración				Promedio 0-72 horas			72-336 horas		
		Código muestra	Código factor	Factor	Unidades	Código	Factor	Unidad	Código	Factor	Unidad
100	Transp.	MT-100	ΔP_{PT100}	0.127	x0.1 mm/Hr.	$\Delta P_{P100(0-72)}$	0.208	x0.1 mm/Hr.	$\Delta P_{P100(96-336)}$	0.0349	x0.1 mm/Hr.
	Almac.	MA-100	ΔP_{PA100}	0.0674	x0.1 mm/Hr.						
120	Transp.	MT-120	ΔP_{PT120}	0.0683	x0.1 mm/Hr.	$\Delta P_{P120(0-72)}$	0.1129	x0.1 mm/Hr.	$\Delta P_{P120(96-336)}$	0.0787	x0.1 mm/Hr.
	Almac.	MA-120	ΔP_{PA120}	0.0878	x0.1 mm/Hr.						
140	Transp.	MT-140	ΔP_{PT140}	0.2718	x0.1 mm/Hr.	$\Delta P_{P140(0-72)}$	0.4411	x0.1 mm/Hr.	$\Delta P_{P140(0-72)}$	0.0787	x0.1 mm/Hr.
	Almac.	MA-140	ΔP_{PA140}	0.1398	x0.1 mm/Hr.						
160	Transp.	MT-160				$\Delta P_{P160(0-72)}$	0.5461	x0.1 mm/Hr.	$\Delta P_{P160(96-336)}$	0.0664	x0.1 mm/Hr.
	Almac.	MA-160	ΔP_{PA160}	0.1692	x0.1 mm/Hr.						

Tabla 2. Factores de corrección por ensayo de penetración.

Temperatura de calentado (°C)	Etapa	Penetración				Promedio 0-72 horas			72-336 horas		
		Código muestra	Código factor	Factor	Unidades	Código	Factor	Unidad	Código	Factor	Unidad
100	Transp.	MT-100	ΔP_{PAT100}	0.0208	°C/Hr.	$\Delta P_{PA100(0-72)}$	0.0435	°C/Hr.	$\Delta P_{PA100(72-336)}$	0.0184	°C/Hr.
	Almac.	MA-100	ΔP_{PAA100}	0.0238	°C/Hr.						
120	Transp.	MT-120	ΔP_{PAT120}	0.0295	°C/Hr.	$\Delta P_{PA120(0-72)}$	0.0435	°C/Hr.	$\Delta P_{PA120(72-336)}$	0.0379	°C/Hr.
	Almac.	MA-120	ΔP_{PAA120}	0.0417	°C/Hr.						
140	Transp.	MT-140	ΔP_{PAT140}	0.153	°C/Hr.	$\Delta P_{PA140(0-72)}$	0.1493	°C/Hr.	$\Delta P_{PA140(72-336)}$	0.0862	°C/Hr.
	Almac.	MA-140	ΔP_{PAA140}	0.0823	°C/Hr.						
160	Transp.	MT-160			°C/Hr.	$\Delta P_{PA160(0-72)}$	0.3125	°C/Hr.	$\Delta P_{PA160(96-336)}$	0.1686	°C/Hr.
	Almac.	MA-160	ΔP_{PAA160}	0.199	°C/Hr.						

Tabla 3. Factores de corrección por ensayo de Punto de ablandamiento.

Temperatura de calentado (°C)	Etapa	Penetración				Promedio 0-72 horas			72-336 horas		
		Código muestra	Código factor	Factor	Unidades	Código	Factor	Unidad	Código	Factor	Unidad
100	Transp.	MT-100	ΔP_{DT100}	0.2049	cm/Hr.	$\Delta P_{D100(0-72)}$	0.3572	cm/Hr.	$\Delta P_{D100(72-336)}$	0.1864	cm/Hr.
	Almac.	MA-100	ΔP_{DA100}	0.235	cm/Hr.						
120	Transp.	MT-120	ΔP_{DT120}	0.2013	cm/Hr.	$\Delta P_{D120(0-72)}$	0.372	cm/Hr.	$\Delta P_{D120(72-336)}$	0.2439	cm/Hr.
	Almac.	MA-120	ΔP_{DA120}	0.271	cm/Hr.						
140	Transp.	MT-140	ΔP_{DT140}	0.6206	cm/Hr.	$\Delta P_{D140(0-72)}$	1.1268	cm/Hr.	$\Delta P_{D140(72-336)}$	0.0429	cm/Hr.
	Almac.	MA-140	ΔP_{DA140}	0.275	cm/Hr.						
160	Transp.	MT-160			cm/Hr.	$\Delta P_{D160(0-72)}$	1.269	cm/Hr.	$\Delta P_{D160(96-336)}$	0.012	cm/Hr.
	Almac.	MA-160	ΔP_{DA160}	0.281	cm/Hr.						

Tabla 4. Factores de corrección por ensayo de Ductilidad.

Temperatura de calentado (°C)	RPM	Temp. ensayo	VISCOSIDAD BROOKFIELD				Promedio		
			Código muestra	Código factor	factor	Unidades	Código	Factor	Unidad
100	10	135	MT-100	ΔP_{VT100}	0.1444	cP/Hr.	$\Delta P_{V100-10-135}$	0.125	cP/Hr.
			MA-100	ΔP_{VA100}	0.1054	cP/Hr.			
100	30	150	MT-100	ΔP_{VT100}	0.025	cP/Hr.	$\Delta P_{V100-30-150}$	0.065	cP/Hr.
			MA-100	ΔP_{VA100}	0.1053	cP/Hr.			
100	60	175	MT-100	ΔP_{VT100}	0.0159	cP/Hr.	$\Delta P_{V100-60-175}$	0.019	cP/Hr.
			MA-100	ΔP_{VA100}	0.0214	cP/Hr.			
120	10	135	MT-120	ΔP_{VT120}	0.2049	cP/Hr.	$\Delta P_{V120-10-135}$	0.333	cP/Hr.
			MA-120	ΔP_{VA120}	0.4608	cP/Hr.			
120	30	150	MT-120	ΔP_{VT120}	0.0889	cP/Hr.	$\Delta P_{V120-30-150}$	0.142	cP/Hr.
			MA-120	ΔP_{VA120}	0.1946	cP/Hr.			
120	60	175	MT-120	ΔP_{VT120}	0.0631	cP/Hr.	$\Delta P_{V120-60-175}$	0.057	cP/Hr.
			MA-120	ΔP_{VA120}	0.0512	cP/Hr.			

Tabla 5. Factores de corrección por ensayo de Viscosidad a 10 RPM.

Temperatura de calentado (°C)	Penetración		Punto de ablandamiento		Ductilidad		Índice de penetración		Viscosidad			
	Código	Factor	Código	Factor	Código	Factor	Código	Factor	Código	Factor 10 RPM	Factor 30 RPM	Factor 60 RPM
100	FPP100	0.0541	FPPA100	0.0234	FPD100	0.2457	FPIP100	0.0035	FPV100	0.2792	0.0931	0.0237
120	FPP120	0.1043	FPPA120	0.0379	FPD120	0.2519	FPIP120	0.0034	FPV120	0.0237	0.1952	0.0576
140	FPP140	0.1156	FPPA140	0.1449	FPD140	0.1991	FPIP140	0.0118	FPV140	2.6313	1.4	0.4104
160	FPP160	0.1433	FPPA160	0.2457	FPD160	Polinómica	FPIP160	0.0119	FPV160	2.7958	1.4208	0.3542

Tabla 6. Factores por ensayo y temperatura. Resumen general

CONCLUSIONES

Se utilizó el método comparativo de resultados de ensayos en su estado inicial vs estado de un tiempo y temperatura de exposición. Logrando verificar la diferencia de sus propiedades del cemento asfáltico tipo 60/70, determinando así un factor de pérdida de propiedades.

En las figuras se muestran gráficamente esa variación en función del tiempo y la temperatura.

En las tablas se presenta los factores de corrección y/o evaluación rápida de los cementos asfálticos sometidos a calentamientos prolongados, donde se podrá determinar si un asfalto sobrecalentado estará en condiciones de aplicación o no en la carpeta de rodadura según diseño.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Kanabar, A., 2010. Physical and Chemical Aging Behavior of asphalt cements from two northern Ontario pavement trials. Kingston, Ontario, Canada: s.n.
- Vargas, X. A., Afanesjava, N., Marchal, M. A. P. & Choplin, L., 2008. Asphalt rheology evolution thermo-oxidation (aging) in a reactor. 87 ed. s.l.:Fuel.
- Ospino T. G., 2009. Aspectos generales del daño de formación por depositación de asfaltenos en yacimientos de petróleo. Universidad Nacional de Colombia. Escuela de Procesos y Energía. Medellín. Colombia.
- Swiertz D. 2010, Rheological implications and laboratory techniques, University of Wisconsin, Madison, United States of America.
- Cabrera E.R., et al. 2007, Aplicación de la norma ASTM D-2007 con adsorbentes no convencionales en el análisis de la composición química del asfalto envejecido. Facultad de ciencias naturales exactas y de la educación, facultad de Ingeniería Civil. Universidad del Cauca.
- Robert N. Hunter R.N., et al. 2015. The Shell Bitumen Handbook. sixth edition ed. Londres. ICE Publishing.
- Romberg, J. W., et al, 1959. Some Chemical Aspects of the components of Asphalt. Journal of Chemical & Engineering Data 1959 4 (2), p.159-161
- Romberg, J.W., Traxler, R.N., 1947. Rheology of asphalt. J. Colloid Sci. 2, 33-47. doi:10.1016/0095-8522(47)90008-1
- Gobernador, 2012. Oxidación del asfalto. s.l. Club Ensayos.
- Coombs, C.E., Traxler, R.N., 1937. Rheological Properties of Asphalts IV Observations Concerning the Anomalous Flow Characteristics of Air-Blown Asphalts. J. Appl. Phys. 8, 291-296.
- Petersen, J., 2009. A Review of the Fundamentals of Asphalt Oxidation: chemical, physicochemical, physical property, and durability relationships. Transp. Res. E-Circular. Transport Res Board, 1.
- Van der Bergh, W., 2011. The Effect of Ageing on the Fatigue and Healing Properties of Bituminous Mortars. The Netherlands.
- Swiertz, D. (2010), Asphalt aging characteristics, rheological implications and laboratory techniques, University of Wisconsin - Madison.
- Read, J., and Whiteoak, D. (2003), The Shell Bitumen Handbook, Thomas Telford.
- Bell, A. (1989), "Summary report on the aging of asphalt aggregate systems," Transportation Research Board, 10, 1-121.
- Farcas, F. (1996), Etude d'une methode de simulation du vieillissement sur route des bitumes. Laboratoire Central des Ponts et Chaussées.
- Glover, C., et al (2005), Evaluate Non-Specification Properties for Performance Graded Asphalts Which May Affect Performance.



Análisis técnico del esfuerzo residual del pavimento rígido reforzado con macrofibra estructural sintético

Marca, E.^a, Balderrama, O.^b

- a Ingeniero Civil de la U.M.R.P.S.X.CH Facultad de Ingeniería Civil, Técnico Universitario Superior en Topografía (U.M.R.P.S.X.CH.), Sucre, Bolivia, eliomarcamamani27@gmail.com.
- b Ingeniero Civil de la U.M.R.P.S.X.CH., Diplomado en Investigación y Formación Tutorial (CEPI), Diplomado en Geotecnia Aplicada (Universidad Autónoma del Beni “José Ballivián”), Sucre, Bolivia, osbama@hotmail.com

RESUMEN

Aplicar nuevas tecnologías a nuestras carreteras con el fin de extender la vida útil de la misma, debe ser la premisa de todo Ingeniero de Vías. Las Macrofibras le brindan al pavimento un comportamiento dúctil posterior a la fisuración. Para trabajar con Macrofibra estructural aplicado en pavimento rígido se debe conocer primeramente el dato de Esfuerzo Residual además de la adherencia de la misma en la matriz. El dato de Esfuerzo Residual depende principalmente del tipo de Macrofibra, tipo de Agregado, cantidad de Macrofibra, geometría de la Macrofibra. La investigación está centrada en obtener los Esfuerzos Residuales mediante el ensayo americano ASTM C 1609 bajo diferentes dosificaciones de Macrofibra en vigas prismáticas, las mismas fueron ensayadas a los 7 días y a los 28 días de curado. Se analizaron las características del Hormigón Reforzado con Fibra (HRF) en estado fresco y estado endurecido. Finalmente a partir de los resultados se obtiene una cantidad optima de Macrofibras para un Esfuerzo Residual buscado y su posterior aplicación en Vías.

Palabras clave: Esfuerzo Residual, macrofibras, carga residual, hormigón reforzado con fibra, deflexión.

ABSTRACT

Applying new technologies to our roads in order to extend their useful life must be the premise of every Roads Engineer. Macrofibers give the pavement a ductile behavior after cracking. To work with structural Macrofiber applied to rigid pavement, the Residual Strengths data must first be known, in addition to its adherence in the matrix. The Residual Strengths data depends on the type of Macrofiber, type of Aggregate, amount of Macrofiber and geometry of the Macrofiber. The research is focused on obtaining the Residual Strengths through the American test ASTM C 1609 under different dosages of Macrofiber in prismatic beams, they were tested at 7 days and 28 days of curing. The characteristics of Fiber Reinforced Concrete (FRC) in fresh and hardened state were analyzed. Finally, analyzing the results, an optimal amount of Macrofibers is obtained for a Residual Strengths sought and its subsequent application.

Key words: Residual Strengths, macrofibers, residual load, fiber reinforced concrete, deflection.

INTRODUCCIÓN

Desde la antigüedad las fibras siempre estuvieron presentes en la construcción, es el caso concreto del adobe, donde en su mezcla con el barro se utilizan fibras naturales para su elaboración. En el mundo las fibras tienen una mayor relevancia desde hace 40 años atrás, a nivel sudamericano desde hace 20 años y en nuestro país tomaron su importancia aproximadamente hace 5 años.

En el proyecto de pavimento rígido de la autopista La Paz – El Alto se utilizó Macrofibra Estructural Sintético en la matriz, siendo este proyecto el primero y el único del País.

Al momento de trabajar con el hormigón reforzado con fibras (HRF) se nos presentan algunas interrogantes ¿Cuánta Macrofibra se debe adicionar a la Matriz?, ¿Aumenta la resistencia?, ¿Qué es el Esfuerzo Residual?

Macrofibras

Existe en el mercado una gran variedad de fibras de diferentes materiales (metálicas, sintéticas, naturales, vidrio) las cuales a su vez se clasifican también según la funcionalidad en Microfibras y Macrofibras.

Las Microfibras tienen una dimensión más pequeña con respecto a las Macrofibras y ayudan a prevenir las fisuras cuando en el hormigón fresco se presenta el fenómeno de retracción plástica durante el fraguado, su dosificación va desde 0,3 a 1,2 kg/m³ y tiene los diámetros de 0,023 a 0,050 mm.

Las Macrofibras tienen una función mucho más compleja orientada a lo estructural, el análisis se lo realiza post fisuración en estado endurecido, incrementa la Tenacidad y el Esfuerzo Residual del pavimento.

Tiene muchos usos, como pisos industriales, pavimentos de concreto, estructuras pre-moldeadas, concreto proyectado (Shotcrete), etc.



Figura 1. Macrofibras Sintéticas TTOGO

Dosificación

Las dosificaciones de las Macrofibras varían dependiendo del valor de Esfuerzo Residual que se busque de acuerdo a la aplicación que le demos a la misma.

Diferentes tipos de Macrofibras requieren diferentes niveles de dosificación para lograr el mismo valor de Esfuerzo Residual.

Las Macrofibras metálicas y sintéticas tienen un mayor uso en los pavimentos rígidos sin embargo su dosificación es significativamente diferente entre ambas como lo muestra la siguiente Tabla.

Tabla 1. Dosificación

Libro	Metálicas (kg/m ³)	Sintéticas (kg/m ³)
Roesler, 2019	14,8 – 44,5	1,8 – 4,8
Sika, 2010	20,0 – 50,0	2,0 – 9,0
ACPA, 2015	19,0 – 59,0	2,4 – 4,4

La Matriz

La mezcla o Matriz del HRF definen las propiedades físicas y químicas de pavimento cuyos componentes podemos mencionar al agregado fino, al agregado grueso, al cemento, al agua, los aditivos y las fibras. El HRF (Hormigón Reforzado con Fibra) no es más que la Matriz de armadura tridimensional que aumenta notablemente la resistencia mecánica posterior a la fisuración del concreto.

La preparación de la matriz es de la siguiente manera:



Figura 2. Elaboración del HRF

Las propiedades del HRF en estado fresco son:

- Las fibras afectan su trabajabilidad
- Existe una reducción del asentamiento
- Se ve afectado el contenido de aire en algunos casos.

Las propiedades del HRF en estado endurecido son:

- La resistencia a compresión y a la flexión no cambian comparación con el concreto simple
- Se mejora el Esfuerzo Residual y la Tenacidad post – fisuración
- Se reduce el número de fisuras y el ancho de las mismas.

Características del HRF

Las características de un HRF principalmente son las siguientes:

- Tenacidad
- Esfuerzo Residual.

Tenacidad

El concepto de tenacidad se resume como la capacidad de absorción de energía antes de colapsar y se lo cuantifica mediante el área de la curva Esfuerzo vs Deformación, siendo la misma una de las propiedades más importantes del HRF.

Esfuerzo Residual f_{150}^D

El Esfuerzo Residual es esa tensión nominal que le otorgan las Macrofibras a la Matriz posterior a la fisuración en los ensayos a flexión.

Una vez que se presentan las fisuras en el pavimento las Macrofibras actúan cociendo y ramificando la matriz, produciéndose una transmisión de cargas y por ende una redistribución de esfuerzos que le permite a la estructura seguir siendo funcional.

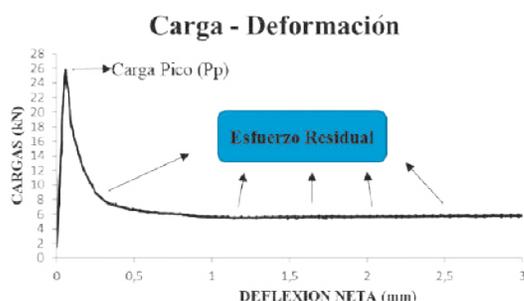


Figura 3. Esfuerzo Residual

La principal acción de las Macrofibras comienza luego de la primera fisura, donde se inician los fenómenos de arrancamiento y deslizamiento Fibra-Matriz. Las Macrofibras mantienen controlado las fisuras, limitando el ancho, dando al material una capacidad residual.

El valor del Esfuerzo Residual depende principalmente de los siguientes factores:



Figura 4. Factores que influyen en el Esfuerzo Residual

Existe muchos ensayos para obtener el Esfuerzo Residual, entre los más importantes tenemos, el ensayo americano ASTM C 1609 y el ensayo europeo EN14651.

ASTM C 1609 (Norma Americana)

Este método de prueba es una extensión del ensayo ASTM C 78 pero incorporando un sistema de circuito cerrado. Evalúa el rendimiento a flexión del Hormigón Reforzado con Fibra, utilizando parámetros de la Curva de Carga-Deflexión Neta (Figura 5) que es obtenida a través de la carga en dos puntos de la viga, lo que implica que entre ellos exista una región de flexión pura, generándose la fisura. Para ello se utiliza un equipo de ensayo cuya cualidad principal es la de generar un **sistema de circuito cerrado servocontrolado de prueba**. Los soportes de rodillos en los apoyos deben tener la libertad de girar sobre sus ejes para lograr la estabilidad del testigo. Si la grieta se presenta fuera del tercio central, el ensayo debe ser descartado.

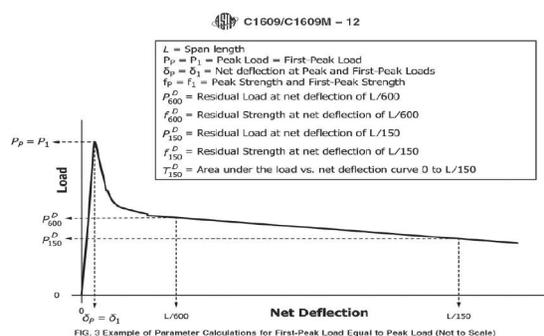


Figura 5. Curva Carga vs Deflexión

En el ensayo ASTM C 1609 se refiere al valor de la tensión obtenida a través de la carga residual (P_{600}^D y P_{150}^D) cuando el desplazamiento del tramo alcanza L/600 o L/150 de la longitud, dependiendo del Límite de Estado con la que se desea diseñar.

Para el cálculo del **Esfuerzo Residual** (f_{600}^D y f_{150}^D) reemplazamos los valores de las cargas residuales P_{600}^D y P_{150}^D halladas en las deflexiones correspondientes a L/600 (0,75mm) y L/150 (3,00 mm) en la ecuación 1.

$$f = \frac{PL}{bd^2} \text{ Ecuación 1}$$

f=Fuerza (MPa) d = Altura de la viga (mm)
 P= Carga (N) b = Prof. de la viga (mm)
 L= La luz entre los apoyos (mm)

Equipo de ensayo

La máquina de ensayo debe ser capaz de tener un funcionamiento **servocontrolado** de circuito cerrado llamado también bucle de control cerrado, donde en la Deflexión Neta de la Luz entre los apoyos se mide y controla con dos aparatos transductores (LVDT). Las mismas controlan la velocidad de aumento de la deflexión para el servocontrol.



Figura 6. Equipo de Ensayo

Los transductores o LVDT son dispositivos electrónicos (sensores) que miden la Deflexión Neta de la viga y deben ser ubicado en la parte central de la luz sobre una plantilla a ambos lados de la viga como lo señala la figura 7, de tal manera que se promedia la deflexión de ambos transductores para la determinación precisa de la Deflexión Neta en la mitad del tramo sin incluir los efectos del asiento o torsión del espécimen sobre sus soportes. Los sensores de desplazamiento LVDT se ubican a cada lado de la viga mediante una plantilla rectangular que rodea la misma tal como señala la figura 7. La sujeción de la plantilla en la viga de ensayo es a través de soportes adecuados que no realicen presión, de tal modo que la viga pueda tener la libertad de rotación en estos puntos al momento de realizar en ensayo. El promedio de las mediciones realizadas por los LVDT representa la Deflexión Neta, los apoyos en la parte inferior del equipo

representan la Luz y generalmente están a una distancia de 450 mm dependiendo del tamaño de los testigos.

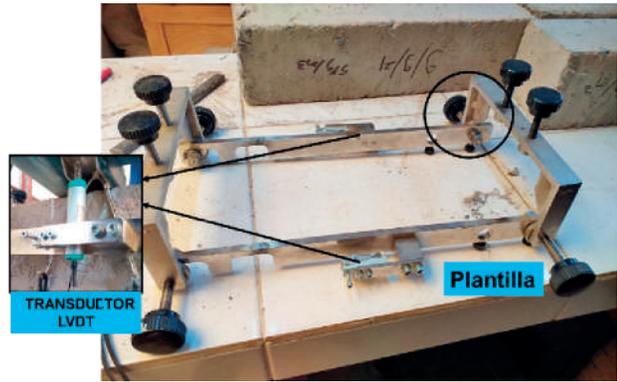


Figura 7. Plantilla

Preparación de las vigas prismáticas de HRF

Se debe preparar probetas prismáticas de acuerdo a lo recomendado por la ASTM C 192 y los tamaños especificados podemos encontrarlo también en la primera columna de la tabla 2 cuya fuente corresponde a la ASTM C 1609.

El tiempo de curado de las probetas antes de realizar el ensayo **no está aún definido**, pero el análisis que realiza Jeffery Roesler; siendo el mismo uno de los componentes de equipo en la ASTM C 1609, recomienda realizar un curado de **siete días** porque es la edad óptima para realizar el ensayo ya que el hormigón se encuentra en un estado más dúctil, lo que nos permite analizar preferentemente las Macrofibras.

El ensayo se realiza en función de dos tasas de deflexión, mismos que están especificados en la tabla 2. Hasta una deflexión neta de L/900 la tasa de aumento de la deflexión neta debe estar de acuerdo con la segunda columna de la tabla 2, para deflexiones netas más allá de L/900 la tasa de aumento de la deflexión neta permitido está especificado en la tercera columna de la tabla 2.

Tabla 2. Tasa de incrementos

Tasa de incrementos de la deflexión neta		
Tamaño viga (mm)	Antes L/900 (mm/min)	Después L/900 (mm/min)
100x100x350	0,025 – 0,075	0,05 – 0,20
150x150x500	0,035 – 0,10	0,05 – 0,30

Qué Valores de Esfuerzo Residual debemos tomar?

Los autores que hicieron investigaciones muy importantes del uso de Macrofibras en Pavimentos Rígidos, Roes-

ler Jeffery de Canada y participante activo de la norma ASTM C 1609; Raul Zerbino de Argentina, investigador de LEMIT y docente de la Universidad de La Plata; Juan Pablo Cobarruvias de Chile autor del software de diseño OptiPave, recomiendan usar una Macrofibra cuyo rendimiento de Esfuerzo Residual sea de **0,68MPa a 1,5 MPa** dependiendo de la aplicación que le demos a las Macrofibras que pueden ser en Pavimento Rígido, capa de rodadura en puentes, Overlays o recapados, etc.

MATERIALES Y MÉTODOS

Para proceder con el trabajo de investigación, la preparación de las vigas se los realizo en el laboratorio del SEDCAM Sucre y el laboratorio de la Facultad de Ingeniería Civil perteneciente a la Universidad de San Francisco Xavier de Chuquisaca.

Para el ensayo de Esfuerzo Residual nos dirigimos a la ciudad de La Paz porque existe un solo equipo en todo Bolivia para realizar la misma y lo tiene la ABC La Paz.

Macrofibras TTOGO FSE 40

La Macrofibra Sintética TTOGO FSE 40 es de industria brasilera tiene forma de filamentos retorcidos, también descrito como fibras fibriladas, su performance estructural fue verificado por medio del ensayo europeo EN 14651.



Figura 8. Macrofibras TTOGO

Se puede apreciar que tiene una ventaja fundamental además de ser resistente a los alcalinos, tiene una mayor dispersión tridimensional en la Matriz, pero su desventaja principal es la formación de ERIZOS cuando la dosificación es muy alta.

Fases y ensayos de Laboratorio

Tabla 3. Características Macrofibras TTOGO

Característica	Descripción
Color	Gris
Forma	Torcida, fibrilada
Composición	Polipropileno
Densidad	0,92 g/cm ³
Largo	54 mm
Diámetro	0.7 mm
Resistencia a tracción	650±25 MPaEN10002.1
Módulo de elasticidad	5,6±0,25 MPaEN10002.1
Pérdida de masa en medio alcalino	<2% (100 años) Rec. Comité 303

Tabla 4. Fases de laboratorio

Fases experimentales de laboratorio				
	Técnicas de ensayo	Descripción del ensayo	Material	Caridad ensayos
Primera fase	Caracterización del material	Análisis granulométrico por tamizado	Gravas, Gravillas y Arenas	6
		Peso específico	Gruesos y arenas	6
		% Absorción	Grueso y arenas	6
		Contenido de humedad	Grueso y arenas	6
		Masas unitarias compactadas	Grueso	2
Segunda fase	Diseño y preparación de las Mezclas % de macrofibras ACI 211	Consistencia plástica y Seca	Grueso, Arena, Cemento, Agua, Macrofibras	2
Tercera fase	Revenimiento ASTM C 143	Control de asentamientos	HRF	12
Cuarta fase	Preparación probetas prismáticas ASTM C 192	Se comenzó con vaciado de las probetas con sus respectivos contenidos de macrofibras	Hormigón reforzado con macrofibra	15
Quinta fase	Curando	7 días y 28 días	Vigas	15
Sexta fase	Resistencia mecánica ASTM C 1609	Ensayo a flexión con equipo servocontrolado	Vigas	12
Séptima fase	Interpretación de resultados			

Laboratorio SEDCAM Sucre



Figura 9. Trabajos en el SEDCAM

Bandas granulométricas

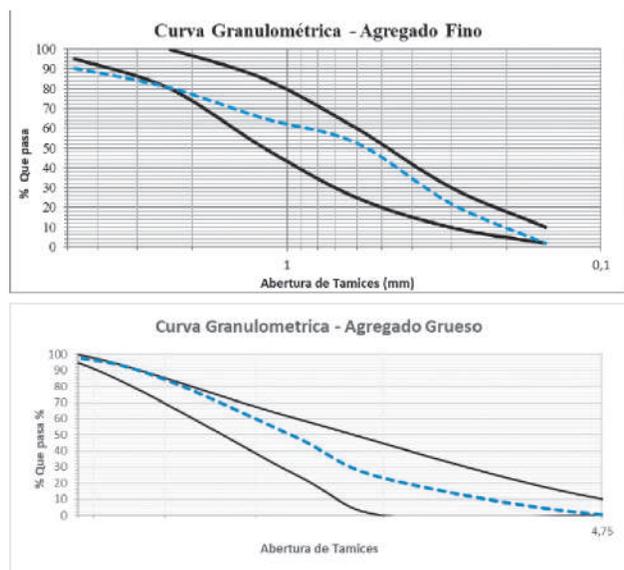


Figura 10. Bandas granulométricas

Características del Agregado

Tabla 5. Características

Ensayos	Finos	Gruesos
Peso Específico	2,63	2,61
Absorción (%)	1,46	1,25
Humedad (%)	0,66	1,53
M.U.C.		1700,00
Módulo de finura (Mf)	2,88	

Dosificación de Macrofibra

Tabla 6. Dosificaciones

	Nº vigas	Macrofibra
Mezcla	Prismáticas	kg/m ³
Tipo 2	4	2
	4	5
	4	8

Composición del HRF

Tabla 7. Materiales de la Matriz método ACI 211

Material (2 Kg/m ³)		Kg/m ³
Tipo	Características	
Cemento	IP-40 Fancesa	350,79
Arena		732,93
Gravas	TMN=25 mm	1056,67
Agua		195,88
Macrofibra	TTOGO FSE 40	2,00

Material (5 Kg/m ³)		Kg/m ³
Tipo	Características	
Cemento	IP-40 Fancesa	350,67
Arena		724,31
Gravas	TMN=25 mm	1056,67
Agua		195,81
Macrofibra	TTOGO FSE 40	5,00

Material (8 Kg/m ³)		Kg/m ³
Tipo	Características	
Cemento	IP-40 Fancesa	350,55
Arena		715,69
Gravas	TMN=25 mm	1056,67
Agua		195,75
Macrofibra	TTOGO FSE 40	8,00

Control del revenimiento



Diseño de matriz plástica	
Dosificación (kg/m ³)	Asentamiento (cm)
Vigas con 2.0	0,5
Vigas con 5.0	7.3
Vigas con 8.0	0.8

Figura 11. Asentamientos

Laboratorio Facultad de Ingeniería Civil



Figura 12. Facultad de Ingeniería Civil

Bandas Granulométricas

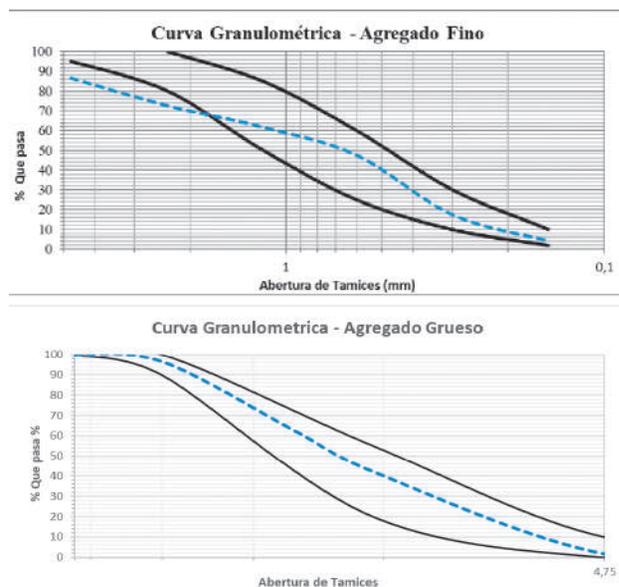


Figura 13. Bandas Granulométricas

Características del Agregado

Tabla 8. Características

Ensayos	Finos	Gruesos
Peso Específico	2,61	2,37
Absorción (%)	2,56	1,80
Humedad (%)	1,05	0,57
M.U.C.		1510,27
Módulo de finura (Mf)	3,10	

Dosificación de Macrofibra

Tabla 9. Dosificaciones

	Nº Vigas	Macrofibra
Mezcla	Prismáticas	kg/m ³
Tipo 1	3	3,5
	3	4,5
	3	5,5

Composición del HRF

Tabla 10. Materiales de la Matriz ACI 211

Material (3,5 Kg/m ³)		Kg/m ³
Tipo	Características	
Cemento	IP - 40 Fancesa	428,34
Arena	San Juan	752,72
Gravas	TMN = 19 mm	895,92
Agua	Potable	212,20
Macrofibra	TTOGO FSE 40	3,50

Material (4,5 Kg/m ³)		Kg/m ³
Tipo	Características	
Cemento	IP - 40 Fancesa	428,25
Arena	San Juan	749,85
Gravas	TMN = 19 mm	895,92
Agua	Potable	212,16
Macrofibra	TTOGO FSE 40	4,5

Material (5,5 Kg/m ³)		Kg/m ³
Tipo	Características	
Cemento	IP - 40 Fancesa	428,17
Arena	San Juan	746,99
Gravas	TMN = 19 mm	895,92
Agua	Potable	212,11
Macrofibra	TTOGO FSE 40	5,5

Control del revenimiento



Diseño de Matriz Seca	
Dosificación (kg/m³)	Asentamiento (cm)
Vigas con 3,5	2,20
Vigas con 4,5	2,10
Vigas con 5,5	1,20

Figura 14. Asentamientos

Laboratorio ABC La Paz



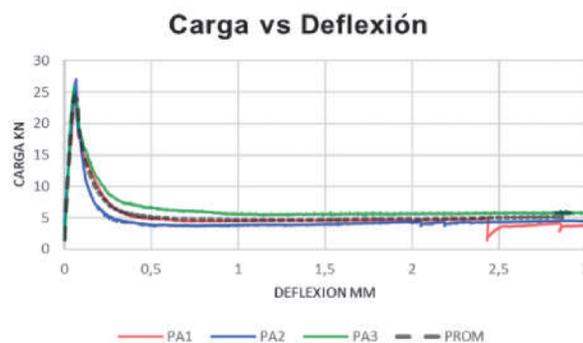
Figura 15. Trabajos en la ABC La Paz

Codificación de vigas

Tabla 10. Codificación

VIGAS CON CURADO DE 7 DÍAS (Lab A)					
Cód	Fibra	Cód	Fibra	Cód	Fibra
PA1	3,5	PB1	4,5	PC1	5,5
PA2	kg/m³	PB2	kg/m³	PC2	kg/m³
PA3		PB3		PC3	
VIGAS CON CURADO DE 28 DÍAS (Lab B)					
PZ1	8.0		5 kg/m³		
PZ2	kg/m³	PY1			

ASTM C 1609 (Dosificación 3,5 kg/m³)



Viga	Tasa de carga mm/min		Tiempo (min)	P _p (kN)	p ₁₅₀ / δ=3 mm (kN)	f ₁₅₀ / f ₁₅₀ (MPa)
	Antes L/900	Después L/900				
PA1	0.035	0.05	74	25.18	3.83	0.51
PA2	0.06	0.1	32	27.09	4.55	0.61
PA3	0.06	0.1	33	25.8	5.81	0.77
Promedio				26.02		0.63

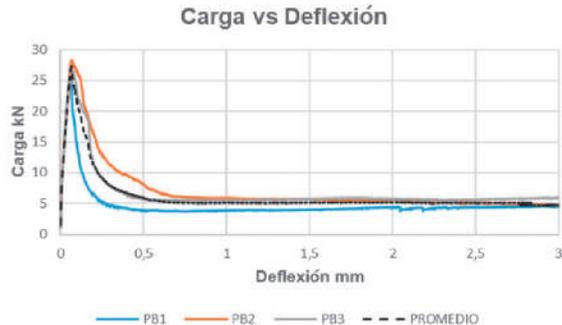
Figura 16. Esfuerzos Residuales 3,5 kg/m³



Figura 17. Vigas ensayadas e inspección visual

La viga **PA2** representa de mejor manera la dosificación de 3.5 kg/m³ por que tuvo un mejor comportamiento en el ensayo a diferencia de PA1 que no demostró mucha adherencia las fibras con la Matriz. La viga PA3 queda descartada porque se encontraron fibras fibriladas enteras que no se distribuyeron correctamente provocando esta situación un Esfuerzo Residual más alto de lo esperado.

ASTM C 1609 (Dosificación 4,5 kg/m³)



Viga	Tasa de carga mm/min		Tiempo (min)	P _p (kN)	P ₁₅₀ ¹⁵⁰ δ=3 mm (kN)	f ₁₅₀ ¹⁵⁰ (MPa)
	Antes L/900	Después L/900				
PB1	0,06	0,1	32	27,09	4,54	0,60
PB2	0,06	0,1	33	28,38	4,72	0,62
PB3	0,06	0,1	30	26,68	5,96	0,79
Promedio				27,38		0,67

Figura 18. Esfuerzos Residuales 4,5 kg/m³

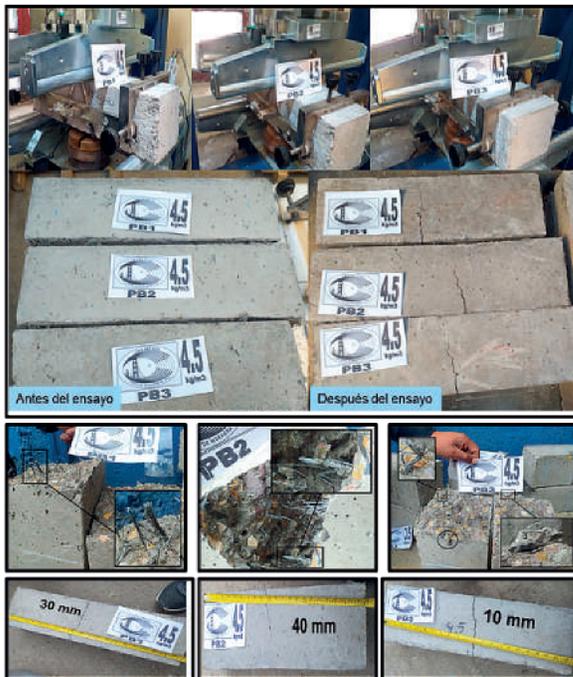


Figura 19. Vigas ensayadas e inspección visual

Concluyendo el comportamiento de la PB3 fue el más óptimo porque demostró tener adherencia de las fibras con la matriz además de tener un corte con una dife-

rencia de 10mm del centro de la viga. En PB1 y PB2 se encontraron muchas fibras fibriladas enteras, sin llegar a distribuirse completamente y la fisura en ambos testigos estuvo muy alejada de la parte central de la viga.

ASTM C 1609 (Dosificación 5,5 kg/m³)



Viga	Tasa de carga mm/min		Tiempo (min)	P _p (kN)	P ₁₅₀ ¹⁵⁰ δ=3 mm (kN)	f ₁₅₀ ¹⁵⁰ (MPa)
	Antes L/900	Después L/900				
PC1	0,035	0,1	50	24,59	7,80	1,04
PC2	0,060	0,1	33	21,95	4,48	0,60
PC3	0,035	0,1	32	23,25	6,74 ¹	0,89 ²
Promedio				23,26		0,84

Figura 20. Esfuerzos Residuales 5,5 kg/m³



Figura 21. Vigas ensayadas e inspección visual

La viga PC1 es la que tiene una mejor distribución de Macrofibras, la distancia de la fisura a la parte media mínima y su comportamiento en el ensayo no mostro muchas anomalías por lo tanto es la que representa de mejor. PC2 demostró un buen comportamiento en el ensayo, pero el resultado no es coherente por la mala distribución de Macrofibras y respecto a PC3 la prensa

de ensayo solo finalizo hasta una deflexión de 2,24 mm pero la curva se proyecta cerca de PC1.

RESULTADOS

Esfuerzos Residuales (curado 7 días)

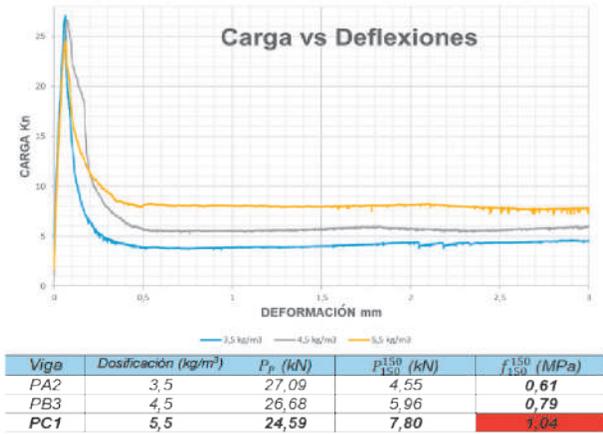


Figura 22. Resumen de Esfuerzos Residuales

Valor óptimo de Esfuerzo Residual f_{150}^D

Las experiencias y bibliografías recomiendan el valor de $f_{150}^{150} = 1 \text{ MPa}$ para aplicaciones de Pavimento Rígido por lo que la viga PC1 con dosificación de 5,5 kg/m³ de Macrofibras TTOGO tiene un $f_{150}^{150} = 1,04 \text{ MPa}$ confirmando de esta manera ser la dosificación más recomendable pero debemos tomar en cuenta que esta dosificación se puede mejorar utilizando un plastificante, de este modo evitaremos los erizos y tendremos una mejor trabajabilidad en la Matriz.

Debemos aclarar que estas vigas fueron preparadas en la Facultad de Ingeniería Civil (Lab A) perteneciente a la Universidad de San Francisco Xavier de Chuquisaca y tienen un curado de 7 días.

ASTM C 1609 (curado 28 días)

Con el análisis de estas vigas queremos identificar si existe un nivel de dificultad para realizar el ensayo ASTM C1609 ya que según estudios realizados por la Universidad de Costa Rica afirman que el hormigón va almacenando energía internamente con la edad y cuando se realiza el ensayo ASTM C 1609 este explota muy rápidamente sin poder verificar su Capacidad Residual.

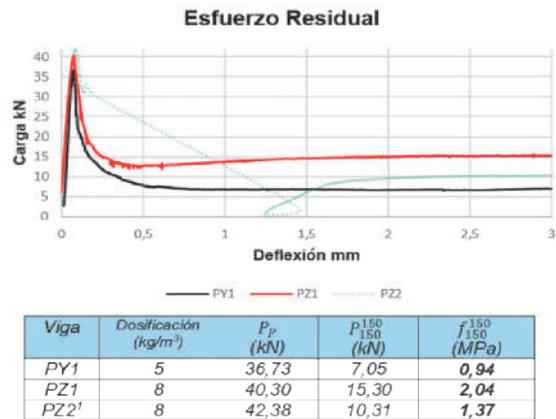


Figura 23. Resumen de Esfuerzos Residuales

Resumen total de Esfuerzos Residuales

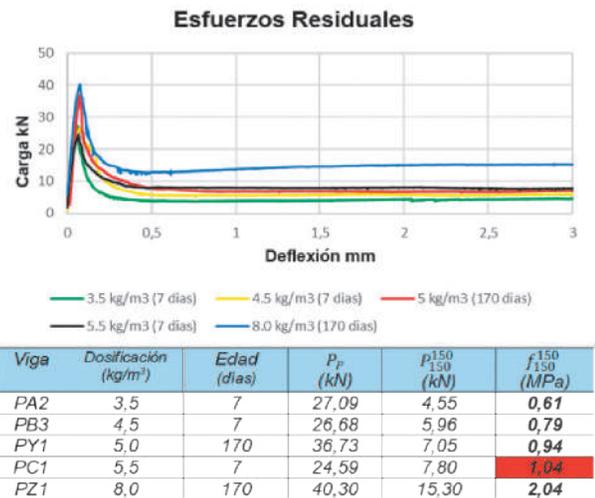


Figura 24. Resumen total de Esfuerzos Residuales

Esfuerzos Residuales (Diferentes edades similar dosificación)

En la figura 25 observamos el ensayo de 2 vigas de diferentes edades y con una mínima diferencia en la dosificación. Las vigas son de 5,5 kg/m³ con edad de 7 días y 5,0 kg/m³ con edad superior a 170 días.

Podemos verificar que las cargas P_p para 5,0 kg/m³ es de 36,73 kN y para 5,5 kg/m³ a 24,59 kN, tal diferencia se presenta por las diferencias de edades del HRF.

Es muy importante analizar el comportamiento de la curva de carga, el mismo que tiene diferentes valores al presentarse la fisura en el P_p , luego en esta curva de carga sufren una caída en ambas vigas pero cuando se encuentran en la fase residual los valores se acercan a un valor de f_{150}^{150} común a pesar de tener diferentes edades pero dosificaciones casi similares.

La viga con mayor Esfuerzo Residual corresponde a la viga PC1 que tiene 5,5 kg/m³ de Macrofibra y 7 días de curado. La edad que beneficia al ensayo porque se llegaría a apreciar el trabajo de las Macrofibras en su totalidad.



Figura 25. Resumen total de Esfuerzos Residuales

CONCLUSIONES

Las Macrofibras Sintéticas de Polipropileno le otorgan al Pavimento Rígido una capacidad de comportamiento *Pseudoductil*, se demostró que comportamiento post-fisuración después de alcanzar el Primer Pico, existe un Esfuerzo Residual otorgado por las Macrofibras a través de la transferencia de cargas y propiedades de la Matriz; para una alta dosificación de fibras obtenemos un mayor Esfuerzo Residual y por ende una mayor capacidad de absorción de energía, aplicable solamente a la trabajabilidad del HRF. **Diferentes TIPOS DE MACROFIBRAS requieren diferentes niveles de dosificación para lograr el mismo valor de Resistencia Residual.**

Existen muchas investigaciones acerca de los Esfuerzos Residuales como también tenemos normativas para su aplicación. Tenemos para el DISEÑO las normas ACI 360, ACI 544.3R, ACI 544.4R, RILEM, FIB MODEL CODE 2010; para evaluar el DESEMPEÑO se encuentran ASTM C 1609, EN 14651.

La distribución de las macrofibras es muy importante a la hora de encontrar el Esfuerzo Residual. Se identificaron Macrofibras fibriladas enteras sin distribuirse correctamente en las vigas de mayor dosificación sobre todo en las de 8,0 kg/m³ y 5,5 kg/m³, lo que precisamente confirma que se debe usar un plastificante para ayudar a su distribución. La distancia de la fisura generada por el ensayo ASTM C 1609 al centro de la viga fue fundamental a la hora de elegir el Esfuerzo Residual por su grado de mayor autenticidad por recomendaciones de los laboratoristas de la ABC. Se observó que este tipo de fibras tiene un beneficio fundamental en la adherencia con los

agregados porque la orientación es **realmente tridimensional** lo que no sucede con fibras más rígidas cuya orientación solo se puede realizar en dos direcciones.

Las Macrofibras afectan el revenimiento de la matriz sobre todo cuando es de una consistencia seca por lo. Para diseño de una matriz plástica solo se observaron dificultades en el testigo de 8kg/m³ por la segregación.

Los autores que hicieron investigaciones muy importantes del uso de Macrofibras en Pavimentos Rígidos, Roesler Jeffery de Canada y participante activo de la norma ASTM C 1609; Raul Zerbino de Argentina, investigador de LEMIT y docente de la Universidad de La Plata; Juan Pablo Cobarruvias de Chile autor del software de diseño OptiPave, recomiendan usar una Macrofibra cuyo rendimiento de Esfuerzo Residual sea de 1MPa alcanzando la misma con una dosificación de 5,5 kg/m³.

Las Macrofibras TTOGO aumentan la carga en el Primer Pico en función a la dosificación y características de la Matriz, lo que no implica que ayuden en la resistencia a flexión, porque la Matriz debe de ser trabajable. La trabajabilidad está condicionada a la formación de erizos en la Matriz por la cantidad de Macrofibras.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ACI 544.1R-96, 2002. *Report on fiber Reinforced Concrete*. s.l.:s.n.
- American Concrete Pavement Association, 2015. *Capas de Refuerzo con Hormigon*. Canada: ACPA.
- Argañaz, P. L. y otros, s.f. *Modelacion del Comportamiento Ciclico de Hormigon Reforzdo con Fibras*.
- ASTM 1399, 2010. *Test Method for Obtaining Average Residual-Strength of Fiber-Reinforced Concrete*. *ASTM International*.
- ASTM C 78, 2002. *Metodo de ensayo normalizado para determinar la resistencia a la flexion del hormigon*. *ASTM*.
- ASTM C 995-01, 2001. *Standard Test Method for Time of Flow of Fiber-Reinforced Concrete Through Inverted Slump Cone*. *ASTM INTERNATIONAL*.
- ASTM C1609/C1609M-12, 2012. *Standard Test Method for Flexural Performance of Fiber-Reinforced Concrete*. *ASTM International*.
- Committe ACI, 1997. *Standar Practice for Selecting Proportions for Normal Heavyweight, and Mass Concrete*. *ACI*.

- Covarrubias V., J. P., 2019. *Pavimentos Eficientes para Caminos Vecinales*, Santiago de Chile: s.n.
- CR-2010, 2010. *Manual de Especificaciones Generales para la Construcción de Carreteras, Caminos y Puentes*. Costa Rica: s.n.
- fib, 2010. *Model Code 2010*. Germany: s.n.
- Instituto del Cemento Portland Argentino, 2012. *Diseño y Construcción de Pavimentos de Hormigón*, San Salvador de Jujuy: s.n.
- LEMIT-CIC, 2013. Macrofibras Sintéticas para el Refuerzo de Hormigón. *Segundas Jornadas de Investigación y Transferencia*, pp. 330 - 335.
- MACCAFERRI, 2007. *Fibras como Elemento Estructural para el Refuerzo del Hormigón*. s.l.:s.n.
- Menotti , D., Torrijos , M., Giaccio , G. & Zerbino , R., 2011. Respuesta Post Fisuración de Hormigones Reforzados con Fibras. *Facultad de Ingeniería UNLP*.
- Roesler, J., 2021. *Fibras en Pavimentos de Hormigón y Recapados*, La Paz: ABC Bolivia.
- Roesler, J., Bordelon, A., Brand, A. & Amirkhanian, A., 2019. Fiber-Reinforced Concrete for Pavement Overlays. *National Concrete Pavement Technology Center*.
- Roesler, J., Bordelon, A., Brand, A. & Amirkhanian, A., 2019. *Fiber-Reinforced Concrete for Pavement Overlays: Technical Overview*. Iowa: s.n.
- Sika, 2010. *Concrete Hormigón Reforzado con Fibras*. s.l.:s.n.
- TTOGO, 2020. *Informe Técnico*. Brasil: s.n.
- Zerbino, R., 2013. Uso de Macrifibras Sintéticas en Hormigón. *Tecnología*, pp. 12-18.
- Zerbino, R., 2019. *Hormigones Reforzados con Fibras*, Buenos Aires: ICPA.

Análisis, resolución y generalización a problemas selectos de la obra: el hombre que calculaba (segunda parte)

Mamani,H.^a

a Licenciado en Matemáticas (UATF), Docente del área de matemáticas de la Facultad de Ingeniería Civil (USFX), Destacamento 317, Ex Campus REFISUR, 573, Sucre, Bolivia. E-mail: beto_mamani@hotmail.com.

RESUMEN

Seleccionar un grupo de problemas de la renombrada obra: EL HOMBRE QUE CALCULABA, del autor Malba Tahan, es desde ya un importante inicio para adentrarse en el mundo de las matemáticas desde un punto de vista práctico, resolverlos, analizarlos y en algunos casos generalizarlos es de gran importancia para el autor por la exquisitez del contenido.

En este trabajo se lee cuidadosamente cada uno de los problemas planteados para luego resolverlos de manera analítica y presentar una solución alternativa a la que se presenta en la misma obra. Construir una generalización de los mismos es importante porque se aplican métodos un tanto avanzados, novedosos y creativos para su mejor comprensión.

Cada uno de los problemas presenta una resolución y explicación clara en su planteamiento resolutivo apoyándose en la representación gráfica que se cree importante para una mayor objetividad del procedimiento matemático.

Palabras clave: El hombre que calculaba, generalización, interpolación, análisis.

ABSTRACT

Selecting a group of problems from the renowned work: EL HOMBRE QUE CALCULABA, by the author Malba Tahan, is already an important beginning to enter the world of mathematics from a practical point of view, solve them, analyze them and in some cases generalize them is of great importance for the author because of the exquisiteness of the content.

In this work, each of the problems raised is carefully read to then solve them analytically and present an alternative solution to the one presented in the same work. Building a generalization of them is important because somewhat advanced, novel and creative methods are applied for their better understanding.

Each of the problems presents a clear resolution and explanation in its resolute approach based on the graphic representation that is believed important for a greater objectivity of the mathematical procedure.

Key words: El Hombre que Calculaba, generalization, interpolation, analysis.

INTRODUCCIÓN

Es de rigor mencionar que el presente trabajo es una continuación del artículo titulado: *Análisis y Resolución a Problemas de la Obra: El Hombre que Calculaba (Primera Parte)*, que fue publicado en la gestión 2009 por el mismo autor en la revista Journal Boliviano de Ciencias.

Para el presente trabajo se seleccionó siete problemas los cuales presentan una metodología nueva, creativa y con mejoras en la representación gráfica que brinda mayor objetividad en la solución de los mismos, la parte analítica responde al rigor matemático.

Para los que leyeron la obra *El Hombre que Calculaba* del autor Malba Tahan (pseudónimo) cuyo nombre verdadero es Julio César de Mello e Souza (6 de mayo de 1895 – 18 de junio de 1974) (Tahan, 2010) es importante cuestionarse lo siguiente: ¿Es único el método para resolver un problema en particular?, ¿Es la respuesta obtenida única o exacta?, ¿Es posible generalizar los problemas estudiados?, etc. Para responder lo anterior se establece en el trabajo como objetivo principal analizar un número selecto de problemas prácticos para su resolución y generalización por medio de distintos métodos analíticos y gráficos.



Figura 1. Julio César de Mello e Souza – Malba Tahan.

MATERIALES Y MÉTODOS

Se trabajó principalmente sobre el contenido del libro *El Hombre que Calculaba*, para lo cual se escogió problemas que tengan riqueza en la dificultad de solución (problemas aparentemente irresolubles) y que brinde en algunos casos la generalización del mismo, los métodos utilizados por el autor son analíticos propios de la Ciencia Matemática y acompañados de gráficos que le proporcionan a la solución una mayor objetividad.

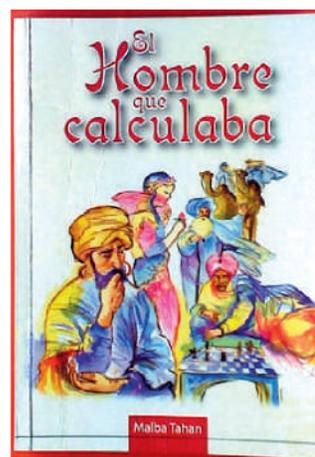


Figura 2. La obra: *El Hombre que Calculaba*.

P 1. Problema de los 35 camellos

Son tres hermanos y discuten cómo dividir 35 camellos que tenían de herencia, pero la división debía hacerse de acuerdo a la última voluntad del padre. Su padre había estipulado la división de la siguiente manera:

- 1/2 de la herencia para el hijo mayor.
- 1/3 de la herencia para el hijo medio.
- 1/9 de la herencia para el hijo menor.

Solución:

Como 35 no es divisible por 2, por 3, ni por 9, entonces Beremiz (el hombre que calculaba) procede de la siguiente manera:

$35+1=36$ se aumenta un camello al total de la herencia.

Ahora se divide nuevamente:

$36 (1/2) = 18$ camellos para el hijo mayor

$36 (1/3) = 12$ camellos para el hijo medio

$36 (1/9) = 4$ camellos para el hijo menor

Todos quedan conformes, pero sumando los camellos que se dividieron, se tiene:

$18 + 12 + 4 = 34$ camellos.

Y así el calculista gana un camello fuera del que puso.

Explicación.

En la repartición recomendada por el padre existe un resto, del cual se aprovecha Beremiz.

Veamos:

$$\frac{1}{2} + \frac{1}{3} + \frac{1}{9} = \frac{17}{18} < 1 \quad (1)$$



Figura 3. División de la herencia en fracciones.

El gráfico indica que la división no fue completa (Valiente, 1998), existe un resto de 1/18 de 36 es decir 2 camellos, la fracción de color azul lo muestra.

Generalización.

También funcionan para los números siguientes y con distintas ganancias:

- 17 camellos, ganancia 0 camellos
- 35 camellos, ganancia 1 camellos
- 53 camellos, ganancia 2 camellos
- 89 camellos, ganancia 4 camellos
- 107 camellos, ganancia 5 camellos

Así sucesivamente, para lo cual se deduce la fórmula que genera este comportamiento:

$$N=17+18n \quad (2)$$

N = número de camellos del problema
 n = número de camellos de ganancia
 18 = es la constante de crecimiento.

P 2. El problema de los 8 panes

Beremiz y su amigo comparten 8 panes con un jeque que fue asaltado, de los cuales 5 eran de Beremiz y 3 de su amigo. Al llegar a su destino, el jeque los recompensa con 8 monedas de oro, 5 para el hombre que calculaba y 3 para su amigo.

En una suave protesta, Beremiz afirma que la manera de distribución de las 8 monedas de oro no era la correcta. Según éste, la manera justa sería 7 para él y 1 para su amigo.

Solución:

Dividiendo los ocho panes de la siguiente manera:

5 panes de Beremiz, equivale 15/3 de pedazos



3 panes del amigo, equivale a 9/3 de pedazos



Total = 24/3 pedazos de pan.

Figura 4. División de los panes.

Como el total es de 24/3 y son los que se consumen, entonces cada uno consume:

	Aporte	Consumo	Ap. real
Beremiz	15/3	8/3	7/3
Amigo	9/3	8/3	1/3
Jeque	0	8/3	0

Tabla 1. Aporte y consumos de los tres.

Explicación.

De acuerdo a la Tabla 1, se muestra que el aporte real de Beremiz es de 7 pedazos y del amigo de 1 pedazo por tanto la protesta se considera justa.

Generalización.

- Es posible también para:
- 8 panes, equivale a 24/3
- 4 panes, equivale a 12/3
- Total = 36/3

	Aporte	Consumo	Ap. real
Beremiz	24/3	12/3	12/3
Amigo	12/3	12/3	0
Jeque	0	12/3	0

Tabla 2. Aportes y consumo de tres personas.

En este caso, se debería recompensar con 12 monedas a Beremiz y ninguna para su amigo, porque lo que aportó se lo consumió todo.

Es posible generar muchos más ejemplos como el anterior basados en la divisibilidad de los números y no solamente con tres personas sino también con cuatro, cinco, etc. Simplemente se debe garantizar la propiedad de divisibilidad de los números enteros importante, por cierto.

P 3. El problema del joyero

El problema se centra entre un joyero y el dueño de un hostel. El convenio de pago por el hospedaje fue el siguiente: Si el joyero vendiera todas sus joyas por 100

dineros, pagaría 20 dinares, si los vendiese por 200, entonces pagaría 35 dinares por el hospedaje, pero el joyero las vendió en 140 dinares ¿Cuánto debe pagar por el hospedaje?

Solución:

Veamos los distintos análisis de pago:

a) Proporción establecida por el joyero:

$$\begin{matrix} 200 \rightarrow 35 \\ 140 \rightarrow x \end{matrix} \quad x = 24.5 \text{ dinares} \quad (3)$$

b) Proporción establecida por el dueño del hostel:

$$\begin{matrix} 100 \rightarrow 20 \\ 140 \rightarrow x \end{matrix} \quad x = 28 \text{ dinares} \quad (4)$$

c) Proporción establecida por Beremiz:

Precio de venta: 200 y 100, diferencia 100
 Precio hospedaje: 35 y 20, diferencia 15
 Por diferencias de venta-pago, se tiene:

$$\begin{matrix} 100 \rightarrow 15 \\ 40 \rightarrow x \end{matrix} \quad x = 6 \text{ dinares acrecentamiento.} \quad (5)$$

Por lo tanto, si vendió las joyas por 140 dinares, entonces debe pagar por el hospedaje 26 dinares. La solución satisface a ambos y termina la discusión del problema.

d) Por interpolación, se obtiene una solución más exacta, establecida por el autor:

$$\begin{matrix} 200 \text{ dinares} \rightarrow 100\% \\ 35 \text{ dinares} \rightarrow x \\ x = 17.5\% \text{ del precio de venta} \end{matrix} \quad (6)$$

$$\begin{matrix} 100 \text{ dinares} \rightarrow 100\% \\ 20 \text{ dinares} \rightarrow x \\ x = 20\% \text{ del precio de venta} \end{matrix} \quad (7)$$

- Así para cada unidad de aumento en la venta corresponde una disminución del pago de:

$$\frac{20\% - 17\%}{100} = 0.025\% \text{ por unidad} \quad (8)$$

- Entonces para 40 dinares de aumento de la venta corresponde una disminución en el pago de:

$$(0.025\%) 40 = 1\% \quad (9)$$

- Por el pago de 140 dinares:

20% - 1% = 19% del precio de venta, así se tiene la siguiente proporción final:

$$\begin{matrix} 140 \text{ dinares} \rightarrow 100\% \\ x \rightarrow 19\% \end{matrix} \quad x = 26.66 \text{ dinares.} \quad (10)$$

Explicación.

En el análisis numérico (Cohen, 1997) se entiende por interpolación a la obtención de nuevos valores partiendo del conocimiento de un conjunto discreto de puntos, lo que implica que los números tomados en porcentajes permiten mayor precisión.

P 4. El problema de los cuatro cuatros

Beremiz se detiene frente a un letrero de una tienda que decía "Los Cuatro Cuatros". Beremiz afirma que es posible escribir los números enteros con cuatro cuatros y signos matemáticos una expresión a un número entero dado. En la expresión no puede figurar ninguna cifra, letra o símbolo algebraico.

Solución:

0=44-44	12=4(4-4/4)	24=4!+4(4-4)
1=44/44	13=(4!+4!+4)/4	25=4!+4 ⁴⁻⁴
2=4/4+4/4	14=4+4+4!/4	26=4!+(4+4)/4
3=(4+4+4)/4	15=(4*4)-4/4	27=4!+4-4/4
4=4(4-4)+4	16=(4*4)+4-4	28=4!+4 ^{4/4}
5=(4*4+4)/4	17=(4*4)+4/4	29=4!+4+4/4
6=4+(4+4)/4	18=4!-(4-4)/4!	30=(4+4/4)/4
7=44/4-4	19=4!-4-4/4	31=4!+(4!+4)/4
8=4+4+4-4	20=4!-4+4/4	
9=4/4+4+4	21=4!+4/4-4	33=4!+(4-4)/4
10=(44-4)/4	22=4!-(4+4)/4	
11=4+(4+4!)/4	23=4!-4 ⁴⁻⁴	35=4!+44/4

Tabla 3. Construcción de los números.

Generalización.

Es posible seguir construyendo los demás números:

$$48=4!*(4+4)/4, 88=44+44, 49=4!+4!+4/4, \text{ etc...}$$

Es evidente que para algunos números la dificultad aumenta, pero con perseverancia, insistencia y habilidad numérica es posible conseguir a un gran número de enteros positivos.

P 5. El problema de los tres marineros

Tres marineros tendrían que recibir un premio por haber salvado una embarcación de una tormenta, la cantidad de monedas de oro era más de 200 y menos de 300, colocadas en una caja y el capitán de la embarcación en-

cargo dividirlo éstas al día siguiente por su hombre de confianza.

Aconteció sin embargo lo siguiente: durante la noche uno de los marineros fue hacia la caja, dividió el total en tres partes, tomó un tercio y dejó los otros dos tercios, pero se fijó que sobraba una moneda, entonces para que no haya problema lo tiró al mar. El segundo fue y procedió de la misma forma, pero también quedó otra moneda y lo tiró al mar, finalmente el tercer marinero incurrió con la misma actitud del cuál también sobró una moneda y lo tiró al mar. Al día siguiente el ayudante del capitán tomó la caja y repartió las monedas en tres partes, pero sobró una moneda, y se quedó con ella por el trabajo realizado. Pregunta final ¿Cuánto recibió cada uno?

Solución:

Si las monedas eran, más de 200 y menos de 300, entonces debería ser: 241.

En efecto,

- 1º Marinero encontró 241 monedas
 $241/3 = 80$ (cociente) + 1 (resto)
- 2º marinero encontró $241 - (80 + 1) = 160$
 $160/3 = 53$ (cociente) + 1 (resto)
- 3º marinero encontró $160 - (53 + 1) = 106$
 $106/3 = 35$ (cociente) y 1 (resto)
- El ayudante encontró $106 - (36) = 70$
 $70/3 = 23$ (cociente) + 1 (resto)

Explicación.

1º Marinero $80 + 23 = 103$
 2º Marinero $53 + 23 = 76$
 3º Marinero $35 + 23 = 58$
 ayudante $1 = 1$
 arrojadas al mar $3 = 3$

Sumando las monedas, se obtiene el total que corresponde a 241, por tanto, se concluye con la solución del problema.

Generalización.

Se presenta como un problema abierto el hecho de que funcione con otro número, primero se determina el rango en el cual se debe encontrar dicho número. Se plantea un número que esté entre 300 y 400, por decir si fuese 391, verificar el procedimiento del enunciado del problema.

P 6. El problema del cuadrado mágico

Construir cuadrados mágicos con sumas constantes para cada caso.

Solución:

a) Cuadrado mágico de 3x3, donde la suma es 15:

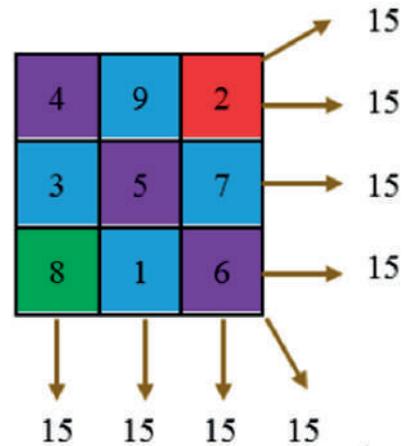


Figura 4. Resultado del cuadrado 3x3.

La solución se plantea en la construcción de la siguiente imagen donde al cuadrado mágico de 3x3 se le aumenta una casilla en cada lado, luego se distribuye los nueve dígitos en las tres diagonales correlativamente, se completa las casillas azules permutando el 1 y el 9 verticalmente, el 7 y el 3 de manera horizontal. Resuelto el problema.

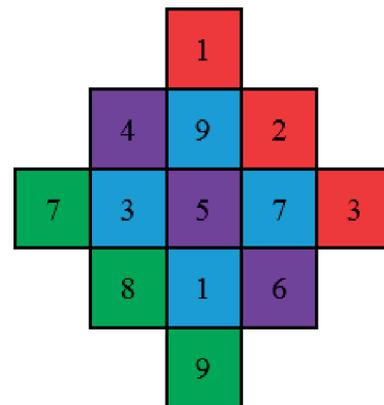


Figura 5. Construcción de la solución.

b) Cuadrado de 5x5, donde la suma es 65:

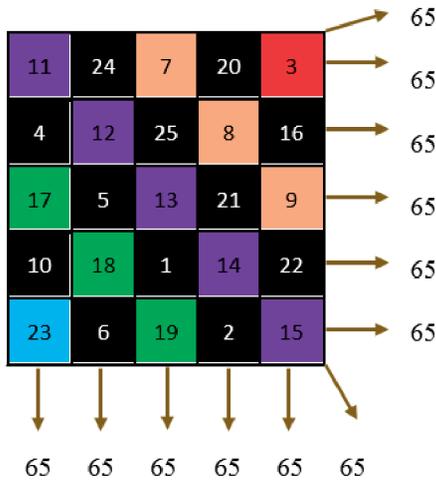
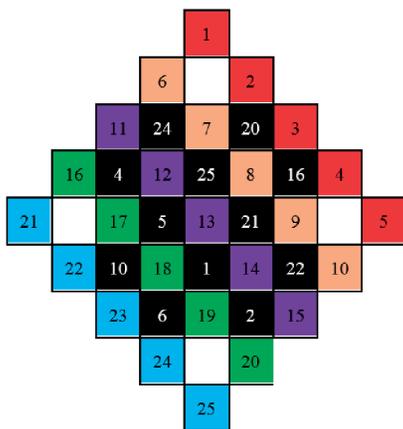


Figura 6. Resultado del cuadrado 5x5.



Para resolver este cuadrado se construye una gráfica aumentando al de 5x5 cuatro casillas a cada lado, de los cuales tres tienen numeración, se distribuyen de manera correlativa los dígitos del 1 al 25 en las diagonales, luego análogo caso de 3x3 se permuta los números: 1, 25, 6, 24, 2, 20 verticalmente, y 16, 4, 22, 10 en horizontal, completando así las casillas negras.

Resuelto el problema.

Figura 7. Construcción de la solución.

c) Cuadrado hipermágico 4x4, donde la suma horizontal, vertical y cualquier agrupación de cuatro casillas contiguas es igual a 34.

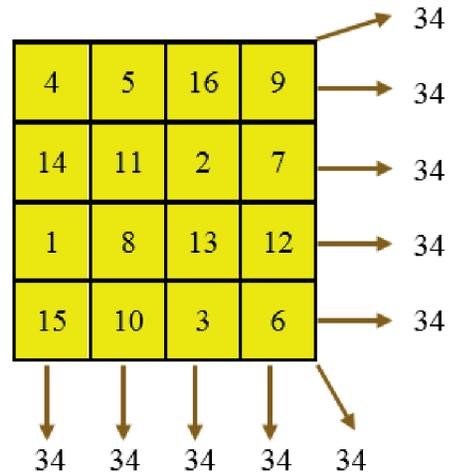


Figura 8. Resultado del hipermágico.

La solución es diferente a la de los dos anteriores por ser un cuadrado con un número de casillas par. Se empieza colocando de manera correlativa los 16 dígitos en cada casilla, se deja fijo los que se encuentran en las dos diagonales, se quitan los demás que serían el 2, 3, 5, 8, 9, 12, 14, 15, estos mismos se los distribuye de derecha a izquierda desde la cuarta fila de manera correlativa (Carasco, 2007). Resuelto el problema.

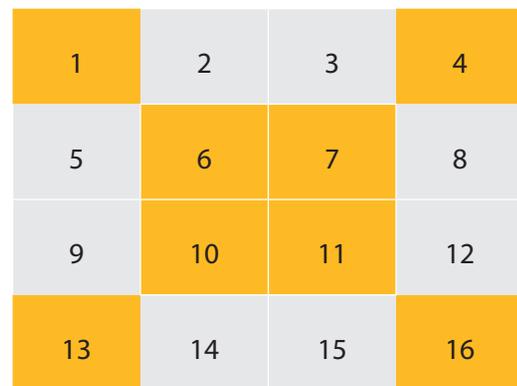


Figura 9. Cuadrado inicio fijos las diagonales.

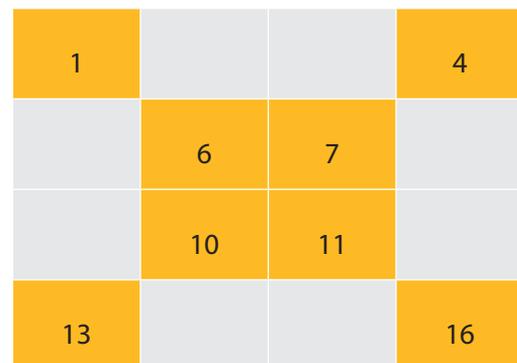


Figura 10. Cuadrado sin diagonales.

1	15	14	4
12	6	7	9
8	10	11	5
13	3	2	16

Figura 11. Solución del 4x4.

Generalización:

Para la generalización de soluciones de cualquier cuadrado mágico primero se clasifica en dos grupos, con casillas impares y con casillas pares.

- *Caso de impares:* el procedimiento en esencia es el mismo, se aumenta casillas a los lados y luego permutando de manera vertical y horizontal se resuelve para los cuadrados de 7x7, 9x9, 11x11, 15x15, etc.
- *Caso de pares:* se resuelven por varios métodos, como se ve en la **Fig. 8** y **Fig. 11**, se observa resultados distintos, pero cumplen con las condiciones del problema.

P 7. El problema de los ojos negros y azules

Se refiere a 5 esclavas de un poderoso Califa. Tres de ellas tienen los ojos azules y nunca dicen la verdad. Las otras dos tienen los ojos negros y solo dicen la verdad.

Las esclavas se presentaron con los rostros cubiertos por velos y Beremiz es desafiado a determinar el color de los ojos de cada una, con derecho a hacer tres preguntas no más de una pregunta a cada esclava.

Solución:

Para facilitar las referencias, llamaremos a las 5 esclavas A, B, C, D, y E.

Solución de Beremiz:

- 1º Pregunta a A: ¿Cuál es el color de tus ojos?
Respuesta de A: Responde en lengua china.
- 2º Pregunta a B: ¿Cuál fue la respuesta que me dio A?
Respuesta de B: "Que sus ojos eran azules"

- 3º Pregunta a C: ¿Cuáles son los colores de los ojos de A y B?

Respuesta de C: "Que A tiene ojos negros y B azules".

Conclusión de Beremiz: "A tiene ojos negros, B tiene ojos azules, C negros, D y E azules". Acertó.

Explicación:

De acuerdo al análisis del calculista éste toma en cuenta algunos aspectos para tener una conclusión acertada:

- Si pregunta a cualquiera de las esclavas ésta siempre le dirá Negros, ya que las esclavas de ojos negros no mienten y las de ojos azules no dicen la verdad.
- La respuesta de la esclava B contradice lo anterior y se deduce que ella sí tiene los ojos azules.
- La tercera respuesta confirma las dos anteriores y se establece que C tiene ojos negros.

A continuación, se muestra de manera gráfica el orden del color de ojos de cada esclava siguiendo el análisis y conclusión de Beremiz:

	Color de ojos	Respuestas
Esclava A		Dice la verdad
Esclava B		Miente
Esclava C		Dice la verdad
Esclava D		Miente
Esclava E		Miente

Tabla 4. Resultado del problema.

Es evidente que el autor de la obra escogió este caso para el finalizar la misma con el deseo de cerrarlo con broche de oro, por la belleza del problema.

Generalización.

Previo a la generalización del problema, se puede observar lo siguiente:

- El método utilizado por el calculista no siempre permite resolver el problema. Él acertó por pura casualidad. En efecto, Si los ojos de A fuesen azules (aún admitiendo que B tenga ojos azules y C negros), él sólo podría concluir que, entre D y E, una tiene ojos azules y la otra negra. Pero no podría decir cuál de ellas. Tiene un 50% de acertar.
- Si Beremiz fuese más experto, aplicaría un método infalible para resolver el problema, haciendo apenas una sola pregunta. Por decir a la esclava A: ¿Cuál es el color de ojos de cada una de ustedes?

Como hay 3 esclavas de ojos azules y 2 de ojos negros, sólo habría dos respuestas posibles. Si A tuviese ojos negros su respuesta diría dos de ojos negros y tres de ojos azules, sería la respuesta correcta. Si A tuviese ojos azules, su respuesta mencionaría tres esclavas de ojos negros y dos de ojos azules, basta con invertir su respuesta para obtener la verdad.

Para generalizar el problema, se toma en cuenta la solución planteada por Beremiz y la dada en el inciso 2) donde se hace uso de una información aparentemente esencial: cuántas esclavas de ojos azules y cuántas de ojos negros existen en el grupo.

Primero supóngase que se omite esa información. Se tiene n esclavas, cuyos ojos son azules o negros. Las primeras nunca dicen la verdad, las otras no mienten. Puede haber de 0 a n esclavas de ojos azules; tampoco se proporciona el número de esclavas de ojos negros. Aún así, aún es posible determinar el color de ojos de cada una de las esclavas por medio de una única pregunta. "Si mi amigo le preguntase cuál es el color de los ojos de cada una de las n , ¿qué le respondería usted?".

La respuesta de A para mí sería en atribuir a cada esclava un color de ojos determinado. Pues bien, indistintamente el color de los ojos de A, fuese ella mentirosa o no, el color de ojos de cada esclava sería exactamente aquel dado por su respuesta a mí (Lages, 1998).

RESULTADOS

Para aquellos que leyeron la obra *El Hombre que Calculaba* convendrán con el autor de este artículo, que presentar soluciones analíticas y gráficas a problemas que se encuentran en todo el contenido del libro no son nada simples ni sencillos a primera vista.

Los resultados son nuevos y novedosos en todos los problemas seleccionados, construir soluciones en base a varias ejercitaciones es un tanto tedioso pero gratificante cuando se logra el objetivo. La representación gráfica es desde ya un aporte importante para una mejor interpretación del procedimiento y/o resultado en cuestión.

Por ejemplo, aplicar interpolación para resolver con mayor exactitud el **P 3.**, es un resultado muy valorable por la rigurosidad del mismo.

CONCLUSIONES

Se utilizó diferentes métodos para la resolución de los problemas selectos que se presenta en este trabajo.

El análisis, resolución, representación gráfica y generalización deja claro el logro del objetivo primordial del trabajo.

El autor quiere dejar establecido que en ningún momento pretende minimizar el importante aporte del libro, que sirvió para muchos como una motivación especial y así abrazar el hermoso y bello mundo de las matemáticas.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Carrasco, L. (2007). *Métodos Numéricos Aplicados a la Ingeniería*. 2da. Edición. RFG.
- Cohen, M. A. (1997). *Análisis Numérico*. Reverté.
- Lages, E. (1998). *Mi Profesor de Matemática*. IMPA.
- Tahan, M. (2010). *El Hombre que Calculaba*. 31° Edición. RBA LIBROS.
- Valente, S. (1998). *Diccionario de Matemáticas*. 4ta. Edición. Addison Wesley Longman.







II Feria y Concurso Nacional Universitaria de Investigación Científica y Tecnológica (2017)



Foro Regional de Estudiantes de Ingeniería Civil Lima (2017)



8va Jornada Científica de Estudiantes UPeU Lima (2017)

S.C.E.I.C. USFX

La Sociedad Científica de Estudiantes de Ingeniería Civil (S.C.E.I.C.) se fundó el 6 de marzo de 2015, en la ciudad de Sucre del Estado Plurinacional de Bolivia como un esfuerzo por parte de los estudiantes para tener un espacio dedicado netamente a la Investigación Científica.

Es una institución que queda establecida como una entidad con personalidad propia y goza de autonomía funcional y administrativa, dirigida por los miembros que la conforman.

Misión

La S.C.E.I.C. es una entidad que tiene la finalidad ante las instancias académicas y administrativas de la UMRPSFXCH, cuya finalidad es coordinar, promover, fomentar, impulsar la producción, difusión y el desarrollo de la investigación científica, de manera que en concordancia a los principios de extensión e interacción se contribuya al desarrollo económico y social del departamento en el área de la Ingeniería Civil.

Visión

Ser una organización prestigiosa y reconocida a nivel local, departamental, nacional e internacional por su excelencia y liderazgo; conformada por recursos humanos comprometidos, talentosos y competentes dedicados a la investigación científica, tecnológica y social contribuyendo y proponiendo de manera innovadora, lógica y oportuna al desarrollo del país.





Objetivos

Se tiene como objetivo promover e incentivar la actividad netamente científica investigativa y organizar eventos de carácter académico que mejoren la enseñanza y aprendizaje en la Facultad de Ingeniería Civil.

Enaltecer y fortalecer nuestra Facultad de Ingeniería Civil con participaciones en eventos, ferias, congresos y toda actividad científica-investigativa para poder ser un aporte a la ciencia y tecnología de nuestro país.



Trayectoria



Concurso Latinoamericano de Ponencias Estudiantiles

(Bogotá, Colombia- 2019)

Estudiante seleccionado para la presentación de su artículo de investigación científica siendo el único representante a nivel nacional.



Primera feria Nacional de Sociedades Científicas de Ingeniería Civil

(Tarija - 2019)

Se obtuvo el primer lugar en la Feria Nacional con el proyecto: "Determinación de la Resistencia a flexión en concretos usados en obras viales".



Congreso Latinoamericano de Estudiantes de Ingeniería Civil

(Tarija - 2021)

Representación a nivel nacional en el COLEIC Tarija 2021.



Congreso Nacional de Estudiantes de Ingeniería Civil

(La Paz - 2022)

Se obtuvo el primer lugar en el CONEIC La Paz 2022 en el concurso de conocimientos.



Foro Internacional de Educación

(San Juan, Puerto Rico - 2022)

Representación en el congreso "Impacto de la transformación de la educación superior a nivel mundial, estrechemos lazos de oportunidades".



Trayectoria



Congreso Latinoamericano de Estudiantes de Ingeniería Civil

(Arequipa, Perú - 2022)

Representación a nivel nacional en el COLEIC Arequipa 2022.



Jornadas y exposición científica versión VII y VIII (2022)

Equipo de investigación seleccionado con el proyecto: "Efecto de la radiación solar en un cemento asfáltico modificado tipo pg 76-28 pmb 45/80-65; en sus principales propiedades".



Jornadas y exposición científica versión VII y VIII (2022)

Equipo de investigación seleccionado con el proyecto:

"Vulnerabilidad sísmica de la Catedral metropolitana de Sucre".



Firma de convenio CYPE Ingenieros S.A. y la Facultad de Ingeniería Civil (2022)

Con apoyo de la Sociedad Científica se logró la firma del convenio por el bien y beneficio de los estudiantes.



Congreso Nacional de Estudiantes de Ingeniería Civil

(San Juan, Argentina - 2022)

Representación a nivel nacional en el CONEIC San Juan 2022.



Captación del agua mediante dispositivo Warka Water

Docente: Ing. Juan Carlos Ortiz Villegas

Auxiliar: Paola Andrea Ichazú García

SANITARIA I CIV-238



¿Cómo funciona el Warka Water?

Warka Water es una estructura de 10 metros de altura de marco de bambú, funciona como una especie de “malla recolectora de rocío”. En el interior, el tejido que cuelga, se extiende en tensión para recoger el agua potable desde el aire por condensación. La estructura ligera está diseñada a través del diseño paramétrico, permitiendo un fácil montaje y reparación.

¿Cuáles son los beneficios de Warka Water?

Construida de bambú y plástico biodegradable, **Warka Water** puede recolectar agua de la lluvia, niebla y el rocío. El sistema es simple, su misión es capturar la humedad y dirigirla a un tanque de retención higiénica. Funciona sin electricidad y su mantenimiento es mínimo, cualquiera puede hacerlo.

¿Cómo se construye el Warka Water?

Warka Water, que mide 10 metros y pesa 60 kg, se construye con materiales locales en 4 días y con la intervención

únicamente de seis personas. Consta de cinco módulos que se instalan en tres horas de abajo arriba manualmente, sin necesidad de andamios ni de emplear electricidad. Cuatro personas bastan para montarlo.

Inspiración

El proyecto se inspira en diversas fuentes. Desde el punto de vista estético, en la artesanía tradicional etíope y sus refugios; desde el aspecto social, en el árbol Warka, que combina muchas funciones ecológicas y sociológicas.

Aplicación en nuestra zona

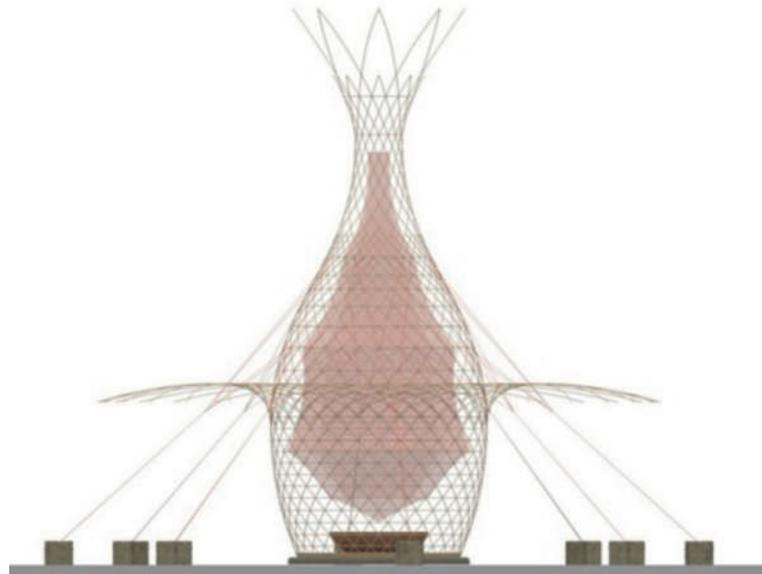
La mejor aplicación sería en el chaco ya que durante la época seca es la zona más afectada, donde también se puede encontrar la materia prima (caña de bambú). Pero el equipo de Warka Water asegura que su diseño le permite “producir” agua del aire en casi cualquier parte del mundo, ya que lograron encontrar un mecanismo óptimo para minimizar su dependencia.

Transformación del aire en agua

Además del vapor de agua, la estructura colecta condensación atmosférica, lo que incluye lluvia y neblina, gracias a que su funcionamiento se basa en tres factores principales: gravedad, evaporación y condensación. Los cuales dan lugar al ciclo natural del agua.

CIV 238 - GRUPO 5 INTEGRANTES:

Aguilar Charca José
Canales Puma Luis
Cataño Pérez Rodrigo
Mamani Llanos Matías
Pérez Willalba Yerson
Soto Salazar Marcelo



Solución a los problemas de drenaje de agua e inundaciones en la ciudad

Docente: Ing. Juan Carlos Ortiz Villegas

Auxiliar: Verónica Paco Huacoto

SANITARIA II CIV-239

Contaminación

Se denomina contaminación ambiental a la presencia de componentes nocivos (ya sean químicos, físicos o biológicos) en el medio ambiente (entorno natural y artificial), que supongan un perjuicio para los seres vivos que lo habitan, incluyendo a los seres humanos.



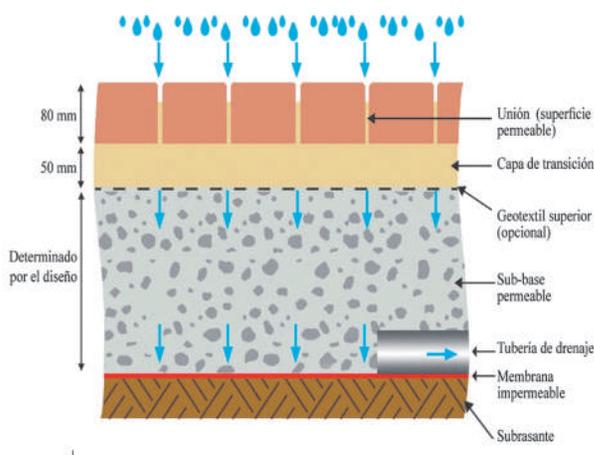
agua por medio de su estructura y permite el almacenamiento temporal de la misma en la subbase, para su posterior disposición o infiltración en el terreno.

“Los pavimentos permeables controlan la producción de escorrentía en origen, reducen los impactos negativos en los sistemas de alcantarillado y favorecen la infiltración de agua en el suelo, cuya calidad es mucho mejor que la generada en un pavimento impermeable”.

Techos verdes

No todas las soluciones están en el suelo. Otra forma de reducir el drenaje pluvial en zonas urbanas de alta densidad es fomentando el crecimiento de vegetación en techos y azoteas. Los techos verdes no sólo permiten la captación del agua de lluvia, sino que también mejoran el aislamiento térmico del edificio, con los consiguientes ahorros energéticos.

Pavimentos permeables



Los pavimentos permeables son un tipo especial de pavimento, que gracias a su diseño permite la infiltración del

Canteras de infiltración



Son esencialmente similares a los jardines de lluvia, pero ubicados sobre aceras de calles. Estas canteras colectan el drenaje de las aceras, estacionamientos y calles, y son ideales para áreas urbanas más densas. Nótese en la foto las aperturas para recolección de escorrentía de la acera, y de la calle. En adición a la gestión de agua de lluvia, actúan como un elemento paisajístico, haciendo nuestras calles más agradables.

Sumidero



Los sumideros son estructuras que tienen por objeto realizar la recolección de las aguas de lluvia de escorrentía e impedir el ingreso de elementos sólidos de gran tamaño que discurren por la superficie de vías o terrenos al sistema de alcantarillado pluvial o combinado.

Tipos de sumideros

Sumidero de rejilla, sumidero combinado, sumidero múltiple, sumidero solera.

Ciudad esponja

Ciudad esponja



Es una ciudad estructurada y diseñada para absorber y capturar el agua de lluvia, para utilizarla y reducir la escorrentía e inundaciones. El agua lluvia se puede utilizar para riego y uso doméstico.



El concepto de Ciudad Esponja es un modelo de planificación urbano chino que se basa en la infraestructura de gestión de aguas pluviales naturales, con un enfoque en el control de inundaciones y la mitigación de los impactos del desarrollo urbano en la hidrología y los ecosistemas.

Su objetivo es aumentar la infiltración, detención, almacenamiento, tratamiento y drenaje del agua, al tiempo que mejora la habitabilidad urbana.

"En la ciudad de Sucre ocurre la inundación en el sector del mercado campesino, con las soluciones que se muestran se podrían aplicar algunas de ellas para mejorar y evitar la inundación en ese sector"

"Para un hombre sediento, una gota de agua vale más que un saco de oro"

Integrantes

1. Calle Colque Raúl Eloy
2. Flores Coraite Diomar
3. Tamares Zola Oscar Celestino
4. Zelaya Tejerina Clediz

Planificación del agua mediante fermento de soya

SANITARIA III CIV-239



La importancia del agua

Existe mucha agua en nuestro planeta, el 97% es salada el otro 3% corresponde el agua dulce. El agua dulce que podemos usar para consumo humano se encuentra en los lagos, ríos y la lluvia, y ésta en total es menos del 1% del planeta.

Una solución para purificar el agua a bajo costo

Gracias a la investigación de un ingeniero japonés, se descubrió que el fermento de soya es un floculante natural muy útil y no es dañino para el medio ambiente.

El producto resultante de este descubrimiento se denomina POLY GLU.

Purificación del agua

El proceso de purificación de agua consiste en un tratamiento físico y químico que tiene como objeto eliminar contaminantes que podrían representar un riesgo. Entre los contaminantes podemos encontrar, microorganismos, compuestos inorgánicos y compuestos orgánicos.

Existen varios métodos de purificación del agua, unos convencionales y otros novedosos.

¿Qué tan accesible es el agua potable?

Según la OMS 844 millones de personas carecen de un servicio básico de suministro de agua potable y en esa cifra se incluyen 159 millones de personas que dependen

de aguas superficiales, al menos 2.000 millones de personas se abastecen de una fuente de agua contaminada por heces.

Objetivos

- Purificación del agua con floculante del fermento de soya.
- Mejorar la calidad del agua para el consumo humano a bajo costo.
- Dotación del agua potable a regiones sin sistemas de tratamientos de agua para consumo de humano.
- Obtener agua potable rápidamente y reduciendo así la incidencia de enfermedades (cólera y diarreas, así como enfermedades estomacales).

Justificación

El agua contaminada y el saneamiento deficiente están relacionados con la transmisión del cólera, la fiebre tifoidea y otras enfermedades. Si no hay servicios de agua y saneamiento, o estos son insuficientes o mal gestionados, la población estará expuesta a estas enfermedades.

Poly Glu

Es un polvo que tiene como ingrediente clave el ácido poliglutámico, dicho ácido pertenece a la sustancia pegajosa de la soja fermentada, de acuerdo con Nippon Poly-Glu, ayuda a acelerar la coagulación de las impurezas en el agua.

¿Cómo se usa?

Su aplicación es realmente muy sencilla, de acuerdo a la cantidad de agua se debe agregar el polvo blanco de Poly-Glu y agitarse, al poco tiempo se verá como dicho polvo atrapa las impurezas del agua y decantan al fondo.

Ventajas

- El modo de uso del producto es fácil aplicación.
- Por estar hecha de un producto natural no es nocivo para el medio ambiente.
- Puede ser muy útil para aquellos lugares que no tengan acceso al agua potable.
- La producción de soya aumentaría en nuestro País.

¿Cómo fermentamos la soya?

1. Pon a remojar las semillas de soja en agua al menos 12-15 horas.

2. Hierva la soja mínimo de 3-4 horas hasta que las pequeñas habas estén tiernas.
3. Cuando la soja esté templada escurre con un colador, espolvorea el bacillus o mezcla en manto preparado.
4. Pasado este tiempo, termina el proceso de fermentación llevado la soja a la nevera y dejándola macerar entre 2 y 3 días. Después, la soja estará fermentada y lista para su uso.



Desventajas

- Si hablamos del producto ya fabricado, debemos tomar en cuenta que no se produce en nuestro país y debe importarse.
- Se necesita añadir unas gotas de cloro para poder terminar el proceso de purificación.
- Solo se usará cuando existan partículas flotantes en el agua (turbia) como floculante.

Grupo 1 CIV 340-Ingeniería Sanitaria III

Integrantes:

Estrada Barrientos Claudia

López López Daniela Paola

Miranda Corasi Juan Ariel

Pérez Vedia Francisco

Ramírez Zeballos Jhenifer

Serrudo Calderón Anahí Maritza

Solución a los problemas de drenaje de agua e inundaciones en la ciudad

Docente: Ing. Juan Carlos Ortiz Villegas

Auxiliar: Estefani Nogales Rivero

SANITARIA IV CIV-341



AGUAS RESIDUALES

- Son aquellas que provienen de los desechos del alcantarillado sanitario.
- La cantidad de sólidos presentes es pequeño.
- Tiene propiedades físicas, entre estas se tiene: la temperatura, el color, la densidad, la turbiedad.
- Tiene propiedades químicas como ser: la DBO, DQO, -carbono total, presencia de metales pesados.
- Las características biológicas pueden dar lugar a ciertos procesos químicos.

Aguas residuales (AR) y el método

Contaminantes (Categorías generales)

- Demanda de oxígeno
- Nutrientes
- Microorganismos patógenos

- Sólidos suspendidos
- Sales minerales
- Compuestos tóxicos

Biofiltro

Medio filtrante con un soporte de capas de distintos materiales. Primero la capa de fibra de coco, seguida de la capa de humus y capa de piedras medianas.

El tipo de trabajo es vertical por gravedad.

Dimensiones referenciales recomendadas

- Para 1 m³ de agua residual diaria usar 1 m² efectivo de Biofiltro.
- Para tratar 1 m³ de aguas residuales industriales modificar escala

Fibras de coco



- definición**

La fibra de coco se obtiene a través de un proceso de desfibrado y tamizado.

- propiedades**

Tiene una alta capacidad de retención de agua de hasta cerca de 9 veces su peso.

- función en los biofiltros**

Agente de filtración

Lombrices rojas



- Se usa como un recurso biotecnológico, no contraen ni transmiten enfermedades.

- Los datos referenciales de uso de estas lombrices se dan a conocer, para un tiempo de filtración de 90 minutos y una cantidad de 6 litros se requiere 40 lombrices.

- Entre su precio a medio local varía aproximadamente dependiendo de la granja, un valor referencial de 2000 lombrices a 150 Bs.

Datos finales

Parámetros	Unidad	Afluente	Efluente Biofiltro 1	Eficiencia Biofiltro 1	Efluente Biofiltro 2	Eficiencia Biofiltro 2
Temperatura	°C	27	27	Cumple	26	Cumple
Ph	6.2	5.8	Cumple	6.9	Cumple
Sólidos suspendidos totales	mg/l	223	370	No cumple	40	82.06%
Sólidos totales	mg/l	757	3264	No cumple	603	20.34%
Coliformes fecales	NMP/100 ml	1.00E+07	1.10+E05	98.90%	1.10+E05	98.90%
Aceites y grasas	mg/l	50	0.3	99.40%	0.3	99.40%
DQO	mg/l	583	3650	No cumple	174	70.15%
DBO	mg/l	200	39	80.50%	23	88.50%
Hierro	mg/l	160	6.6	95.88%	0.19	99.88%

Conclusiones

Aserrín y viruta biofiltro 1 Eficiencia del 53.53% en remoción de contaminantes

Fibra de coco biofiltro 2 Eficiencia del 82.37% en remoción de contaminantes

Integrantes

Caba Condori Sayda
 Choque Muñoz Edgar
 Mendoza Ayala Kevin Andrés
 Ing. Juan Carlos Ortiz Villegas
 Montenegro Rivera Rodrigo Alejandro
 Nieves Quiroz Johan Pierre Walter
 Paco Pacheco Weimar Saúl