ISSN 2078 - 7731

INVESTIGACIÓN Y DESARROLLO

Nº 17

Noviembre 2023

La Paz - Bolivia

Revista del Instituto de Ensayo de Materiales "Hugo Mansilla Romero"

- Estudio de propiedades físico mecánicas del yeso para la elaboración de una propuesta de actualización de la norma boliviana
- Evaluación de ladrillo tradicional de seis huecos fabricado con agua residual y agua tratada
- Mampuestos con botellas pet para la construcción de viviendas
- Muros de contención de mampostería utilizando botellas pet como elemento desplazador
- Evaluación estructural de una edificación existente de hormigón armado para la continuidad de su construcción
- Estudio experimental para la estabilización de suelos arcillosos con polvo de cáscara de huevo y cal
- Estabilización de suelo fino arcilloso (C1) con desechos de fibras de botellas pet y cemento IP-40, aplicado en una subrasante
- Relacion entre el ensayo de compactacion y la compactacion en obra
- Influencia de las grietas de tracción en la estabilidad de taludes para diferentes pendientes
- Caracterización geotécnica enfatizada en la obtención de la tensión admisible
- Estimación de parámetros de corte en residuos sólidos urbanos de rellenos sanitarios
- Diseño de micropavimento con fibra de vidrio para mantenimiento vial
- Confirmación metrológica y trazabilidad en el instituto de ensayo de materiales

MISIÓN

Aportar en la formación de profesionales de alto nivel académico y científico en lo referente a materiales de construcción, estructuras y geotecnia mediante actividad académica, investigación e interacción social

VISIÓN

Ser un instituto de investigación comprometido con su sociedad, que busca permanentemente el liderazgo a nivel nacional en la formación académica y la actividad científica - tecnológica, impulsando la mejora continua en áreas relacionadas con los materiales de construcción, estructuras y geotecnia.

INSTITUTO DE ENSAYO DE MATERIALES
POLÍTICA DEL SISTEMA DE GESTIÓN
IEM/DIR/MIMP/II/003/2023 v.1

"El **Instituto de Ensayo de Materiales** dependiente de la Carrera de Ingeniería Civil de la UMSA, realiza actividades académicas, de investigación e interacción social en lo que se refiere a materiales de construcción, estructuras y geotecnia, proporcionando servicios confiables a los estudiantes de la carrera de ingeniería civil y a la sociedad en general en sus laboratorios especializados.

Para el Instituto de Ensayo de Materiales: La calidad, operación consistente del laboratorio, competencia del personal, imparcialidad, confidencialidad, independencia y puntualidad, son principios fundamentales que guían el cumplimiento de sus objetivos y trabajo diario, por ello implementa un sistema de gestión basado en la norma NB/ISO 9001:2015 y NB/ISO/IEC 17025:2018 y se compromete a cumplir con los requisitos de ambas normas, los legales y reglamentarios pertinentes, así como asumir el compromiso de mejorar continuamente sus procesos y servicios, enfocados a satisfacer a sus clientes."

IBNORCA
Instituto Boliviano de Normalización y Calidad

IBMETRO
INSTITUTO BOLIVIANO DE METROLOGIA

La Paz - Bolivia, Noviembre 2023 Nº 17

Carrera de Ingeniería Civil - UMSA

Investigación y Desarrollo

Revista del Instituto de Ensayo de Materiales
"Ing. Hugo Mansilla Romero"

U.M.S.A.

"Ing. Hugo Mansilla R."
1946 - 2023

CÓDIGO REVISTA:IEM/MIPM/REV/001.2022 v.2.

DIRECTOR
MSc. Ing. Angel Ramos Maita
INSTITUTO DE ENSAYO DE MATERIALES

Revisión:
MSc.Ing. Miguel Angel Chuquimia Cordova

INSTITUTO DE ENSAYO DE MATERIALES
Av. Muños Reyes, calle 30
Campus Universitario (Cota Cota)
Teléfono: 2772111

Av. Villazón 1995
Teléfono: 2444086
E-mail: iem@umsa.bo
Web: www.iem.umsa.bo

DISEÑO E IMPRESION
Visióngraf Impresión y Diseño
Teléfonos: 715 82486 - 719 70855
E-mail: visiongrafpublicidad@gmail.com
La Paz - Bolivia

ISSN 2078 - 7731

DEPOSITO LEGAL 4-3-26-10

La Paz - Bolivia

"El contenido de los artículos es responsabilidad de los autores"

La Paz, noviembre de 2023

Presentación

El **Instituto de Ensayo de Materiales "HUGO MANSILLA ROMERO",** continuando con su política de difusión de las investigaciones realizadas, pone a consideración de docentes, docentes investigadores, profesionales, estudiantes y personas e instituciones interesadas en las áreas de acción relacionados con la Ingeniería Civil, la revista "INVESTIGACIÓN Y DESARROLLO", en su décima séptima edición.

En el presente número se expone trece artículos de proyectos de investigación realizados en el Instituto por docentes investigadores y universitarios. Dos artículos del área de materiales determinando las propiedades físico-mecánicas y químicas de diferentes yesos del mercado local que permitirá una propuesta para la actualización de la Norma Boliviana. Así como la elaboración de ladrillos con diferentes tipos de agua no existiendo diferencias significativas entre los ladrillos.

Dos artículos en el área de hormigones. Construcción de una vivienda de interés social elaborados con bloques de botellas pet mejorando la resistencia al impacto y mejor aislamiento térmico respecto a los ladrillos de seis huecos. Siguiendo con la investigación se utilizó las botellas pet en muros de contención como elemento desplazador demostrando que es factible técnica y económicamente ya que no presenta problemas de estabilidad.

Un artículo en el área de estructuras. Evaluación de una estructura paralizada proyectada para trece niveles, realizando los estudios patológicos y analizado los resultados se demuestra que puede continuar con la construcción hasta diez niveles.

Seis artículos en el área de suelos. Estabilidad de suelos con el 25% de cascara de huevo y cal mejorando la subrasante a regular buena. Asimismo, se realizó la estabilización con fibras de botellas pet y cemento, demostrando una mejora significativa del CBR. La relación de compactación en laboratorio y obra demuestra que se debe tomar en cuenta tres variables importantes tipo de suelo, humedad y la aplicación de la energía, permitirá una mejor compactación. Se demostró que para taludes hasta cinco metros de profundidad con ángulos menores a 10° respecto la vertical es necesario considerar las grietas en el análisis de estabilidad y para ángulos mayores a 10° no se debe considerar el efecto. Influencia de las grietas durante la excavación en taludes para diferentes pendientes demostrando que a una profundad mayores a cinco metros se deberá realizar muros de contención. Caracterización geotécnica en la obtención de la tensión admisible realizado mediante el ensayo de SPT. Dentro de lo que es geotecnia ambiental se analizaron parámetros de resistencia a corte de residuos sólidos urbanos provenientes de rellenos sanitarios, observando que estos varían según la edad de residuo, el grado de compactación y condiciones de drenaje.

Un artículo del área de asfaltos utilizando fibra de vidrio en micro pavimento donde debe existir una total compatibilidad entre la emulsión y el agregado a emplear, definidos por los ensayos de rueda cargada y abrasión en húmedo.

Un artículo referido a la confirmación de metrológica y trazabilidad en el Instituto como un conjunto de acciones que aseguran la confianza en la validez de los resultados.

Finalmente, la dirección del IEM - UMSA y el plantel docente investigadores, esperan que los artículos presentados en esta revista, sean de su interés, y que, sobre todo, puedan aportar en el conocimiento y por consiguiente en la práctica profesional de constructores y consultores relacionados con el campo de la Ingeniería Civil

MSc Ing. Angel Ramos Maita
DIRECTOR INSTITUTO DE ENSAYO DE MATERIALES
"Hugo Mansilla Romero"
CARRERA DE INGENIERIA CIVIL
UNIVERSIDAD MAYOR DE SAN ANDRÉS

Contenido

ESTUDIO DE PROPIEDADES FÍSICO MECÁNICAS DEL YESO PARA LA ELABORACIÓN DE UNA PROPUESTA DE ACTUALIZACIÓN DE LA NORMA BOLIVIANA 9

EVALUACIÓN DE LADRILLO TRADICIONAL DE SEIS HUECOS FABRICADO CON AGUA RESIDUAL Y AGUA TRATADA 16

MAMPUESTOS CON BOTELLAS PET PARA LA CONSTRUCCIÓN DE VIVIENDAS 22

MUROS DE CONTENCIÓN DE MAMPOSTERÍA UTILIZANDO BOTELLAS PET COMO ELEMENTO DESPLAZADOR 33

EVALUACIÓN ESTRUCTURAL DE UNA EDIFICACIÓN EXISTENTE DE HORMIGÓN ARMADO PARA LA CONTINUIDAD DE SU CONSTRUCCIÓN 42

ESTUDIO EXPERIMENTAL PARA LA ESTABILIZACIÓN DE SUELOS ARCILLOSOS CON POLVO DE CÁSCARA DE HUEVO Y CAL 52

ESTABILIZACIÓN DE SUELO FINO ARCILLOSO (CL) CON DESECHOS DE FIBRAS DE BOTELLAS PET Y CEMENTO IP-40, APLICADO EN UNA SUBRASANTE 60

RELACION ENTRE EL ENSAYO DE COMPACTACION Y LA COMPACTACION EN OBRA 71

INFLUENCIA DE LAS GRIETAS DE TRACCIÓN EN LA ESTABILIDAD DE TALUDES PARA DIFERENTES PENDIENTES 79

CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA ENFATIZADA EN LA OBTENCIÓN DE LA TENSIÓN ADMISIBLE 88

ESTIMACIÓN DE PARÁMETROS DE CORTE EN RESIDUOS SÓLIDOS URBANOS DE RELLENOS SANITARIOS 99

DISEÑO DE MICROPAVIMENTO CON FIBRA DE VIDRIO PARA MANTENIMIENTO VIAL 103

CONFIRMACIÓN METROLÓGICA Y TRAZABILIDAD EN EL INSTITUTO DE ENSAYO DE MATERIALES 111

ESTUDIO DE PROPIEDADES FÍSICO MECÁNICAS DEL YESO PARA LA ELABORACIÓN DE UNA PROPUESTA DE ACTUALIZACIÓN DE LA NORMA BOLIVIANA

Gustavo Javier Chura Chichinca
gustavojavierchura@gmail.com
Franklin Apaza Mamani
frankyapaza02@gmail.com
Verónica Gallardo Tapia
vgallardo@umsa.bo
Jorge Echazú Cortez
jechazuco@gmail.com

RESUMEN

En esta investigación se determinaron propiedades químicas y físico-mecánicas de diferentes yesos que se comercializan en el mercado local y, de manera especial, se realizaron ensayos de resistencia a flexión con tres métodos diferentes, para comparar los resultados obtenidos y proponer, en base a esos resultados, una actualización de las normas nacionales NB 122004 y NB 122008.

Palabras clave: *yeso, resistencia a flexión, amasado a saturación, tiempo inicial de fraguado, norma boliviana NB 122004, norma boliviana NB 122008, norma boliviana NB 122004, norma europea UNE EN 13279-1, norma europea UNE EN 13279-2.*

ABSTRACT

The purpose of this research was determining chemical and physical-mechanical properties of different national plasters and especially, tests were made to assess flexural strength by three different methods in order to compare the obtained results and, on this base, develop a proposal to update the national standards NB 122004 and 122008.

Keywords: *gypsum, flexural strength, sprinkling method, initial setting time, Bolivian Standard NB 122004, Bolivian Standard NB 122008, European standard UNE EN 13279-1. European standard UNE EN 13279-2*

INTRODUCCIÓN

La norma nacional NB 122004 (IBNORCA, 2006) vigente desde el año 2006, específica para el control de calidad de los yesos de construcción en nuestro país, diferentes ensayos químicos y físico-mecánicos.

El laboratorio de materiales del I.E.M., ha utilizado los métodos de ensayo de las normas complementarias a la NB 122004 para hacer esas determinaciones y así controlar la calidad de nuestros yesos a lo largo de los años, constatando que existen deficiencias en los procedimientos descritos en los mismos.

Uno de los principales problemas, se presenta en el procedimiento para determinar la resistencia a flexión (o flexotracción), pues el método de la norma nacional vigente NB 122008 (IBNORCA, 2006) indica que se deben someter las probetas a un curado húmedo a 90% ± 5% de humedad relativa, lo que imposibilita que en 2 días de secado en horno a 43 ºC (que es el tiempo especificado en la Norma), se obtenga masa constante. Este hecho, hace que la resistencia hallada sea menor que la resistencia real del material. Una forma de buscar la resistencia real del yeso es incrementar el tiempo en el horno hasta conseguir masa constante, aunque al hacer esto, nos desviemos del método normalizado NB 122008.Otra forma es disminuyendo la humedad relativa en el curado como se establece en la norma europea UNE EN 13279-2 (AENOR, 2014).

Por otra parte, los métodos para conseguir una pasta de consistencia normalizada y el correspondiente al ensayo de tiempo de fraguado, son un tanto complicados y requieren la adquisición de equipos y accesorios especiales. Existen métodos normalizados en la norma europea que son mucho más sencillos y, a nuestro parecer, podrían ser adoptados en la normativa nacional para hacer el control de calidad en lo referente al tiempo de fraguado.

Finalmente, la especificación boliviana actual indica que el tiempo final de fraguado debe ser ≤ 10 min, este valor debe ser modificado por cuanto el material no tendría suficiente tiempo de permanencia de la trabajabilidad.

Es necesario que los métodos de ensayo de las normas nacionales sean claros y den como resultados valores correctos y reales de las propiedades de los materiales. Por ello, se hace imprescindible realizar una actualización de las normas nacionales NB 122004 y NB 122008 con el fin de corregir los errores que actualmente presentan en relación al ensayo a flexión y, además, proponer un método más sencillo y económico para el ensayo de tiempo de fraguado. Asimismo, es necesario corregir los valores de la especificación para el tiempo de fraguado.

En este sentido, el presente estudio, además de hacer una caracterización de algunos de los principales yesos que se ofertan en el mercado nacional, pretende realizar los ensayos de resistencia a flexión, determinación de la relación agua/yeso y tiempo de fraguado, de acuerdo con los métodos de la norma nacional NB 122008 y de acuerdo a la norma española UNE EN 13279-2 para, en base a los resultados obtenidos, proponer una actualización a las normas nacionales.

Materiales y Métodos

Los productos (yesos) que se utilizaron para la investigación fueron de las siguientes marcas:

- Para estudio (diseño experimental):
  - Los Andes (Vichaya-La Paz)
  - Perla Blanca (Vichaya-La Paz)
  - Coboce (Cochabamba)
  - Yeso Cruz (Sucre)
- Para caracterización solamente:
  - Andino (Vichaya-La Paz)
  - Rey Yeso (Cochabamba)
  - Roca Fuerte (Vichaya-La Paz)
  - Super (Vichaya-La Paz)
  - Casa Blanca (Cochabamba)

(El yeso Casa Blanca fue difícil de conseguir por lo que solamente se sometió a los ensayos físico-mecánicos).

Los ensayos de flexión para los yesos en estudio, fueron realizados de tres maneras:

- en base a la norma NB 122008 sin modificaciones.
- en base a esa misma norma, pero con secado de probetas hasta masa constante.
- en base a la norma europea UNE EN 13279-2.

YESO			
TRATAMIENTO			
REPETICIONES	NB	NB (masa constante)	UNE EN
	[MPa]	[MPa]	[MPa]
1	---	---	---
2	---	---	---
3	---	---	---
4	---	---	---
5	---	---	---
6	---	---	---

Tabla N°1: *Diseño del experimento (DCA) para la resistencia a flexión*
Fuente: *Elaboración propia*

Estos ensayos se ejecutaron siguiendo un diseño experimental ANOVA completamente al azar (DCA) como se muestra en la Tabla N°1. Se puede observar que las tres metodologías fueron ejecutadas 6 veces (6 repeticiones) para cada yeso en estudio. Además, cada repetición fue el promedio de tres probetas obtenidas de la misma amasada.

En la Tabla N°2, se muestran las diferencias entre los procedimientos para el ensayo de resistencia a flexión con las dos normas en estudio.

NB 122008	NB 122008 masa cte.	UNE EN 13279-2
Relación a/y = 0.8	Relación a/y = 0.8	Amasado a saturación
Espolvoreado en 2 minutos y 30 segundos de mezclado manual con espátula	Espolvoreado en 2 minutos y 30 segundos de mezclado manual con espátula	Espolvoreado en un minuto. Mientras se mezcla en amasadora con velocidad de 145 rpm
Moldeado en prismas 4x4x16 y 10 golpes para compactar	Moldeado en prismas 4x4x16 y 10 golpes para compactar	Moldeado en prismas 4x4x16 y 5 golpes para compactar
Desmoldado después de 30 minutos	Desmoldado después de 30 minutos	Desmoldado después de fraguada la mezcla
5 días de curado a 90% de HR y 20°C	5 días de curado a 90% de HR y 20°C	7 días de curado a 50 % de HR y 23°C
48 horas de secado en horno a 43°C	**secado en horno a 43°C hasta masa constante**	**Secado en horno a 40°C hasta masa constante**
3 horas de enfriamiento en desecador	3 horas de enfriamiento en desecador	Enfriamiento en desecador
Ensayo	Ensayo	Ensayo

Tabla N°2: *Diferencias entre los procedimientos NB y UNE EN para la determinación de la resistencia a flexión*
Fuente: *Elaboración propia*

Los ensayos para caracterización de los yesos se detallan en la Tabla N°3. Allí se muestran también, los procedimientos que se utilizaron para cada ensayo.

Ensayo	Norma o Procedimiento
Agua combinada	UNE 102 032
Contenido de hemihidrato	UNE 102 032
Índice de pureza	UNE 102 032
Finura por tamizado	NB 122008
Densidad	Con kerossenne y probeta graduada
Relación agua/yeso o Amasado a saturación	UNE EN 13279-2
Tiempo de Fraguado	UNE EN 13279-2
Resistencia a Flexión	UNE EN 13279-2
Resistencia a Compresión	UNE EN 13279-2

Tabla N°3 *Ensayos de caracterización*
Fuente: *Elaboración propia*

En las fotografías que se muestran a continuación, se ven imágenes de algunos de los diferentes ensayos realizados en el presente estudio.

Figura N°1: *Ensayo de Finura por tamizado húmedo*
Fuente: *Elaboración propia*

Figura N°2: *Determinación de la Densidad con probet graduada*
Fuente: *Elaboración propia*

Figura N°3: *Ensayo de Amasado a saturación*
Fuente: *Elaboración propia*

Figura N°4 : *Vaciado de pastillas para determinar el fraguado*
Fuente: *Elaboración propia*

Figura N°5: *Pastillas ensayadas*
Fuente: *Elaboración propia*

Figura N°6: *Vaciado de prismas para el ensayo deFlexión*
Fuente: *Elaboración propia*

Figura N°7: *Desmoldado de prismas*
Fuente: *Elaboración propia*

Figura N°8: *Curado y secado de prismas*
Fuente: *Elaboración propia*

Figura N°9: *Rotura de prismas*
Fuente: *Elaboración propia*

Resultados

En la Tabla N°4 se muestran los principales resultados de la investigación.

Yeso	Método			Requisito	
	NB	NB m.c.	UNE	NB (MPa)	UNE (MPa)
Los Andes	1.19	3.62	3.80	≥ 2	≥ 1
Perla Blanca	1.26	3.27	5.39		
Coboce	1.61	4.38	4.96		
Yeso Cruz	1.61	3.79	4.65		

Tabla N°4: *Resultados del ensayo de Resistencia a Flexión (MPa)*
Fuente: *Elaboración propia*

Los análisis de varianza ANOVA realizados para cada marca de yeso, y la prueba de Duncan aplicada para observar las diferencias entre promedios, indican que hay diferencias significativas entre los promedios obtenidos con el procedimiento NB (sin modificaciones) y los otros dos métodos usados, en todos los casos. También se observa que no hay diferencias significativas entre los procedimientos UNE y NB modificado, salvo en el caso del yeso Coboce.

En cuanto a los ensayos de caracterización, en las siguientes Tablas se muestran los resultados obtenidos:

Yeso	Agua Combinada (%)	Requisito NB (%)	Observación
Los Andes	5.37	≤ 6	cumple
Perla Blanca	4.49		cumple
Coboce	5.70		cumple
Yeso Cruz	3.76		cumple
Andino	3.37		cumple
Rey Yeso	6.87		No cumple
Roca Fuerte	5.00		cumple
Super	2.66		cumple

Tabla N°5: *Agua Combinada*
Fuente: *Elaboración propia*

Yeso	Contenido Hemihidrato (%)	Requisito NB (%)	Observación
Los Andes	66.59	≥ 66	cumple
Perla Blanca	51.79		No cumple
Coboce	75.44		cumple
Yeso Cruz	56.51		No cumple
Andino	35.9		No cumple
Rey Yeso	77.81		cumple
Roca Fuerte	62.01		No cumple
Super	38.07		No cumple

Tabla N°6: *Contenido de Hemihidrato*
Fuente: *Elaboración propia*

Yeso	Índice de Pureza (%)	Requisito NB (%)	Observación
Los Andes	92.60	≥ 75	cumple
Perla Blanca	89.17		cumple
Coboce	95.51		cumple
Yeso Cruz	97.66		cumple
Andino	90.01		cumple
Rey Yeso	99.09		cumple
Roca Fuerte	87.78		cumple
Super	92.59		cumple

Tabla N°7: *Índice de Pureza*
Fuente: *Elaboración propia*

Yeso	Finura Ret. Tamiz 100 (%)	Requisito NB (%)	Observación
Los Andes	1.96	≤ 50 yeso grueso	cumple
Perla Blanca	4.77		cumple
Coboce	5.38		cumple
Yeso Cruz	8.33		cumple
Andino	6.91	≤ 15 yeso fino	cumple
Rey Yeso	3.08		cumple
Roca Fuerte	3.02		cumple
Super	9.58		cumple
Casa Blanca	13.28		cumple

Tabla N°8: *Finura*
(Retenido Tamiz N° 100)
Fuente: *Elaboración propia*

Yeso	Densidad (Kg/m^3)
Los Andes	2609
Perla Blanca	2500
Coboce	2727
Yeso Cruz	2857
Andino	2609
Rey Yeso	2553
Roca Fuerte	2500
Super	2609
Casa Blanca	2727

Tabla N°9: *Densidad*
Fuente: *Elaboración propia*

Yeso	Relación Agua / Yeso
Los Andes	0.72
Perla Blanca	0.68
Coboce	0.60
Yeso Cruz	0.59
Andino	0.62
Rey Yeso	0.63
Roca Fuerte	0.55
Super	0.59
Casa Blanca	0.68

Tabla N°10: *Relación agua/yeso para el Amasado a saturación*
Fuente: *Elaboración propia*

Yeso	Tiempo Inicial de Fraguado (min:seg)	Requisito NB ≥ 3 min	Requisito UNE ≥ 20 min (*)
Los Andes	05:08	cumple	No cumple
Perla Blanca	02:43	No cumple	No cumple
Coboce	05:32	cumple	No cumple
Yeso Cruz	03:02	cumple	No cumple
Andino	03:03	cumple	No cumple
Rey Yeso	03:17	cumple	No cumple
Roca Fuerte	01:45	No cumple	No cumple
Super	02:42	No cumple	No cumple
Casa Blanca	03:17	cumple	No cumple

Tabla N°11: *Tiempo Inicial de Fraguado*
Fuente: *Elaboración propia*

Yeso	Resistencia A Flexión (MPa)	Requisito UNE ≥ 1 MPa	Requisito NB ≥ 2 MPa1
Andino	3.11	cumple	cumple
Rey Yeso	5.96	cumple	cumple
Roca Fuerte	4.53	cumple	cumple
Super	3.53	cumple	cumple
Casa Blanca	4.01	cumple	cumple

Tabla N°12: *Resistencia a Flexión*
Fuente: *Elaboración propia*

Yeso	Resistencia a Compresión (MPa)	Requisito NB ≥ 7.5 MPa	Requisito UNE ≥ 2 MPa
Los Andes	10.64	cumple	cumple
Perla Blanca	9.13	cumple	cumple
Coboce	13.32	cumple	cumple
Yeso Cruz	13.06	cumple	cumple
Andino	7.53	cumple	cumple
Rey Yeso	13.34	cumple	cumple
Roca Fuerte	10.52	cumple	cumple
Super	8.36	cumple	cumple
Casa Blanca	8.78	cumple	cumple

Tabla N°13: *Resistencia a Compresión*
Fuente: *Elaboración propia*

Discusión

Los resultados obtenidos en los ensayos principales (determinación de la resistencia a flexión por los tres métodos utilizados), demuestran que el tiempo de secado de 48 horas para los prismas de ensayo prescrito en la Norma Nacional NB 122008 no es suficiente, ya que las probetas continúan húmedas, dando como resultado resistencias significativamente más bajas que las obtenidas con probetas secas. Eso indica claramente que ese procedimiento debe ser revisado y modificado en ocasión de la actualización de esa importante Norma.

Al analizar las propiedades químicas de los yesos en estudio (sujetos a diseño experimental) y los de caracterización, se pudo notar que, en cuanto a los parámetros referidos al agua combinada e Índice de Pureza, todos los yesos, con la excepción de la marca "Rey Yeso" para el contenido de agua combinada, cumplen las exigencias de la Norma Nacional. Sin embargo, y esto es muy llamativo, solo tres yesos (Coboce, Los Andes, Rey Yeso) cumplen con el requisito más importante que es el de contenido de hemihidrato, según la norma NB 122004. Con relación a esta problemática, se recomendará una evaluación de los procedimientos de la norma nacional vigente para las determinaciones químicas porque aparentemente, podrían requerirse algunos ajustes y/o correcciones.

Un análisis de las propiedades físicas nos permite comentar lo siguiente:

- Todos los yesos ensayados en la investigación, cumplen con el requisito de finura de la norma nacional tanto para los yesos gruesos como para los yesos finos.

- Las densidades de los yesos ensayados oscilan entre 2500 y 2850 Kg/m^3, lo que coincide con valores de la literatura para este producto.

- En cuanto al amasado a saturación, los valores para los yesos utilizados en la investigación se encuentran entre 0.55 y 072. Ninguno de ellos alcanza el valor de 0.8 que se utiliza en la norma nacional vigente para realizar el ensayo de flexión. Este hecho explica que los valores de resistencia a flexión obtenidos por el método de la norma nacional vigente, con secado hasta peso constante, son sistemáticamente menores que los valores obtenidos con la norma europea. En vista de que la norma europea utiliza el valor del amasado a saturación tanto para la determinación del tiempo de fraguado como para la determinación de la resistencia a flexión, se considera pertinente que ese mismo criterio sea utilizado para la norma nacional actualizada.

- El tiempo inicial de fraguado de los yesos estudiados, varía entre 1´45" y 5´32". Tres de los yesos no cumplen el requisito de 3 minutos especificado en la norma nacional vigente y, por supuesto, ninguno cumple el requisito de 20 minutos de la norma europea; aunque como se mencionó en la Tabla N°11, esta norma permite valores menores a esos 20 minutos para algunas aplicaciones. En este caso, se considera que nuestra norma actualizada debería mantener esos 3 minutos de requerimiento para el tiempo inicial de fraguado, en vista de que todavía en nuestro país, la mayor cantidad de yeso utilizado, se aplica en forma manual. Por otra parte, en cuanto al método de ensayo, se propondrá que se adopte el método del cuchillo de la norma europea vigente por ser más práctico y no requerir un aparato de Vicat modificado como lo hace el método de la actual norma nacional.

- La resistencia a flexión, determinada con un ensayo ejecutado con probetas secadas hasta masa constante, tanto en los yesos de estudio como en los de caracterización, muestra valores que están bastante por encima de los requerimientos de ambas normas (1 MPa y 2 MPa respectivamente). Respecto a este ensayo, la propuesta de actualización de la norma nacional irá en sentido de adoptar completamente el método de la norma europea, en vista de que el mezclado en amasadora, permite obtener mezclas más homogéneas.

- Los datos de resistencia a compresión, muestran que nuestros yesos obtienen valores que cumplen lo exigido por la norma nacional y algunos de ellos están bastante por encima; aunque, como se indicó (ver Tabla N° 3), estos valores fueron obtenidos con el método de la norma europea, en tanto que el de la norma

nacional vigente es diferente. Con relación a esta situación, la propuesta irá también en sentido de adoptar el procedimiento de la norma europea para este ensayo por ser más práctico, en vista de que no se requiere volver a preparar probetas y el ensayo se ejecuta en las mismas probetas del ensayo de resistencia a flexión.

- Finalmente, y como una especie de corolario a lo hecho en este estudio, se pretende iniciar nuevas investigaciones con yesos producidos en el país, en cuanto a su resistencia a compresión y a su capacidad de adherencia utilizando el método de la norma europea.

REFERENCIAS

- **[1] AENOR.** (2009). Yesos de construcción y conglomerantes a base de yeso para la construcción. Parte 1: Definiciones y especificaciones. Norma española UNE EN 13279-1. España: AENOR.

- **[2] AENOR.** (2014). Yesos de construcción y conglomerantes a base de yeso para la construcción. Parte 2: Métodos de ensayo. Norma española UNE EN 13279-2 . España: AENOR.

- **[3] Apaza, J.** (2018). PRODUCCIÓN DE ESTUCO EN VICHAYA. Obtenido de Proyectos JJCV:

https://analisisyproyectosjjcv.blogspot.com/2018/07/produccion-de-estuco-vichaya-aporte-de.html?m=1

- **[4]Cueva Valenzuela,** K. S., & Huamán Villa, Y. E. (2019). Análisis de la variabilidad de las propiedades mecánicas del mortero de yeso producidos en la cantera de Huarocondo respecto a la cantera de Huacarpay según la norma UNE-EN 13279-2. CUSCO-PERU: ALICIA.

- **[5] Echazú Cortez,** J. (2021). Materiales de Contrucción y laboratorio. Texto de la materia. La Paz.

- **[6] García Fernandez,** C., & Mesa Sánchez, H. (2001). Metodología de la investigación y diseño estadístico de experimentos. La Habana.

- **[7] IBNORCA.** (2006). Yesos y Escayolas - Ensayos físico mecánicos. Norma boliviana 122008. Bolivia: IBNORCA.

- **[8] IBNORCA.** (2006). Yesos y Escayolas - Especificaciones, requisitos y clasificación. Norma boliviana 122004. Bolivia: IBNORCA.

- **[9] Volcan.** (2016). Volcan, yesos. Obtenido de Volcan, yesos: https://www.volcan.cl/

EVALUACIÓN DE LADRILLO TRADICIONAL DE SEIS HUECOS FABRICADO CON AGUA RESIDUAL Y AGUA TRATADA

Luis Alfredo Arias Benavides
luisitociv@gmail.com

Jorge Luis Salazar Mamani
legendaryky@gmail.com

Angel Ramos Maita
hacoriza@umsa.bo

Hernán Agustín Coriza Rivas
aramos@umsa.bo

RESUMEN

El presente estudio está dirigido a la evaluación de ladrillos que son fabricados en el sector de Alpacoma, perteneciente en el departamento de La Paz. Estas piezas están elaboradas con arcillas propias del lugar y tienen la particularidad de ser elaborados con aguas residuales. Se han fabricado 4500 ladrillos para que a través de análisis cualitativos y cuantitativos se verifique si estos ladrillos cumplen los estándares que señala la norma NB 1211001, y además se examine si la implementación de un sistema de tratamiento de aguas residuales o incluso el uso de agua de mejor calidad como la potable mejoren las propiedades de dichos ejemplares. Los resultados obtenidos indican que los ladrillos producidos cumplen en su totalidad con todos los requerimientos de la normativa, y el uso de otro tipo de agua no mejoran ni empeoran las características respecto a los requisitos. Sin embargo, al observarse una mejora en los coeficientes de heladicidad al utilizar agua potable, el análisis de Varianza (ANOVA) resuelve que si hay efecto en los resultados obtenidos. La prueba de Duncan especifica que no existen diferencias significativas entre los ladrillos elaborados con agua residual y agua tratada, pero ambos presentan diferencias significativas frente a los ladrillos elaborados con agua potable. Elaborar ladrillos con agua residual y agua tratada son económicamente viables en comparación a aquellos que son elaborados con agua potable.

Palabras clave: *Ladrillos cerámicos, agua residual, agua tratada, propiedades, especímenes*

ABSTRACT

The present study is aimed at evaluating bricks that are manufactured in the Alpacoma sector, located in the La Paz department. These pieces are made from local clays and have the particularity of being produced using wastewater. A total of 4500 bricks have been manufactured in order to verify through qualitative and quantitative analysis whether these bricks meet the standards specified by the NB 1211001 standard. Additionally, the study examines whether the implementation of a wastewater treatment system or the use of higher quality water such as drinking water could improve the properties of these specimens. The results obtained indicate that the produced bricks fully comply with all regulatory requirements, and the use of different types of water does not enhance or worsen the characteristics in relation to the requirements. However, an improvement in frost resistance coefficients is observed when using drinking water. The Analysis of Variance (ANOVA) confirms that there is an effect on the obtained results. The Duncan test specifies that there are no significant differences between bricks made with wastewater and treated water, but both differ significantly from bricks made with drinking water. Manufacturing bricks using wastewater and treated water is economically viable compared to those made with drinking water.

Keywords: *Ceramic bricks, wastewater, treated water, properties, specimens.*

INTRODUCCION

Los ladrillos cerámicos son de los principales artículos en el ámbito de la construcción en Bolivia. En el sector de Alpacoma, ubicado en el departamento de La Paz se ha desencadenado la proliferación de ladrilleras artesanales y semiindustriales que generalmente operan de manera informal. Estas se posicionan sobre antiguas remociones de tierra, donde constantemente se producen deslizamientos traslacionales y rotacionales, también sobre rellenos antrópicos formados por escombros, basuras y masas de tierra, donde es difícil incorporar servicios básicos.

Los productos ofrecidos al mercado paceño no pasan por evaluaciones y controles respecto a sus propiedades físico mecánicas. En el área se elaboran las piezas con arcillas superficiales del lugar y con agua residual procedente de la quebrada más cercana.

Surge entonces la interrogante, si estos ladrillos cumplen los estándares que dicta la norma NB 1211001 para ladrillos cerámicos y si la implementación de un sistema de tratamiento de agua residual o incluso la utilización de una agua de mejor calidad como la potable en su elaboración puede influir en las características resultantes.

La fábrica cerámica Arias ha estado funcionando desde 1995 en la entrega de ladrillos, su producto más vendido es el ladrillo tradicional de seis huecos liso y ha resuelto ser participe en conjunto a la Universidad Mayor de San Andrés en la resolución de las interrogantes anteriormente planteadas.

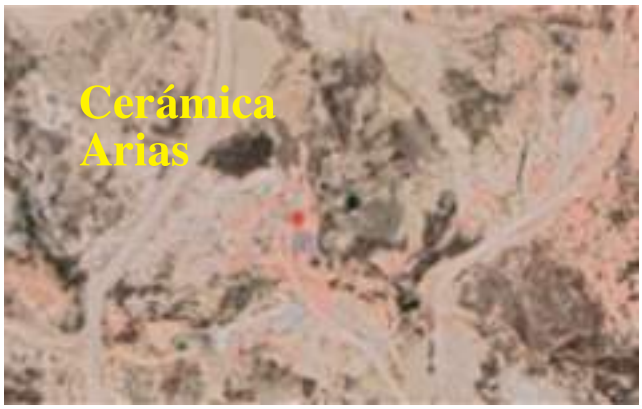


Figura N°1 Ubicación de la ladrillera Cerámica Arias. Visto en Google Earth

DESARROLLO DE LA INVESTIGACIÓN

Es importante resaltar que el proyecto se desarrollo con el equipo y las condiciones que dispuso la fábrica Cerámica Arias, bajo una serie de recomendaciones y controles para la manufacturación de ladrillos. Se ha determinado realizar ensayos de carácter cualitativo y de carácter cuantitativo, estos últimos siguieron los criterios del diseño experimental Diseño Completamente al Azar (DCA) para su evaluación.

DISEÑO EXPERIMENTAL

Se establecieron 3 niveles:

- **Nivel 1:** Ladrillos elaborados con agua residual.
- **Nivel 2:** Ladrillos elaborados con agua residual tratada a 12 horas.
- **Nivel 3:** Ladrillos elaborados con agua potable.

Se fabricaron 4500 ladrillos, 1500 por cada nivel. Para la obtención de 3 especímenes para cada repetición, se produjo 300 ladrillos por cada amasado. A continuación, se muestra el DCA, para los ensayos de resistencia a compresión, absorción y heladicidad.

Repeticiones	NIVEL 1	NIVEL 2	NIVEL 3
	Agua Residual	Agua Tratada a 12 horas	Agua Potable
1	3 ladrillos	3 ladrillos	3 ladrillos
2	3 ladrillos	3 ladrillos	3 ladrillos
3	3 ladrillos	3 ladrillos	3 ladrillos
4	3 ladrillos	3 ladrillos	3 ladrillos
5	3 ladrillos	3 ladrillos	3 ladrillos

Nota: Cada repetición es el promedio de 3 ladrillos (tomados al azar de una producción de al menos 300 ladrillos por amasado) *Si bien las amasadas son distintas por cada repetición, todas son de la misma coción

Tabla 1. *Diseño completamente al azar. Resistencia a la compresión [MPa]-Absorción [%]-Heladicidad "K"*

La arcilla fue retirada con pala mecánica de los estratos pertenecientes al lugar. Se ha tomado muestras de suelo de las canteras y los acopios de arcilla que utiliza la fábrica y fueron llevadas al Instituto de Ensayo de Materiales para realizar los respectivos estudios.

Figura N°2: *Muestra seleccionada junto a la soluciónpar el ensayo de hidrometría*

IMPLEMENTACIÓN DEL SISTEMA TRATAMIENTO DE AGUA RESIDUAL

Se ha diseñado un tanque separador de aceites-grasas del tipo estático y un tanque sedimentador (de 12 horas), el cual ha sido instalado al sistema de distribución de agua de la fábrica. Puede notarse en la siguiente figura como los aceites y grasas son retenidas y pasan al tanque sedimentador, en la siguiente figura puede observarse que el sistema de tratamiento de agua funciona.

Figura N°3: *Tanque desgrasador y sedimentador en funcionamiento. Agua residual en tratamiento.*

Se han tomado muestras de agua en 3 puntos distintos:

- Punto 1: A la salida de la canalización del río Alpacoma.
- Punto 2: Ingreso a la Fábrica Cerámica Arias.
- Punto 3: Después del tratamiento se separación de aceites-grasas y sedimentación.

Las muestras fueron analizadas en el Instituto de Ingeniería Sanitaria y Ambiental (IIS) y se procedió con el proceso de elaboración de ladrillos, el cual comprende el amasado, moldeo, secado y cocción. Una vez obtenida la producción, se seleccionaron especímenes al azar, se codificaron y llevaron al Instituto de Ensayo de Materiales (IEM) para realizar los respectivos ensayos.

La cantidad de ladrillos sometidos a ensayos se resume a continuación:

Ensayos	Nivel 1 Agua Residual	Nivel 2 Agua tratada a 12 hrs.	Nivel 3 Agua potable	TOTAL
Características visuales	10	10	10	30
Características geométricas	10	10	10	30
Resistencia a la compresión	15	15	15	45
Absorción	15	15	15	45
Heladicidad	15	15	15	45
Eflorescencias	7	7	7	21
Inclusiones Calcáreas caliches	10	10	10	30

Nota: En total se sometieron a ensayos 246 ladrillos de 4500 ladrillos producidos
*Debido a la gran capacidad de producción de la fábrica no hubo necesidad de reutilizar especímenes para la ejecución de los ensayos y cumplir el criterio de aleatoriedad.

Tabla 2:*Cantidad de ladrillos sometidos a ensayos Ensayos*

Figura N°4: *Espécimen sometido a ensayo de resistencia a compresión*

Se ha desarrollado también el análisis económico.

RESULTADOS DE LA INVESTIGACION.

Los resultados obtenidos se presentan a continuación:

CARACTERIZACIÓN DEL AGUA RESIDUAL

Se obtuvieron los siguientes resultados a partir de tres puntos de muestreo de agua tomados:

Parámetro analizado	Unidad	Punto 1	Punto 2	Punto 3
Determinación del Potencial de Hidrógeno	pH	8,15	7,53	7,91
Demanda Biológica de oxigeno	mg O2/l	250,00	350,00	250,00
Demanda Química del Oxígeno	mg/l	405,00	2480,00	487,00
Sólidos Totales	mg/l	712,00	928,00	862,00
Sólidos Suspendidos	mg/l	173,00	360,00	108,00
Sólidos Sedimentables	mg/l	0,10	1,10	0,00
Aceites y grasas	mg/l	14,00	18,00	15,00
Coliformes Termorresistentes	UFC/100 ml	1,0*10 ^7	3,0*10 ^7	1,7*10 ^7

Nota:
*La muestra 2 fue tomada en la fábrica de ladrillos (el agua residual llega directo a la máquina "chapeadora"), Punto 2.
*La muestra 3 fue tomada después del tratamiento de separación de aceites-grasas y sedimentación, Punto 3.

Tabla 3: *Características del agua residual Parámetro analizado*

El agua utilizada en la elaboración de ladrillos en Alpacoma es de carácter alcalino y puede notarse una reducción de contaminantes al implementarse un tratamiento de aguas residuales. La carga contaminante es más alta en el punto 2 debido a que el agua en la tubería que transporta el agua residual hasta la fábrica suele estancarse por largos periodos tiempos hasta que se realice una nueva producción.

CARACTERIZACIÓN DEL MATERIAL ARCILLOSO

Características		Muestras		Promedio
		Muestra 1	Muestra 2	
Contenido de Humedad [%]		1,22	1,30	1,26
Peso Especifico		2,701	2,707	2,704
Granulometría	% Grava	1,13	1,01	1,07
	% Arena	16,61	14,4	15,51
	% Fino	82,26	84,59	83,42
Límites de Atterberg	LL	27,64	26,96	27,3
	LP	19,10	19,59	19,34
	IP	8,54	7,37	7,96
Clasificación SUCS		CL	CL	

Tabla 4: *Resultados de la clasificación de las muestras de suelo*

La arcilla que utiliza la ladrillera es superficial, amarilla, de baja plasticidad y elevado contenido de arena.

ENSAYOS A LA PIEZAS DE LADRILLO CERAMICO DE SEIS HUECOS

De los ensayos realizados se tiene:

Cumplimiento a la norma NB 1211001		Nivel 1	Nivel 2	Nivel 3
Ensayo	Requisito	Agua Residual	Agua tratada a 12 horas	Agua potable
Fisuras	≤ 5 %	Cumple	Cumple	Cumple
Dimensiones nominales	Tolerancia ± 3 %	Cumple	Cumple	Cumple
Desviación con relación a la escuadra (D) (máx.)	Tolerancia 2 %	Cumple	Cumple	Cumple
Desviación con relación a la planicidad de las caras (P) (máx.)	Tolerancia 3 mm.	Cumple	Cumple	Cumple
Espesor de paredes interiores y exteriores (mín.)	Tolerancia 8 mm.	Cumple	Cumple	Cumple
Resistencia a compresión	≥ 2 Mpa	Cumple	Cumple	Cumple
Absorción de Agua	8-15 %	Cumple	Cumple	Cumple
Eflorescencia	No eflorecido	Cumple	Cumple	Cumple
Heladicidad	No Heladizos	Cumple	Cumple	Cumple
Inclusiones calcáreas-Caliches	Tolerancia de un desprendimiento	Cumple	Cumple	Cumple

Tabla 5: *Resumen de resultados de los ensayos que se realizaron a los ladrillos*

Todos los especímenes sometidos a ensayo, independientemente del tipo de agua con el que fueron fabricados, cumplen todos los estándares que señala la norma NB 1211001.

Los resultados obtenidos en los ensayos de carácter cuantitativo se pueden apreciar en las siguientes figuras:

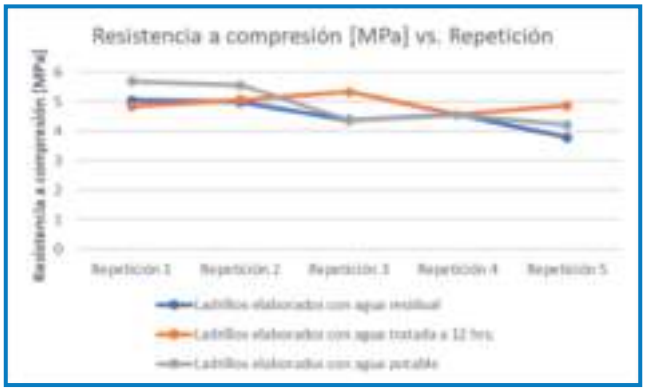


Figura N°5: *Resultados. Ensayos de resistencia a compresión.*

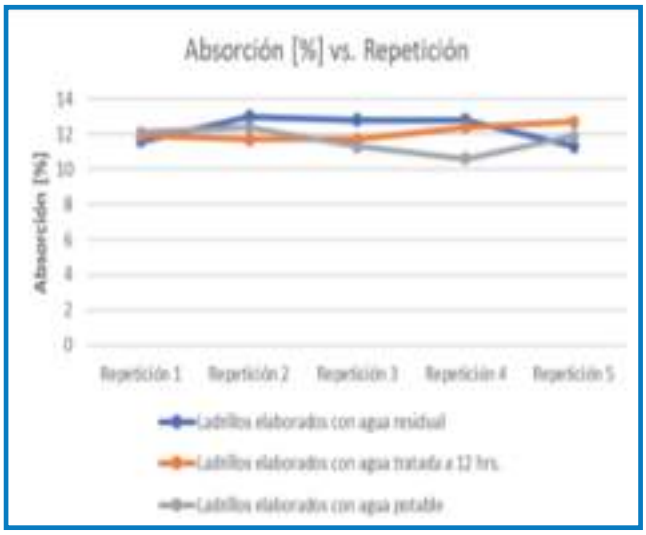


Figura N°6: *Resultados. Ensayos de absorción*

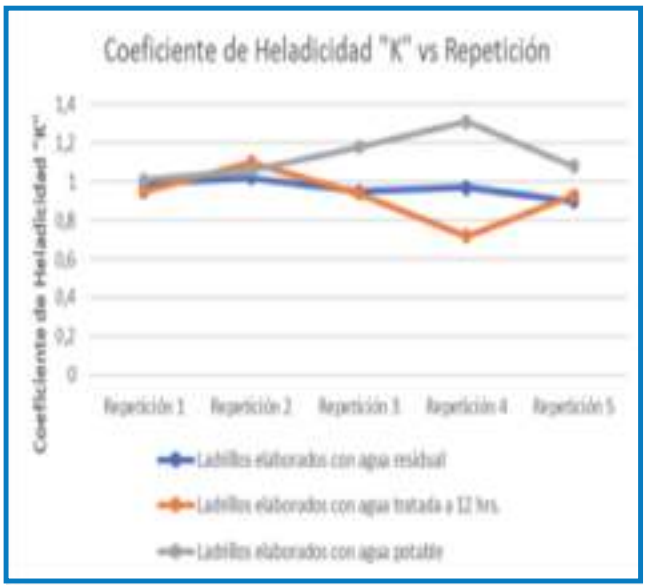


Figura N°7: *Resultados. Ensayos de heladicidad*

Puede observarse una mejora en los coeficientes de heladicidad en los ladrillos fabricados con agua potable. Un análisis de varianza (ANOVA) en los resultados, indica que no existe efecto en los resultados al utilizar diferentes tipos de agua en las pruebas de resistencia a compresión y absorción, pero sí en los ensayos de Heladicidad. Entonces la prueba de Duncan señala que no existen diferencias significativas entre los ladrillos elaborados con agua residual y agua tratada, pero ambos sí presentan diferencias significativas frente a los ladrillos elaborados con agua residual.

ANÁLISIS DE COSTOS

	Descripción	Producción de ladrillos (anual) [Pza]	Total costo variable y fijo (anual) [Bs]	Costo Unitario [Bs/Pza]
Alternativa 1	Ladrillos producidos con Agua Residual	720.000	267.836,99	0,37
Alternativa 2	Ladrillos producidos con Agua Tratada	720.000	267.911,64	0,37
Alternativa 3	Ladrillos producidos con Agua Potable	720.000	1.694.671,02	2,35

Tabla 6: *Costo unitario de producción de ladrillos*

Producir ladrillos elaborados con agua residual o agua tratada cuestan lo mismo y generan mayor rentabilidad en relación a los que se fabrican con agua potable. Es importante recalcar que influye de gran manera que la ubicación de la fábrica no es estratégica, por lo que el agua potable debe ser transportado por cisternas, elevando de gran manera los costos de producción.

CONCLUSIONES

Los ladrillos que se elaboran en el sector de Alpacoma con agua residual a través de la fábrica Cerámica Arias cumplen con los estándares que señala la norma boliviana NB 1211001 para ladrillos cerámicos para muros no portantes o de relleno, en relación a la resistencia a compresión, absorción, eflorescencias, heladicidad e inclusiones calcáreas-caliches.

La implementación de un sistema de tratamiento de aguas o incluso el uso de un agua de mejor calidad como es la potable en la fabricación de ladrillos, no mejoran las propiedades físico mecánicas en relación a la norma. Sin embargo, si bien los ladrillos elaborados con agua potable reciben la calificación de “No heladizo”, puede observarse que los coeficientes de heladicidad obtenidos presentan una leve mejora, lo que puede reflejarse en sus propiedades de durabilidad.

El agua utilizada en la manufactura de ladrillos tiene un PH de carácter alcalino. La incorporación de un sistema de tratamiento a las aguas residuales de separación de aceites-grasas y de sedimentación por 12 horas, reduce la carga contaminante, lo que puede

resultar en la prevención de taponamientos por solidificaciones de los aceites-grasas u obstrucciones provocadas por la presencia de sólidos en el sistema de distribución de agua de la fábrica.

Producir una pieza de ladrillo, ya sea con agua residual o agua tratada cuesta 0,37 Bs., mientras que elaborarlos con agua potable implica un gasto de 2,35 Bs. Por lo que fabricarlos en función a las alternativas 1 y 2 es económicamente viable.

RECOMENDACIONES

- Es necesaria la implementación de normas o manuales sobre la correcta elaboración de ladrillos cerámicos y el reusó de aguas residuales, y difundirse al sector de la fabricación artesanal y semiindustrial, ya que se carece de tal orientación en el medio.

- La fábrica de ladrillos Cerámica Arias, así como muchas ladrilleras próximas al sector Alpacoma no aplican medidas de mitigación ambiental ni seguridad industrial. Se recomienda ampliar el análisis respecto a sus costos de implementación y desarrollar un plan de incorporación en el segmento ladrillero.

- Se sugiere a los propietarios mejorar las condiciones de protección e higiene a sus trabajadores encargados de la manufactura de ladrillos, brindando de equipos de protección personal, como guantes resistentes a productos químicos, ropa de protección impermeable y inflamable, gafas de seguridad, protectores auditivos, máscaras respiratorias, cascos, etc.

- Se recomienda profundizar el estudio de los ladrillos elaborados con agua residual a largo plazo para analizar posibles problemas con criptoflorescencias.

RERENCIAS

- **[1] Instituto Boliviano de Normalización y Calidad IBNORCA.** Norma boliviana NB 1211001. Ladrillos Cerámicos - Ladrillos Huecos- Clasificación y Requisitos. Bolivia. 2013

- **[2] Instituto Boliviano de Normalización y Calidad IBNORCA.** Norma boliviana NB 1211002. Ladrillos Cerámicos - Métodos de ensayo. Bolivia .2013

- **[3] Caracterización de las aguas del Río Alpacoma de la ciudad de El Alto.** Revista de Ingeniería Sanitaria y Ambiental. Ing. Hernán Agustín Coriza Rivas, Volumen 1. 2014

- **[4] Guía técnica para la selección y diseño de líneas de tratamiento de aguas residuales.** Ministerio de Medio Ambiente y Agua. 2021

- **[5] Métodos normalizados para el análisis de aguas potables y residuales.** Ediciones: Días de Santos. APHA, AWWA & WPCF. 1992

MAMPUESTOS CON BOTELLAS PET PARA LA CONSTRUCCIÓN DE VIVIENDAS

Silvia Eugenia Guevara Taborga
silguev@hotmail.com

Freddy Gabriel Guachalla Nuñez
fguachallan@hotmail.com

Fernando Cerruto Anibarro
fcerruto@umsa.bo

RESUMEN

La investigación estudia y propone un sistema alternativo para la construcción de viviendas de interés social, elaborando mampuestos hechos con mortero de cemento portland y botellas PET recicladas, para su empleo como elemento portante o no portante en la construcción de muros en viviendas. El proyecto presenta una alternativa técnica-económica amigable con el medio ambiente y competitiva frente a otras tecnologías tradicionales que producen impactos ambientales negativos.

Palabras clave: *Mampuestos, cemento, botellas PET, muros portantes, muros no portantes, vivienda, medio ambiente.*

ABSTRACT

The research studies and proposes an alternative system for the construction of low-income housing, making masonry made with Portland cement mortar and recycled PET bottles, for use as a load-bearing or non-load-bearing element in the construction of walls in homes. The project presents an environmentally friendly and competitive technical-economic alternative to other traditional technologies that produce negative environmental impacts.

Keywords: *Masonry, cement, PET bottles, load-bearing walls, non-load-bearing walls, housing, environment.*

INTRODUCCIÓN

En nuestro medio, el proceso de urbanización genera un hábitat construido que está caracterizado por un déficit cualitativo (Ver Tabla 1), cuyas características de precariedad constructiva, falta de servicios básicos, riegos físicos y ambientales requieren de programas de mejoramiento, pero aun así no cubren las demandas de algunos sectores de la población.

Las características constructivas de una vivienda, dependen de los materiales que se dispongan y de que estos sean adecuados para las diferentes zonas del país. En algunas regiones, no se cuenta con todos los materiales de construcción necesarios en forma inmediata, lo que muchas veces provoca largos periodos de espera para su provisión, incrementando así los plazos de ejecución y el costo del proyecto debido al costo de transporte de material.

	2016	2017	2018	2019	2021
Bolivia, miles	3209	3347	3465	3454	3637
Déficit cuantitativo, %	3.97	3.90	3.67	1.53	1.87
Viviendas recuperables, %	9.02	9.04	8.99	6.60	7.47
Déficit cualitativo, %	45.47	41.84	43.80	43.67	40.07
Sin déficit, %	41.53	45.21	43.55	48.20	50.59

Tabla 1: *Déficit habitacional en Bolivia*
Fuente: *Instituto Nacional de Estadística, Encuesta de Hogares 2011 - 2021 (Fracción cuadro 3.03.01.14).*

En el estudio se analizaron las características físico-mecánicas de mampostería construida con mampuestos PET, con el fin evaluar la posibilidad de implementar esta nueva tecnología en la construcción de viviendas de interés social. Debido a la situación económica y social que existe en el país, este tipo de tecnologías producirían muchos

beneficios tanto en el tema ambiental como en el ámbito social. Estos beneficios son:

a) En el tema ambiental, aparte de reutilizar materiales que son desechados por la población, se crearía conciencia sobre la importancia del reciclaje reduciendo el uso de recursos no renovables, como es el caso del suelo utilizado para la elaboración de adobes y ladrillos.

b) En el ámbito Social, ésta nueva tecnología generaría nuevas fuentes de empleo. Por ejemplo, en la etapa de recolección de materiales se podrían crear microempresas encargadas del recojo de los residuos plásticos (botellas PET recicladas).

MATERIALES EMPLEADOS [1]

Los materiales empleados son aquellos tradicionales para la elaboración de mampuestos de mortero aligerado, en los cuales como elemento aligerante se emplean botellas PET embebidas (mampuestos PET).

Las dimensiones de los mampuestos se determinan según:

$$h \approx H_{PET}$$

$$b \approx 2 * r + n * \phi_{PET} + (n - 1) * c$$

$$e \approx \phi_{PET} + 2 * r$$

donde:

h = Altura del mampuesto, cm
b = Base del mampuesto, cm
e = Espesor del mampuesto, cm
H_{PET} = Altura de la botella PET, cm
ϕ_{PET} = Diámetro de la botella PET, cm
n = Número de botellas en el mampuesto
r = Recubrimiento, cm
c = Espaciamiento interno entre botellas, cm

El encofrado empleado para la elaboración de los mampuestos se aprecia en la Fotografía 1. Una secuencia de la elaboración de los mampuestos se muestra en la Fotografía 2.

[1] A mampuestos, muretes o pilas producidas empleando botellas PET, se los denomina mampuesto PET, mampostería PET o pila PET.

Fotografía 1: *Encofrado Simple*

Figura 2: *Producción de mampuestos PET*

Por la modulación (Figura 1) y para evitar picados de mampuestos se produjeron medios mampuestos (36x12x13 cm), lo cual, sea por corte longitudinal o por fabricación de ese medio mampuesto como se aprecia en la Fotografía 3.

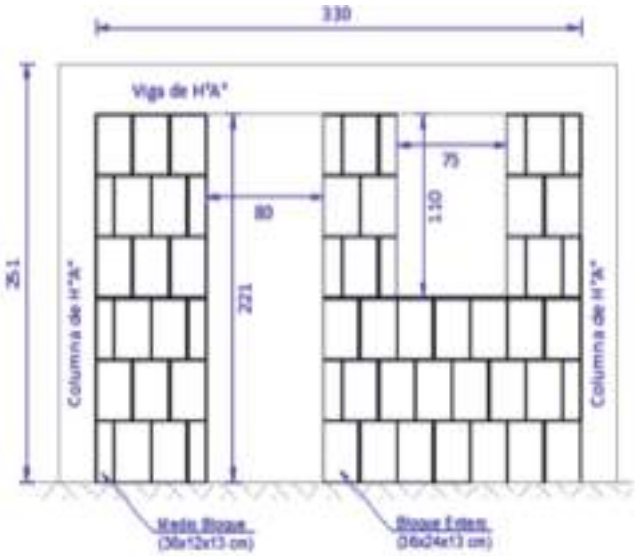


Figura: *Dimensiones - modulación de vivienda*

Fotografía 3. Obtención de medios mampuestos (por corte)

La Fotografía 4 muestra el pórtico diseñado y construido para la ejecución de ensayos a compresión diagonal con los muretes de mampostería.

Fotografía 4: *Pórtico Metálico*

La Fotografía 5 muestra las pilas de mampostería empleadas en el ensayo de resistencia a compresión axial, se construyeron satisfaciendo la relación siguiente:

$$2 \leq \frac{h_p}{e} \leq 5$$

donde:

h_p =Altura del prisma, cm

Fotografía 5: *Pilas de mampostería PET para compresión axial*

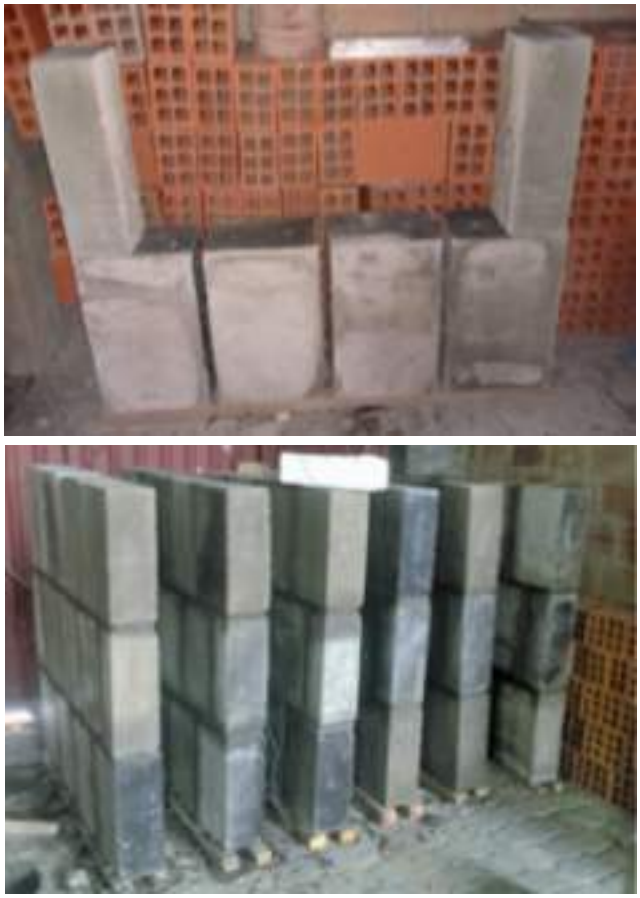
La Fotografía 6 muestra los muretes para los ensayos de resistencia a compresión diagonal en mampostería y resistencia al impacto blando (En cada murete se emplearon 12 mampuestos). Los muretes deben cumplir la siguiente expresión:

$$\frac{x_M}{y_M} \geq 0.90$$

donde:

x_M = Lado menor del murete, cm

y_M = Lado mayor del murete, cm



Fotografía 6: *Muretes con mampuestos PET*

La Fotografía 7 muestra las estructuras construidas para efectuar las evaluaciones de aislamiento térmico y acústico, la normativa recomienda que el interior de la estructura tenga un volumen de 1 m^3.

Fotografía 7: *Estructuras para evaluación de aislación térmica y acústica*

RESULTADOS

a) Mampuestos PET

La Tabla 2 y la Fotografía 8 muestran el ensayo y los resultados obtenidos en el ensayo de resistencia a compresión del mampuesto PET.

Nota: Se probaron mampuestos con 2, 3 y 4 botellas embebidas, sin embargo, se decidió el uso de 2 botellas debido a la masa (peso) para que pueda manipular cada mampuesto un solo obrero:

Fotografía 8: *Resistencia a compresión del mampuesto*

Nº	Edad, día	Masa, kg	Área, mm^2		Carga, KN	R, MPa
			Bruta	Neta		
1*	28	16.0	30734.3	14551.5	210.7	14.5
2*	28	15.5	31024.5	14841.8	255.8	17.2
3**	28	16.5	30807.9	14625.1	242.0	16.5
4*	28	15.5	30449.4	14266.6	245.9	17.2
Promedio, MPa						16.4

Tabla 2: *Resistencia a compresión en mampuestos*
** Fisuras verticales*
*** Fisuras a 45º*

La Fotografía 9 muestra el tipo de falla que se presentó en el ensayo de los mampuestos PET. Se observaron fisuras verticales o fisuras a 45°.

Fotografía 9: *Tipo de fisuras en compresión de mampuestos*

La Fotografía 10 muestra la deformación en la botella plástica debido a la carga aplicada en la compresión del mampuesto debido a las deformaciones en la forma de la botella PET se generaron presiones internas dentro del mortero que contribuyeron en la aparición de fisuras.

La Fotografía 11 muestra la falla por adherencia entre el mortero y las botellas PET, luego del ensayo a compresión de los mampuestos.

La Fotografía 12 muestra la variabilidad del espesor del mortero debido a la geometría de las botellas PET y su disposición dentro de los mampuestos. En los sectores de menor espesor se produjeron las primeras fallas.

Fotografía 10: *Deformación en botellas plásticas con el ensayo a compresión de mampuestos*

Fotografía 11: *Falla de adherencia mortero-botella*

Fotografía 12: *Espesor de mortero*

La Tabla 3 y la Fotografía 13 muestran el ensayo y los resultados obtenidos al determinar la resistencia a compresión axial en pilas de mampostería con mampuestos PET.

Fotografía 13: *Ensayo de resistencia a Compresión axial en pilas de mampostería PET*

Nº	Edad, día	Masa, kg	Área, mm^2		P, KN	R, MPa
			Bruta	Neta		
1*	28	31.5	30996.6	14813.8	326.8	22.1
2*	28	30.0	31269.8	15087.0	260.1	17.2
3**	28	29.0	31107.6	14924.8	288.1	19.3
Promedio, MPa						19.5

Tabla 3: *Ensayo de Resistencia a compresión axial en pilas de mampostería PET*
** Fisuras verticales*

La Tabla 4 y la Fotografía 14 muestran el ensayo y los resultados obtenidos al determinar la resistencia a compresión diagonal en muretes de mampostería PET.

Fotografía 14: *Ensayo de resistencia a compresión diagonal en mampostería PET*

Nº	Edad, día	Área neta, mm^2	Carga, KN	Resistencia, MPa
1*	28	65499.1	1724.6	18.6
2*	28	65124.5	1651.3	17.9
3**	28	65578.0	2174.4	23.4
4*	28	66343.8	970.5	10.3
Promedio, MPa				17.6

Tabla 4: *Ensayo de resistencia a compresión diagonal en mampostería PET*
** Fractura en los puntos de apoyo de carga y rotura por falla de adherencia en las juntas de mortero*

La Tabla 5 y la Fotografía 15 muestran el ensayo y los resultados obtenidos al determinar la adherencia por flexión en pilas de mampostería PET (posición horizontal).

Fotografía 15: *Ensayo de fuerza de adherencia en Pilas de mampostería en posición horizontal*

Nº	Edad, día	L, mm	S, mm^2	Ps, N	P, KN	R, MPa
1*	28	450	596667.0	299.2	5.3	0.7
2*	28	450	598075.4	304.1	5.3	0.7
3**	28	450	588147.7	309.0	5.2	0.7
Promedio, MPa						0.7

Tabla 5: *Fuerza de adherencia en pilas de mampostería PET en posición horizontal*
** Falla en mortero de junta*

La Tabla 6 y la Fotografía 16 muestran el ensayo y los resultados obtenidos al determinar la resistencia al impacto blando en muretes de mampostería PET (cargas de impacto perpendiculares a la superficie de un muro). El ensayo se efectuó en muretes con mampostería PET y con ladrillos de 6 huecos.

Fotografía 16: *Ensayo de resistencia al impacto blando en mampostería PET*

Nº	Edad, día	m_{carga}, kg	vi, m	E, J	Observaciones
1	28	30	0.3	88.3	
			0.6	176.6	
			0.9	264.9	
			1.2	338.4	Falla en la junta
2	28	30	0.3	88.3	
			0.6	176.6	
			0.9	264.9	
			1.2	338.4	
3	28	30	0.3	88.3	
			0.6	176.6	
			0.9	264.9	
			1.2	338.4	Falla en la junta

Tabla 6: *Resistencia al impacto blando en mampostería con mampuestos PET*

La Fotografía 17 muestra las fallas de adherencia mortero-mampuesto durante el ensayo al impacto blando en murete con mampuesto PET y la Fotografía 18 muestra la falla en murete con ladrillo de 6 huecos.

Nota: Se ensayaron muretes con ladrillo para contar con una referencia comparativa respecto al material más empleado en nuestro medio.

Fotografía 17: *Falla de adherencia entre mortero y mampuesto.*

Fotografía 18: *Fallas en Muretes Elaborados con Ladrillos Cerámicos de 6 huecos:*

b) Aislación térmica y acústica

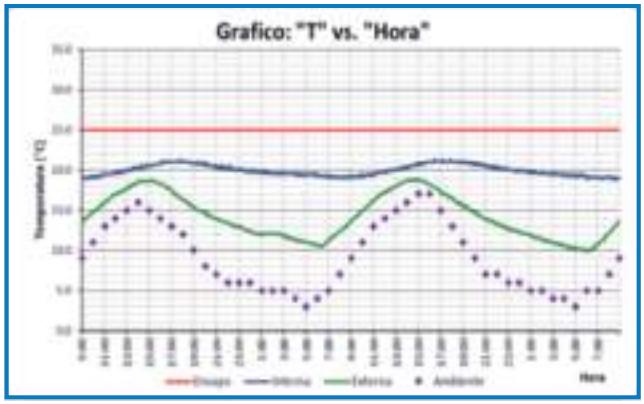
La Tabla 7, la Fotografía 19 y la Gráfica 1 muestran el ensayo y los resultados obtenidos en la evaluación del aislamiento térmico (temperatura 25 ºC) de estructuras construidas con mampostería PET y con ladrillos cerámicos de 6 huecos.

Fotografía 19: *Evaluación del Aislamiento Térmico*

Temperatura, ºC Diferencia, ºC

Temperatura	Temperatura, ºC			Diferencia, ºC		
	Ensayo	Interna	Externa	Ens-int	Ens-ext	Intext
Mínima, ºC	25	18.8	9.9	6.2	15.1	1.6
Máxima, ºC	25	21.3	18.8	3.7	6.2	9.4
Promedio, ºC	25	19.9	14.2	5.1	10.8	5.7

Tabla 7: *Evaluación del Aislamiento Térmico en Estructura mampostería PET*

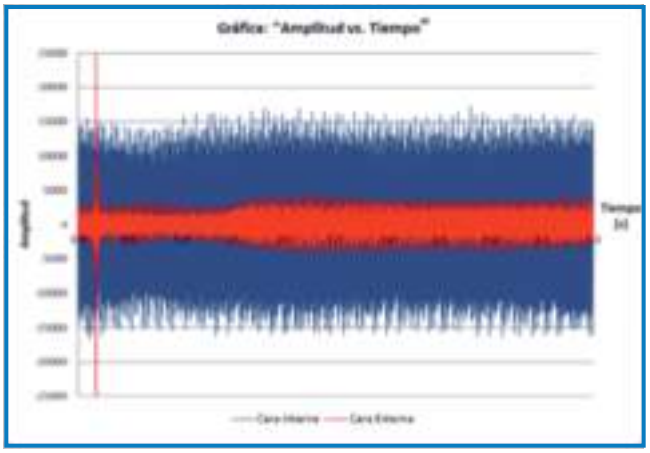


Gráfica 1: *"T" vs. "Hora", Temperatura de Ensayo a 25˚C - Aislamiento térmico en estructura de mampostería PET.*

La Fotografía 20 y la Gráfica 2 muestran el ensayo y los resultados obtenidos en la evaluación del aislamiento acústico (frecuencia 40 Hz) de estructuras construidas con mampostería PET y con ladrillos cerámicos de 6 huecos.

Fotografía 20: *Aislamiento acústico en estructura con mampostería PET*

Nota: Se muestra parte de los resultados obtenidos en el desarrollo de la investigación, para mayor información apersonarse al IEM.



Gráfica 2: "Amplitud vs. Tiempo", f = 40 Hz - Aislamiento acústico en estructura con mampostería PET

c) Viviendas prototipo

La investigación desarrolló el diseño de 2 tipos de Viviendas Prototipo, en las cuales se consideró el uso de los mampuestos con PET para la construcción de los muros, de acuerdo a:

I. Vivienda con sistema constructivo aporticado - Considerando una estructura de hormigón armado (esqueleto de HºAº) que soporta las cargas actuantes en la vivienda, en consecuencia, los muros son de tipo no portante.

II. Vivienda con mampostería confinada - Considerando muros portantes que soportan las cargas que actúan en la vivienda. Estos muros se encuentran confinados por columnas y vigas que cumplen una función de amarre. Es necesario, que los muros estén confinados en todos sus lados para que el sistema trabaje como un elemento monolítico, el cual es capaz de soportar diferentes exigencias como ser cargas, viento y/o sismos. Este sistema r ecomienda l a construcción de viviendas hasta de 2 niveles.

III Vivienda de crecimiento progresivo - La vivienda se diseña considerando todas las etapas de construcción, sin embargo, se construye en la mediad que una familia inicia y cuente con los recursos para financiar esas etapas, es decir, una pareja recién formada (con o sin un primer hijo) no tiene necesidad de todas las habitaciones y dependencias de la vivienda, por tanto, a medida que crece la familia y cuente con más recursos, va construyendo por etapas la vivienda (que fue diseñada en forma completa).

IV Autoconstrucción - Se refiere al proceso constructivo en el cual una familia, ya sea sola o en coordinación con vecinos, familiares, comunidad u otros, participa de la construcción de su propia vivienda, avanzando progresivamente en función de la disponibilidad de los recursos económicos existentes y crecimiento del núcleo familiar. Debido a que las Viviendas Prototipo que se proponen en el proyecto se consideran del Tipo Social, se plantea la aplicación del proceso de Autoconstrucción, tanto en la etapa de elaboración de los mampuestos PET como en la etapa de construcción de la vivienda.

d) Características de la vivienda prototipo.

I. Primera Etapa - Considera la construcción de la Planta Baja que cuenta con los siguientes ambientes: Un dormitorio, un living-comedor, un baño, una cocina y un cuarto de lavado. Además, se considera la construcción de una

cubierta provisional para cubrir el hueco de la escalera en la losa, contemplando que la losa de la planta alta cumplirá la función de cubierta para la planta baja, con lo cual, se ve necesario realizar un contrapiso, con una pendiente no menor a 1%, para evitar que se estanque agua sobre la losa y se generen filtraciones (Figuras 3 y 4).

II. Segunda Etapa - Considera la ampliación de vivienda con la construcción de la Planta Alta. Para esto se contempla como actividades iniciales el retiro de la cubierta provisional y la construcción de la escalera de acceso a dicho nivel. Los ambientes que se prevén en este nivel son: tres dormitorios, un baño y un escritorio (Figuras 5 y 6).

III. Procedimiento entre etapas - En viviendas de crecimiento progresivo, no existe demolición de ningún sector construido provisionalmente en l a etapa previa. En este caso existe una de construcción prevista y diseñada adecuadamente.

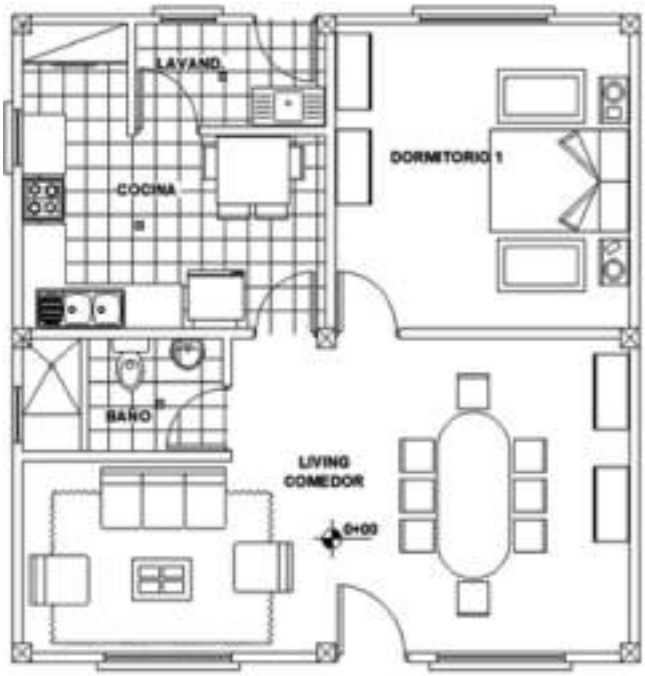


Figura 3: *Distribución de Ambientes Planta Baja (Primera Etapa)*

Figura 4: *Vista exterior cubierta sobre hueco de escalera (primera etapa)*

Figura 5: *Distribución de Ambientes Planta Alta (Segunda Etapa)*

e) Análisis de costos

Para determinar el costo de producción de los mampuestos PET se tomó en cuenta el Análisis de Precios Unitarios regulado en las Norma (NB-SABS), el cual considera los costos de los materiales, mano de obra y equipos empleados, además, de las respectivas incidencias para un análisis de vivienda del tipo social.

- El costo de producción es de Bs 7.3 por mampuesto PET.
- El costo de construcción de 1 m^2 de muro con los mampuestos PET es Bs 145.2.
- El costo de la construcción de una vivienda con mampuestos PET o de ladrillo, se muestra en las Tablas 8 y 9.

Tipo de mampuesto	Etapa 1, Bs	Etapa 2, Bs	Costo total, Bs
Con botellas PET recicladas	137626.3	118176.3	255802.6
Ladrillo de 6 huecos	133900.7	112673.2	246573.9

Tabla 8: *Costo estimado vivienda con sistema aporticado*

La vivienda con sistema constructivo aporticado que considera el empleo de ladrillos de 6 huecos tiene un costo menor en Bs 9228.7 que la que considera el uso de los mampuestos PET, sin embargo, en regiones en las cuales deba incrementarse notablemente el costo de transporte del ladrillo, esa diferencia puede ser nula o invertirse.

Tipo de mampuesto	Etapa 1, Bs	Etapa 2, Bs	Costo total, Bs
Con botellas PET recicladas	131903.7	118796.2	250699.9
Ladrillo de 6 huecos	134501.3	121956.9	256458.2
Bloques huecos de Hº (40x20x20)	143867.9	133586.3	277454.2

Tabla 9: *Costo estimado vivienda con mampostería confinada*

Figura 6: *Vista Exterior lado ingreso (Segunda Etapa)*

La vivienda con mampostería confinada con mampuestos PET es Bs 5758.3 menor que la que considera el uso de los ladrillos cerámicos de 18 huecos y Bs 26754.2 menor que la que considera el uso de los bloques de hormigón de 2 huecos.

DISCUSIÓN

La investigación plantea un sistema alternativo de construcción aplicable viviendas de interés social (u otra tipo edificación), con la elaboración de mampuestos hechos a base de mortero de cemento y botellas PET recicladas.

Los mampuestos PET son del tipo pesado (195 kg/m^2 de muro) y puede ser usado tanto como elemento de cerramiento (Mampuesto no portante) como elemento estructural (Mampuesto portante), La resistencia a compresión promedio que soporta es de 16.4 MPa.

La mampostería elaborada con mampuestos PET presenta buenas resistencias frente a esfuerzos de compresión (RCPpromedio = 19.5 MPa), a corte (RSpromedio = 17.6 MPa) y a flexión (Rfpromedio = 0.70 MPa).

Los muros elaborados con mampuestos PET presentan buenas resistencias al impacto blando, 90% más que la alcanzada en muretes de ladrillos cerámicos de 6 huecos.

La estructura con mampuestos PET presenta un mejor aislamiento térmico, entre un 5 a 35% más (dependiendo de la temperatura ambiente), que la elaborada con ladrillos cerámicos de 6 huecos. La estructura con mampuestos PET presenta características similares, en lo que se refiere al aislamiento acústico, respecto a la elaborada con ladrillos cerámicos de 6 huecos. Cabe recalcar que la estructura con mampuestos PET no presentaba un revoque interior de yeso.

Para la construcción de viviendas de crecimiento progresivo, es más conveniente el uso de mampuestos PET como elemento portante (mampostería confinada) que como elemento no portante (sistema aporticado).

El mampuesto PET es un material más amigable con el medio ambiente que el ladrillo cerámico, la emisión de CO2 para producción de ladrillo es 38300% más alto que para la producción de cemento (análisis para elaboración de un metro cuadrado de muro)

Debido a las características físico-mecánicas obtenidas en los diferentes análisis, es adecuado el empleo de los mampuestos PET, como elemento de mampostería de los tipos no portantes y portantes.

Respecto a la modulación de las viviendas, debe verificarse las dimensiones del diseño en base al uso de los mampuestos PET, tomando en cuenta el empleo de medio mampuestos y mampuestos enteros, sin olvidar el espesor de mortero de juntas.

En caso de emplearse mortero de cemento para la junta de mampuestos, el espesor no será mayor a 1,5 cm ni menor a 1 cm. En el caso del empleo de pegaladrillo debe aplicarse tanto en juntas horizontales como verticales con el fin de no tener pérdidas de calor por falta de sello de junta.

Durante la construcción de los muros de la vivienda con sistema constructivo aporticado, se debe realizar una junta constructiva entre muros y vigas de hormigón armado para permitir la deformación estructural y evitar futuras fisuras.

Para los trabajos de instalación de los sistemas hidrosanitario y eléctrico de la vivienda, se debe realizar el corte de los muros con mampuestos PET con amoladora; esto con el fin de que los cortes horizontales y/o verticales sean prolijos, de manera que el proceso del relleno de dichos cortes presente una buena terminación, evitando así malos acabados por trabajos manuales (picado de muro).

En la producción de mampuestos PET, debe prestarse una adecuada atención de los acabados, puesto que, con mampuestos bien producidos pueden eliminarse revoques interiores y exteriores, eso sí, las juntas deben ser bien ejecutadas.

La variación dimensional de mampuestos debe controlarse adecuadamente para evitar conflictos durante la construcción modulada de la vivienda.

REFERENCIAS

- **[1] Guevara S.**, Guachalla F., Cerruto F. (2019) Estudio de elaboración de mampuestos de mortero de cemento con botellas PET Recicladas". La Paz - Universidad Mayor de San Andrés.

- **[2] Vargas D.**, Cerruto F. (2015) Estudio de las propiedades físico-económicas de bloques de hormigón con pulpa de papel". La Paz Paz - Universidad Mayor de San Andrés.

- **[3] Chambi L.**, Pérez F., Castro L. Cerruto F. (2009) Estudio de hormigón ciclópeo aligerado con botellas plásticas PET". La Paz Paz - Universidad Mayor de San Andrés.

- **[4] Chalchy García A.** (2008) Estudio para la Fabricación de Tabiques de Plástico".

- **[5] Cruz C.**, Hidalgo A. Masson O. (2006) Elaboración de mampuestos con residuos reciclados de la construcción civil y comparación con las normas INEN y ASTM.

- **[6] Instituto Boliviano del Cemento y el Hormigón** (IBCH). (2010) Diseño y Construcción de Viviendas de Bloques de Hormigón".

- **[7] Cerruto F.** (2015) Introducción al Diseño de Mezclas de Hormigón". La Paz.

- **[8] Agencia Suiza para el desarrollo y la cooperación COSUDE.** (2017) Guía para la Construcción de Viviendas Sismo-Resistentes en Mampostería Confinada.

- **[9] Gaggino, R.** (2008) Ladrillos y placas prefabricadas con plásticos reciclados aptos para la autoconstrucción".

- **[10] Gaggino, R.** (2007) Aplicación de material plástico reciclado en elementos constructivos a base de cemento".

- **[11] ECO-TEC** (2009) Soluciones Ambientales. "Proyecto de Bio-Construcción Mediante el Aprovechamiento de Escombros y Residuos No Perecederos Después de un Terremoto".

- **[12] Sánchez,** M.R. & Costilla, A.M. (2009) Un material no tradicional usado de manera tradicional. Revista CET - Facultad de Ciencias Exactas y Tecnología - Universidad Nacional de Tucumán. Argentina.

- **[13]** National Concrete Masonry Association. "ASTM Specifications for Concrete Masonry Units". United States. (2012).

MUROS DE CONTENCIÓN DE MAMPOSTERÍA UTILIZANDO BOTELLAS PET COMO ELEMENTO DESPLAZADOR

Rosa Grabiela Mendoza Carvajal
gabcarmendoza@gmail.com

Josue Esteban Huasco Cama
josue.huasco.c19@gmail.com

Oscar David Limachi Tintaya
oskrdaliti@gmail.com

Fernando Miguel Cerruto Anibarro
fcerruto@umsa.bo

Luis Adolfo Castro Vega
iem@umsa.bo

RESUMEN

Se propone una alternativa nueva, económica y ecológica para la construcción de muros de contención de mampostería de baja altura. Se construyeron 9 muros de contención con altura de 1,5 metros, donde se reemplazó la piedra manzana por mampuesto PET colocando este en 3 posiciones: paralelo, perpendicular y vertical al eje del muro. El peso unitario promedio de un muro de contención con mampostería PET es 21 kN/m^3 (comparado con el tradicional de 27 kN/m^3), el porcentaje de botellas alcanzado en relación volumétrica fue 40% como máximo. Se evidenció que la técnica de fabricación del mampuesto PET como de la construcción de un muro es reproducible por personal no especializado de modo que el costo de mano de obra no se incrementa. Mediante el ensayo de carga se comprobó la funcionalidad de los muros con un comportamiento rígido, sin deformaciones y con desplazamientos menores a 1 cm llegando a soportar cargas por encima de los 10.45 kN e incluso sobrepasando los 31.45 kN donde se verificó que no hubo falla estructural. Finalmente, el análisis de costos mostró que los precios unitarios de cada muro son bastante parecidos y en el caso de autoconstrucción los muros presentaron un ahorro del 13.91% con respecto a un muro de mampostería tradicional.

Palabras clave: *Muros de contención, mampostería PET, ecológica, botellas PET, autoconstrucción.*

ABSTRACT

The project proposes a new, economic and ecological alternative for the construction of low-height masonry retaining walls. Nine retaining walls with a height of 1.5 meters were built, where the apple stone was replaced by PET masonry, placing it in 3 positions: parallel, perpendicular and vertical to the axis of the wall. The average unit weight of a retaining wall with PET masonry is 21 kN/m^3 (compared to the traditional 27 kN/m^3), the percentage of bottles reached in volumetric relation was 40% maximum. It was evidenced that the manufacturing technique of the PET masonry as well as the construction of a wall is reproducible by non-specialized personnel so that the cost of labor does not increase. Through the load test, the functionality of the walls with a rigid behavior was verified, without deformations and with displacements of less than 1 cm, supporting loads above 10.45 kN and even exceeding 31.45 kN where it was verified that there was no structural failure. Finally, the cost analysis showed that the unit prices of each wall are quite similar and in the case of self-construction the walls presented a saving of 13.91% compared to a traditional masonry wall.

Keywords: *Retaining walls, PET masonry, Ecological, PET bottles , self-construction.*

INTRODUCCIÓN

Los muros de contención son estructuras diseñadas para soportar la presión lateral ejercida por el suelo y darle así estabilidad al talud.

El tipo de muro se elige dependiendo de la altura requerida, para alturas por debajo de los 2 metros es común utilizar muros de mampostería, en los que, el principal elemento es la piedra manzana que se emplean unidas utilizando mortero u hormigón. En el país existen regiones donde la piedra es abundante y de alta accesibilidad y otras donde es escasa en las cercanías, lo cual, implica elevados costos de transporte.

Fotografía 1: *Talud antes de la ejecución del proyecto*

Para el caso de muros de contención de mampostería de baja altura se plantea, con la reutilización de botellas plásticas PET, una alternativa económicamente viable debido a que el material a utilizar es fácil de obtener mediante un proceso de reciclado, además el material de relleno de las botellas PET proviene de la excavación del terreno, de esta forma se ahorra el costo de transporte de piedra y se evita modificar el entorno del cual se extrae dicho material.

El sistema propuesto es amigable con el medio ambiente, al eliminar el contaminante (botella PET) mediante el reciclado con bajo gasto energético. En realidad se efectúa la reutilización, dándole un empleo alternativo a las botellas, es decir, se genera un mampuesto para uso en la construcción.

Fotografía 2: *Muros de mampostería construidos con mampuesto PET.*

CARACTERÍSTICAS DEL MURO

Los muros tienen las siguientes dimensiones:

Ht = 1.50 m
L = 1.00 m (Ancho)
E = 0.40 m

Una representación gráfica de las dimensiones se muestra en la Figura 1.

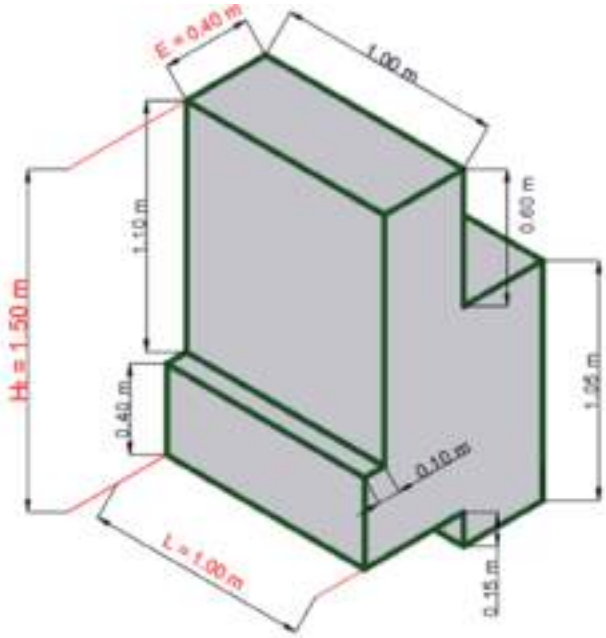


Figura 1: *Geometría de los nueve muros*

$V = 0.980\ m^3$
FSD = 1.9 > 1.5
FSV = 2.6 > 2.0

Con fines investigativos, se dejó una separación entre muros de 0,40 m que al concluir el proyecto se rellenó con hormigón ciclópeo y finalizado el cerramiento permitirá el uso de los espacios aprovechados en la parte superior como jardinera y en la inferior como una zona de estacionamiento.

Fueron construidos a escala natural 9 muros de contención con diferente disposición de botellas, que se muestran en las figuras 2 a 4.

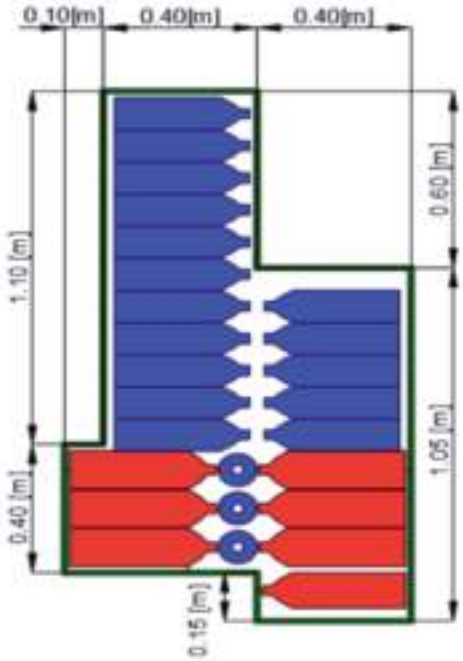


Figura 2: *Posición 1 - Paralelas al eje del muro.*

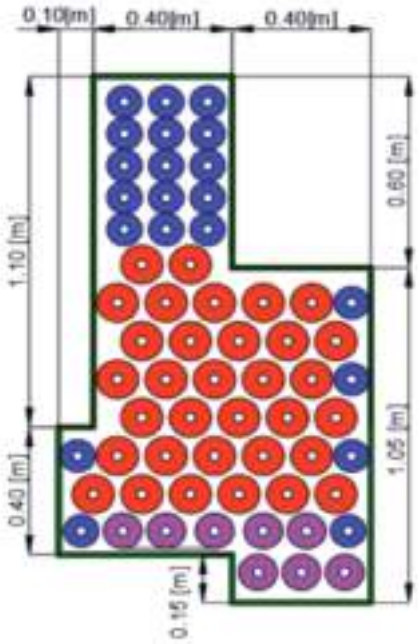


Figura 3: *Posición 2 - Perpendicular al eje del muro.*

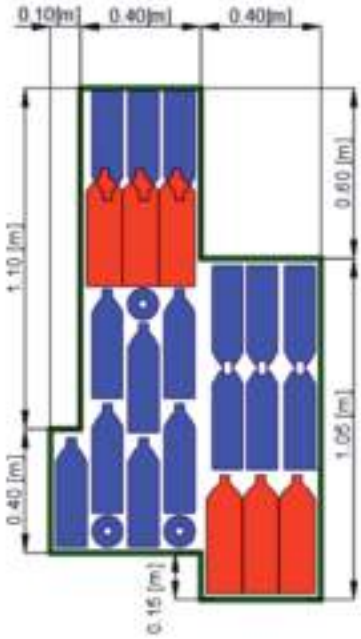


Figura 4: *Posición 3 - Verticales al eje del muro.*

MATERIALES Y METODOS

Se realizó el emplazamiento de los 9 muros en el frontis del Instituto de Investigaciones y Desarrollo de Productos Químicos (IIDEPROQ) como se muestra en la Figura 5.

.

Figura 5: *Ubicación del emplazamiento de los muros de contención*
Fuente: *Google Earth*

ELABORACIÓN DEL MAMPUESTO

Las botellas PET (de 2.0, 2.5 y 3.0 L) se almacenaron en el en el Instituto de Ensayo de Materiales (IEM) Cota Cota, para la elaboración del mampuesto se rellenaron con el suelo cernido en tres capas, cada

una de un tercio de la altura de la botella, compactadas con una varilla dando 25 golpes en cada capa y tapando la botella una vez esté llena. El resultado de este proceso es el mampuesto PET con una densidad aparente de 18.9 kN/m^3.

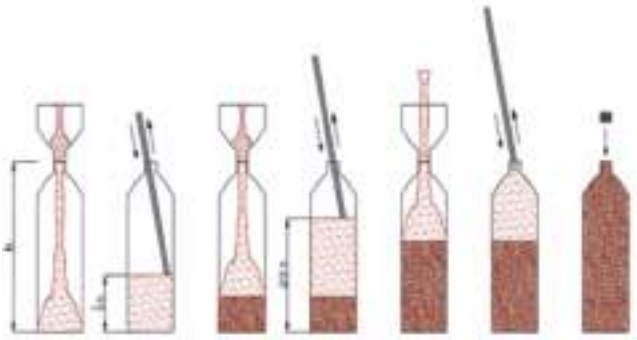


Figura 6: *Esquema del llenado de botellas PET con suelo cernido*

Densidad aparente, botellas de 2,0 L	
Masa promedio, kg	3,8
Volumen Promedio, L	2,0
Densidad aparente, kN/m^3	**19,0**
Densidad aparente, botellas de L	
Masa promedio, kg	4,69
Volumen Promedio, L	2,5
Densidad aparente, kN/m^3	**18,8**
Densidad aparente, botellas de 3,0 L	
Masa promedio, kg	5,67
Volumen Promedio, L	3,0
Densidad aparente, kN/m^3	**18,9**

Tabla 1: *Densidad aparente del mampuesto PET*
Fuente: Elaboración propia

La densidad aparente de un muro de mampostería PET se determinó ponderando las densidades del mampuesto y del mortero con sus volúmenes respectivos. Hallando un valor promedio de 21.12 kN/m^3.

El mortero empleado para la construcción de los muros cumplió las especificaciones técnicas del GAMLP con requerimiento de 18 MPa, teniendo como BOS-BASE la relación volumétrica 1 : 2.6 que fue hallada mediante revolturas de prueba con distinto consumo de cemento, realizando dos vaciados de prueba ($f_{ck,est}$ = 17.7 MPa).

La densidad aparente ponderada de los muros en función a la disposición de botellas se muestra en la Tabla 2.

La construcción de muros se realizó en 3 etapas: Zapata, primer cuerpo y segundo cuerpo. Por lo cual fueron necesarios elaborar 3 encofrados de cada etapa, uno para cada posición de mampuesto.

Posición paralelo al eje del muro	**Nro. de botellas por muro**		
	2,0 L	2,5 L	3,0 L
	70	16	70
Volumen parcial:	140,0 L	40,0 L	210,0 L
Volumen total de botellas:		**390,0 L**	
Volumen total de muro:		980,0 L	
Porcentaje de botellas en volumen:		**40%**	
P.U. de mampuesto PET, kN/m^3		18,90	
P.U. de mortero, kN/m^3:		22,00	
P.U. de muro, kN/m^3:		**21,12**	

Posición perpendicular del muro	**Nro. de botellas por muro**		
	2,0 L	2,5 L	3,0 L
	125	8	40
Volumen parcial:	250.0 L	20.0 L	120.0 L
Volumen total de botellas:		**390,0 L**	
Volumen total de muro:		980,0 L	
Porcentaje de botellas en volumen:		**40%**	
P.U. de mampuesto PET, kN/m^3		18,90	
P.U. de mortero, kN/m^3:		22,00	
P.U. de muro, kN/m^3:		**21,12**	

Posición vertical al eje del muro	**Nro. de botellas por muro**		
	2,0 L	2,5 L	3,0 L
	116	0	40
Volumen parcial:	232.0 L	0.0 L	120.0 L
Volumen total de botellas:		**352.0 L**	
Volumen total de muro:		980,0 L	
Porcentaje de botellas en volumen:		**36%**	
P.U. de mampuesto PET, kN/m^3		18,90	
P.U. de mortero, kN/m^3:		22,00	
P.U. de muro, kN/m^3:		**21,18**	

Tabla 2: *Densidad aparente de un muro de mampostería PET según la posición del mampuesto*

Durante la construcción, en cada etapa se colocó el mampuesto PET en capas como se muestra en las fotografías 3, 4 y 5 respetando el recubrimiento de 1.5 cm con mortero entre mampuestos y 2 cm hacia el encofrado. La compactación de mortero se realizó con una varilla y golpes en el encofrado con un martillo de goma.

Los esquemas de encofrados construidos para cada cuerpo del muro se muestran en las Figuras 7 a 9 .

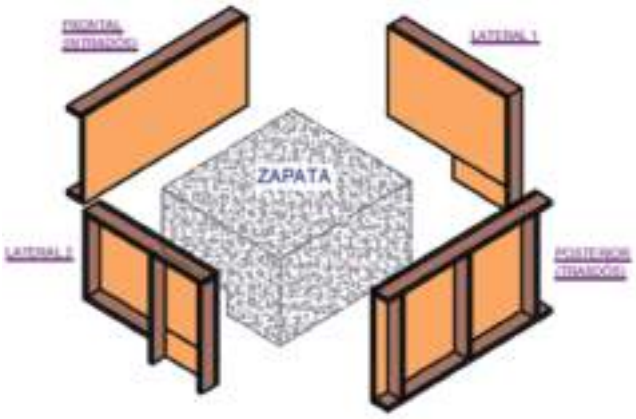


Figura 7: *Etapa 1 - zapata.*

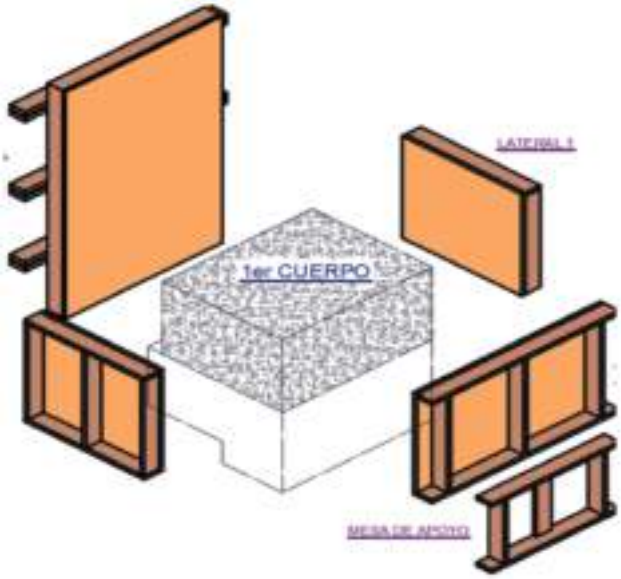


Figura 8: *Etapa 2 - Primer cuerpo.*

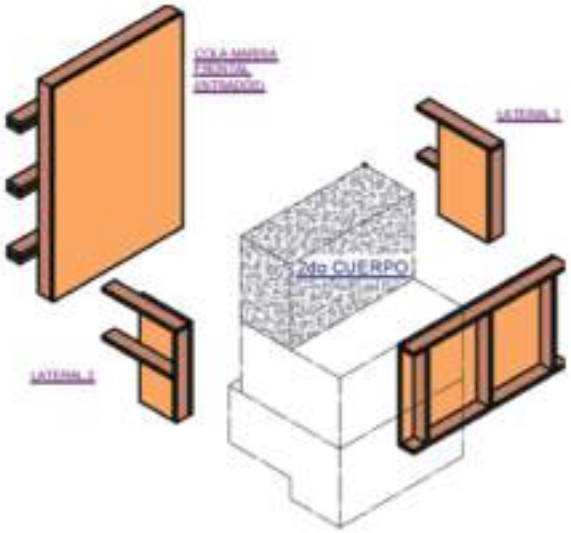


Figura 9: *Etapa 3 - Segundo cuerpo.*

Fotografía 3: *Vaciado de las zapatas.*

Fotografía 4: *Vaciado del primer cuerpo.*

Fotografía 5: *Vaciado del segundo cuerpo.*

El desencofrado se realizó pasadas las 24 horas, para realizar el curado 3 veces al día durante 21 días.

Fotografía 6: *Curado de muros.*

Una vez que los muros endurecidos (pasados los 28 días) se realizó el ensayo de carga. El esquema se presenta en la Figura 10, a fuerza que se a alcanzar es igual a 1.4 veces el empuje de suelo lo que representa un valor de 10.9 kN.

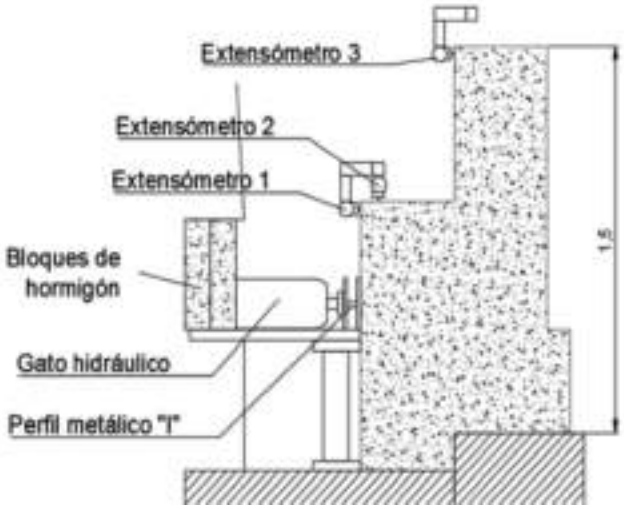


Figura 10: *Esquema para realiza el ensayo de carga, la ubicación del gato hidráulico alineado con el perfil es a 1/3 de la altura del muro.*

Fotografía 7: *Realización del ensayo de cargas sobre los muros de contención construidos.*

RESULTADOS

Se realizó el ensayo de carga y la lectura de desplazamientos en cada extensómetro se registró en intervalos de 20 psi (Tablas 3, 4 y 5) para cada posición de mampuesto PET.

Presión psi	Carga kN	Ext. 1 Desplaz. Zapata mm	Ext. 2 Desplaz. Vertical Zapata mm	Ext. 3 Desplaz. Corona mm
0	0	0	0	0
20	4.66	0.110	0.004	0.220
40	10.01	0.400	0.028	0.720
60	15.37	0.620	0.052	1.240
80	20.73	1.050	0.098	1.920
100	26.09	1.450	0.138	2.550
120	31.45	1.900	0.182	3.250
140	36.80	2.310	0.216	3.900

Tabla 3: *Muro 3 - Mampuesto Perpendicular al eje*

Presión psi	Carga kN	Ext. 1 Desplaz. Zapata mm	Ext. 2 Desplaz. Vertical Zapata mm	Ext. 3 Desplaz. Corona mm
0	0	0	0	0
20	4.66	0.300	0.018	0.760
40	10.01	0.680	0.076	1.670
60	15.37	1.220	0.170	2.960
80	20.73	1.820	0.288	4.250
100	26.09	2.510	0.396	5.780
120	31.45	3.190	0.452	7.140
140	36.80	4.100	0.534	8.580

Tabla 4: *Muro 6 - Mampuesto paralelo al eje.*

La Figura 11 los desplazamientos medidos durante la ejecución del ensayo de carga en el muro 3 (acorde a Tabla 3).

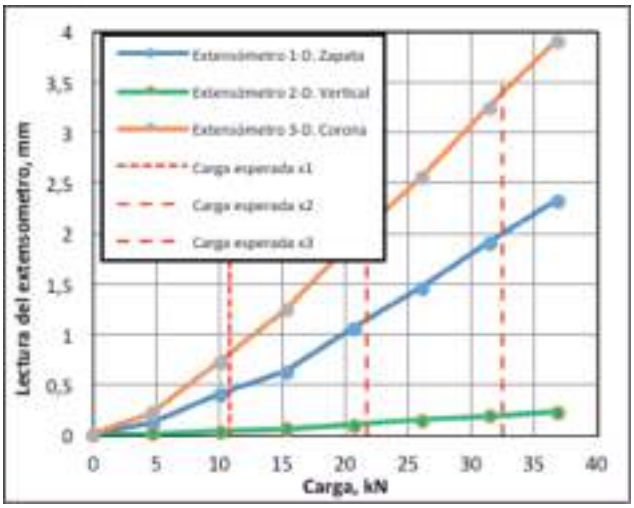


Figura 11: *Ensayo de carga - lectura extensómetros*

La Figura 12 los desplazamientos medidos durante la ejecución del ensayo de carga en el muro 6 (acorde a Tabla 4).

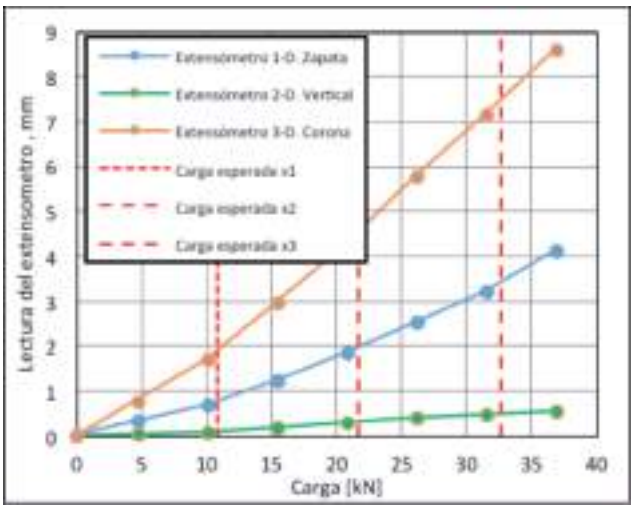


Figura 12: *Ensayo de carga - lectura extensómetros*

Presión psi	Carga kN	Ext. 1 Desplaz. Zapata mm	Ext. 2 Desplaz. Vertical Zapata mm	Ext. 3 Desplaz. Corona mm
0	0	0	0	0
20	4.66	1.980	0.000	2.480
40	10.01	2.970	0.020	4.460
60	15.37	4.460	0.178	7.430
80	20.73	6.440	0.376	10.400
100	26.09	7.920	0.674	13.860
120	31.45	9.900	0.990	16.830

Tabla 5: *Muro 2 - Mampuesto Vertical*

La Figura 13 los desplazamientos medidos durante la ejecución del ensayo de carga en el muro 2 (acorde a Tabla 5).

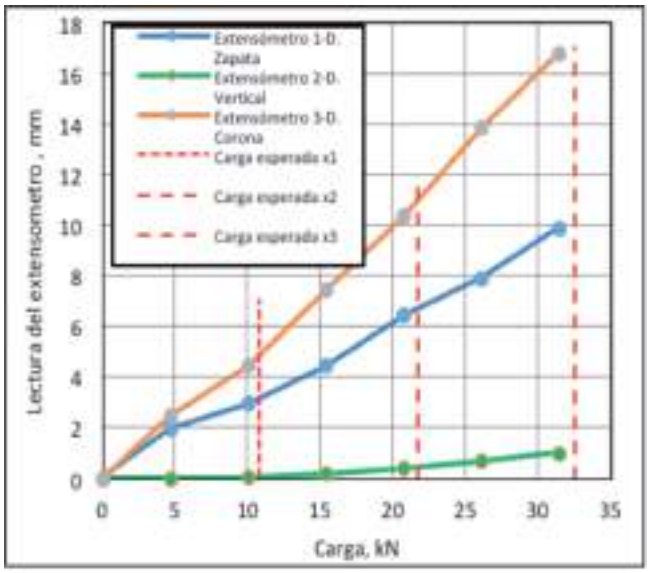


Figura 13: *Ensayo de carga - lectura extensómetros*

En los ensayos se determinaron diferentes tipos de en cada uno de los muros, de modo que se requiere conocer una comparación de desplazamientos entre cada muro con cada posición de mampuesto PET (ver Tabla 6) en el cual se tomó en cuenta solo las lecturas del extensómetro 1, por su posición más cercana al punto de empuje

Presión psi	Carga kN	Extensómetro 1 Desplazamiento Zapata, mm		
		Perpendicular	Paralelo	Vertical
0	0	0	0	0
20	4.66	0.11	0.30	1.98
40	10.01	0.40	0.68	2.97
60	15.37	0.62	1.22	4.46
80	20.73	1.05	1.82	6.44
100	26.09	1.45	2.51	7.92
120	31.45	1.90	3.19	9.90

Tabla 6: *Comparación esfuerzo-desplazamiento por posición de mampuesto PET*

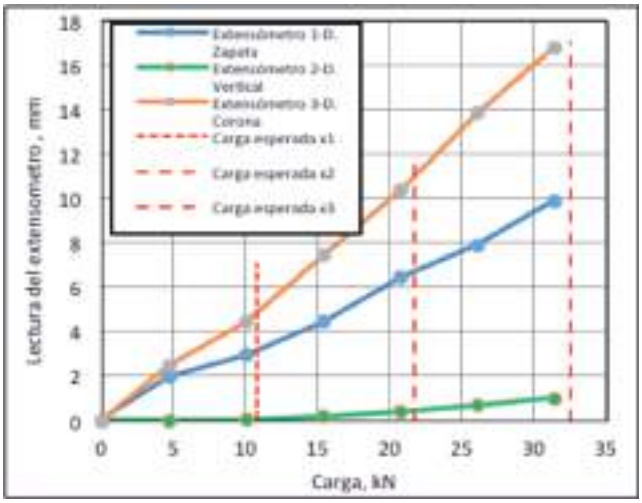


Figura 14: *Desplazamientos por tipo de mampuesto*

Analizando los valores es notable que la posición de mampuesto PET vertical al eje es la que más sufrió desplazamiento.

Al ser un proyecto de investigación y no encontrar falla estructural ni geotécnica al llegar al valor de la carga esperada de 10.9 kN, se continuó aplicando empuje hasta sobrepasar 3 veces dicha carga sin experimentar falla estructural, pero si falla geotécnica, por tanto, en situaciones reales, los muros trabajarían eficientemente.

Luego del ensayo de cada uno de los muros no se evidenció fisura o grieta en su estructura como se observa en la fotografía 8.

Fotografía 8: *Franja crítica y observación del estado estructural.*

La zona de falla geotécnica es el contacto entre el tacón del muro y la carpeta de nivelación. Esquematizando el desplazamiento de los muros (fotografía 9) bajo las cargas aplicadas se observó un claro desprendimiento entre éstos (fotografía 10).

La .Figura 15 esquematiza la forma en la cual se presentan los desplazamientos en los muros

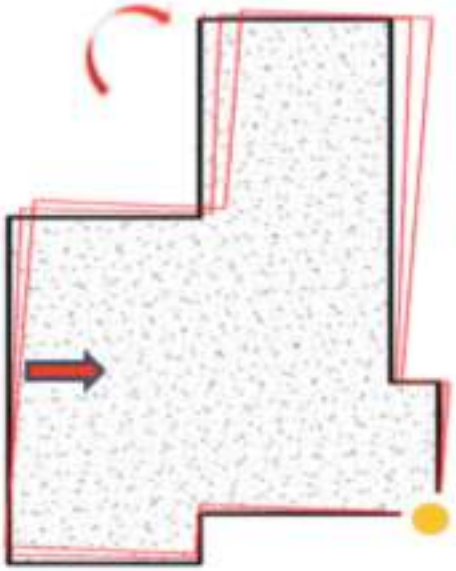
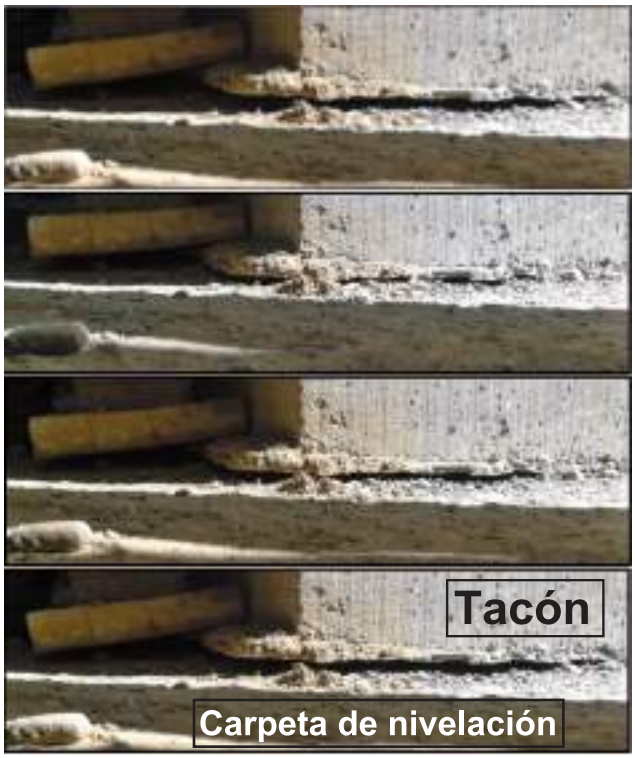


Figura 15: *Esquema de desplazamiento.*



Fotografía 10: *Desprendimiento tacón-carpeta de nivelación.*

Se toma en cuenta en este punto que para el proyecto son ausentes las fuerzas estabilizadoras como el empuje pasivo y la masa del suelo de relleno sobre el trasdós del muro, lo cual termina contribuyendo a ésta falla.

DISCUSIÓN

La construcción de los muros de contención de mampostería PET es factible ´tecnica y económicamente, ya que no presentan problemas de estabilidad al vuelco o deslizamiento, por lo cual se plantean como una alternativa viable a los muros de contención de mampostería de piedra manzana.

Cumpliendo los requerimientos de las especificaciones técnicas, se propone usar la densidad aparente de 21 kN/m^3 para posteriores diseños de muros de mampostería PET.

Se verificó la estabilidad de los muros para soportar las cargas de servicio sobrepasando el valor requerido de 10.9 kN demostrando que no existe ninguna falla.

Se comprobó que existe influencia de la posición del mampuesto en el comportamiento de los muros, siendo la más rígida la posición paralela al eje del muro.

Desde el aspecto económico esta alternativa de construcción también resulta viable para autoconstrucción ya que se reutiliza un material que es un desecho altamente contaminante y se lo utiliza como elemento mampuesto sin generar grandes gastos en su elaboración.

Para proteger las botellas de daños se aconseja un revestimiento de 2 cm de mortero en la parte frontal que a la vez brinda un excelente acabado.

Se comprobó que en el encofrado es muy importante contar con madera de alta calidad (como la madera Cola Marina) para tener un buen acabado en la cara vista del muro. La vida útil se prolonga al cuidar los mismos durante los vaciados y en su almacenaje. Al término de la construcción se encuentran en óptimas condiciones.

El mampuesto PET en sustitución de la piedra manzana es técnica y constructivamente factible, por lo cual, se recomienda utilizar la posición del mampuesto paralelo al eje del muro.

Durante la construcción, se recomienda cuidar la separación entre mampuestos de 1.5 cm y el recubrimiento de 2 cm como mínimo debido a que se observó que en secciones con recubrimiento menor pequeñas fisuras que dan mal aspecto estético al acabado de la obra sobre todo por tratarse de mortero visto.

Se debe esperar al menos 24 horas antes de realizar el desencofrado ya que con tiempos menores se presentan roturas en las esquinas de las secciones.

REFERENCIAS

- **[1] Das, B. M.** (2006). Ingeniería de Cimentaciones. México D.F. Ed. EDAMSA IMPRESIONES, S.A. DE C.V.

- **[2] Das, B. M.** (2012). Fundamentos de Ingeniería de Cimentaciones. México: Ed. Cengage Learning Editores, S.A. de C.V.

- **[3] Cerruto Anibarro Fernando Miguel** Introducción al diseño de mezclas de hormigón. La Paz, Bolivia UMSA (2005).

- **[4] Cerruto Anibarro Fernando M.** Guía de ensayos (agregados - hormigón). La Paz, Bolivia UMSA (2005).

- **[5]"BOTELLAS PET EN EL HORMIGÓN CICLÓPEO DE LOS CIMIENTOS CORRIDOS PARA LA CONSTRUCCIÓN DE VIVIENDA"** Univ. Luis Chambi Ch., Univ. Freddy Pérez Q., Ing. Luis A. Castro Vega, Ing. Fernando M. Cerruto Anibarro.

- **[6] "BASES DE DISEÑO PARA LA CONSTRUCCIÓN SOSTENIBLE CON MAMPOSTERÍA DE LADRILLO TIPO PET".** Univ. Gamboa Recalde Tarquino Fernando, Univ. Recalde Sánchez Andrea Marcel, MSc. Ing. Juan Carlos Moya Heredia

- **[7] "BASES DE DISEÑO PARA LA CONSTRUCCIÓN SOSTENIBLE CON MAMPOSTERÍA DE LADRILLO TIPO PET;** SEGUNDA ETAPA". Univ. Cabrera Valladares Oswaldo Javier, Univ. Ruales Pérez Richard, MSc. Ing. Juan Carlos Moya Heredia

EVALUACIÓN ESTRUCTURAL DE UNA EDIFICACIÓN EXISTENTE DE HORMIGÓN ARMADO PARA LA CONTINUIDAD DE SU CONSTRUCCIÓN

Eliseo Jahdiel Villafuerte Oporto
ejvillafuerte@umsa.bo

RESUMEN

La evaluación de estructuras existentes de hormigón armado en nuestro medio es una de las problemáticas más frecuentes en edificios donde se presentan manifestaciones patológicas de gravedad, edificaciones que cambiaron su uso a lo largo del tiempo y/o edificaciones que han sido abandonadas y se desea proseguir con su construcción. En el presente caso de estudio, se estudió una edificación proyectada para 13 niveles cuya construcción fue paralizada en el tercer nivel por razones desconocidas, se realizaron ensayos de auscultación de materiales y de manifestaciones patológicas en todo el edificio construido, para finalmente determinar las características mecánicas de los materiales que serán utilizados en la evaluación estructural. La resistencia a compresión del hormigón de los niveles existentes es variable en toda la edificación llegando a tener valores entre 19 [MPa] y 28 [MPa], la resistencia del acero fue proporcionado por el ensayo a tracción y se reporta un valor de 420 [MPa] de resistencia de fluencia. Con estos valores se procede a realizar la evaluación estructural del edificio en dos condiciones, situación construida y situación final de proyecto. Los resultados de la evaluación indican que la estructura no presenta problemas con las condiciones actuales de obra, sin embargo, se recomienda construir hasta un máximo de 7 niveles adicionales a las 3 existentes haciendo un total de 10 niveles, debido a que, por encima del décimo nivel las columnas no cumplen la comprobación del ELU y comprometerían la seguridad estructural.

Palabras clave: *Ensayos no destructivos, patología del hormigón, evaluación estructural.*

ABSTRACT

The evaluation of existing reinforced concrete structures in our environment is one of the most frequent problems in buildings where serious pathological manifestations occur, buildings that changed their use over time and/or buildings that have been abandoned and it is desired to continue. with its construction. In the present case study, a building designed for thirteen levels was studied, whose construction was paralyzed on the third level for unknown reasons. Material auscultation tests and pathological manifestations were carried out throughout the constructed building, to finally determine the mechanical characteristics. of the materials that will be used in the structural evaluation. The compressive strength of the concrete of the existing levels is variable throughout the building, reaching values between nineteen [MPa] and twenty-eight [MPa], the strength of the steel was provided by the tensile test and a value of 420 [is reported. MPa] yield strength. With these values, the structural evaluation of the building is carried out in two conditions, built situation and final project situation. The results of the evaluation indicate that the structure does not present problems with the current construction conditions, however, it is recommended to build up to a maximum of 7 additional levels to the existing 3, making a total of 10 levels, because, above the tenth level the columns do not comply with the ELU verification and would compromise structural safety.

Keywords: *Nondestructive testing, Concrete pathology, structural assessment.*

INTRODUCCION

Cuando se solicita un informe o investigación acerca del estado actual de una estructura de hormigón armado, es porque está en duda el nivel de seguridad respecto a la capacidad de carga, o porque las expectativas de durabilidad en servicio se ven disminuidas. Las circunstancias que suelen motivar la petición de un diagnóstico suelen ser las siguientes:

- Dudas, respecto al funcionamiento estructural debido a síntomas o lesiones detectadas mediante una inspección visual (fisuras, deformaciones, patologías, etc.).

- Degradación de la estructura por falta de protección contra las condiciones ambientales (fisuración, corrosión, etc.).

- Dudas, respecto al estado actual de la estructura, al haber estado sometida a las condiciones límite y de servicio (mal uso de la estructura, incendios, sismos, explosiones, etc.).

- Previsión de un incremento de las cargas actuales debido a reformas o por cambio de uso.

En los tres primeros casos, el estudio de daños de todos y cada uno de los componentes de la estructura se realizará mediante la inspección visual, lo que permitirá determinar las causas principales y su incidencia en la estructura en general.

En el último caso la geometría, la caracterización de los materiales y el cálculo estructural serán las herramientas utilizadas. Un levantamiento geométrico de la estructura será necesario con el fin de tener las medidas y localizar áreas de estudio, obtener la información gráfica de toda la estructura es importante al momento de tomar decisiones sucesivas.

Paralelamente la caracterización de los materiales que componen la estructura delimitará el estado actual de los mismos, esto puede realizarse mediante pruebas destructivas como no-destructivas, lo resultados obtenidos indicarán la resistencia mecánica de cada componente estudiado.

Por último, el modelo numérico será una herramienta fundamental para la evaluación de la estructura de hormigón, ya que puede ser utilizado para simular el comportamiento global de la estructura a partir de las propiedades mecánicas de los materiales constituyentes. Los parámetros obtenidos del modelo numérico pueden validarse con respecto a resultados obtenidos de ensayos experimentales.

Así, el modelo numérico es capaz de reproducir el comportamiento real de la estructura y puede ser utilizado para simular diferentes escenarios, evaluar la seguridad estructural, verificar la serviciabilidad, evaluar y comparar distintas propuestas de intervención y refuerzo, siempre tomando en cuenta el enfoque de conservación con el objetivo de lograr el menor impacto posible con la máxima eficacia.

En el caso del presente caso de estudio, que por cuestiones de confidencialidad se denominará Edificación 1, se encuentra ubicado en la ciudad de La Paz, consiste en una estructura de hormigón armado de sistema estructural aporticado, losas aligeradas armadas en dos direcciones apoyados sobre vigas, tal como se muestra en la Figura 1.

Figura N° 1: *Estructura de hormigón armado existente*

A continuación, se detalla la relación de superficies proyectado por nivel del proyecto original (ver Tabla 1), así mismo, la Figura 2 indica el corte en elevación de la edificación del caso de estudio.

Piso	Nivel [m]	Uso - Área
Sótano	-1.91 [m*	Parqueo-636.38 [m^2]
Piso 1	+ 1.09 [m]	Comercio-635.11 [m^2]
Piso 2	+ 4.59 [m]	Depto.-650.31 [m^2]
Piso 3	+ 7.44 [m]	Depto.-650.31 [m^2]
Piso 4	+ 10.29 [m]	Depto.-650.31 [m^2]
Piso 5	+ 13.14 [m]	Depto.-650.31 [m^2]
Piso 6	+ 15.99 [m]	Depto.-650.31 [m^2]
Piso 7	+ 18.84 [m]	Depto.-650.31 [m^2]
Piso 8	+21.69 [m]	Depto.-650.31 [m^2]
Piso 9	+ 24.54 [m]	Depto.-650.31 [m^2]
Piso 10	+ 27.39 [m]	Depto.-650.31 [m^2]
Piso 11	+ 30.24 [m]	Depto.-650.31 [m^2]
Piso 12	+ 33.09 [m]	Depto.-650.31 [m^2]
Piso 13	+ 35.94 [m]	Área Social. - 548.61 [m^2]

Tabla 1: *Relación de superficies del proyecto original*

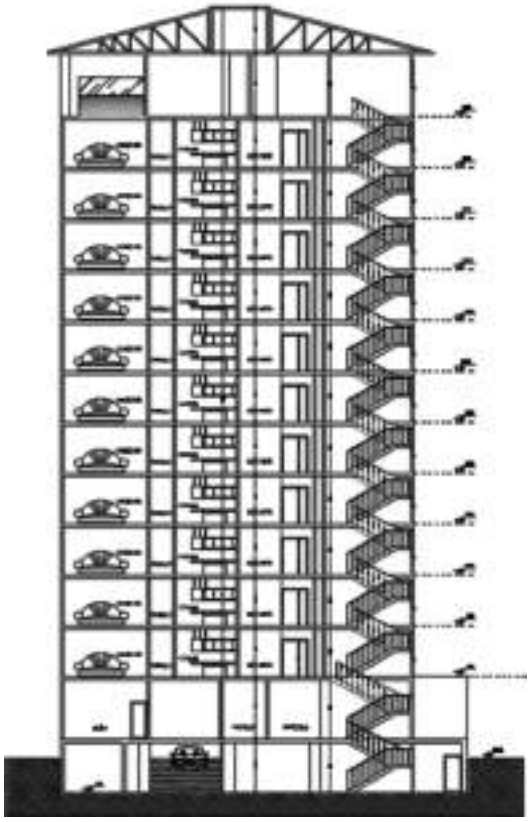


Figura N° 2: *Corte en elevación del caso de estudio*

Actualmente la edificación esta inconclusa, llegando a tener un avance en obra gruesa (elementos de hormigón armado) solo hasta el tercer nivel, el tiempo que permaneció la estructura en este estado es de aproximadamente 14 años, lo que evidencia que ha sufrido los efectos del medio ambiente.

Por lo que el objetivo de la presente investigación es la de verificar el estado patológico estructural de cada elemento de hormigón armado, y si cumple con las verificaciones necesarias en Estado Límite Último (E.L.U) y el Estado Límite de Servicio (E.L.S.) con el propósito de garantizar la seguridad estructural de la edificación ante la continuidad de su construcción en beneficio de los usuarios.

DESARROLLO DE LA INVESTIGACIÓN.

En este acápite se describen los trabajos efectuados en la campaña experimental de campo mediante técnicas no destructivas (NDT) y destructivas (D), el análisis de la información recolectada de la edificación como ser lo planos As-Built, y ensayos de laboratorio específicos con el objetivo de determinar las propiedades mecánicas de los materiales involucrados en la evaluación estructural.

MATERIALES Y METODOS DE INVESTIGACION

Análisis de la información proporcionada planos As-Built.

La información proporcionada al IEM para el estudio de caso, sirvió como información inicial para determinar las acciones necesarias a ser efectuadas en la evaluación estructural, para ello, los planos As-Built proporcionan la información constructiva de la edificación existente y que sirven de parámetros iniciales al momento de una evaluación estructural. En el caso de estudio mencionado, se tuvo acceso a planos As-Built de cimentaciones, vigas, columnas y losas de hormigón armado y detalles constructivos de las secciones estructurales de la edificación.

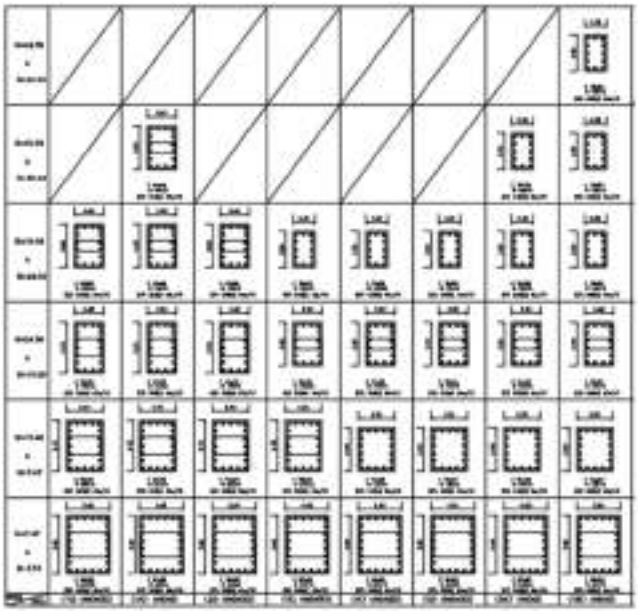


Figura N° 3: *Planos As-Built*

Detección de armaduras.

El objetivo del ensayo de detección de armadura fue la localización de las barras de la armadura de refuerzo que forman parte del hormigón armado en los diferentes elementos estructurales a analizar, a través del detector de metales (equipo electromagnético). Para el presente estudio se dispuso el equipo BOSCH GMS 120 El detector utiliza distintas combinaciones

de bobinas para generar varios campos magnéticos, el procesamiento avanzado de las señales permite:

- Localizar las barras de refuerzo
- Localizar los puntos medios entre las barras de refuerzo
- Determinar la orientación de una barra

Figura N° 4 :*Detección de armaduras*

Esclerometría

El ensayo de esclerometría constituye un método no destructivo que mide la dureza superficial del hormigón, proporcionando valores de resistencia para la evaluación de la calidad del hormigón en estado endurecido.

Figura N° 5: *Ensayo de esclerometría*

Se empleó el Esclerómetro E.L.E, Modelo: 35-1480A de industria inglesa, cuyo funcionamiento se basa en el Método Schmidt. El martillo está diseñado para probar la calidad del hormigón en estructuras acabadas, como edificios y puentes, es adecuado para probar hormigón con resistencias a la compresión de 10 a 70 [MPa] y tiene un peso de 1.40 Kg. Se procedió según la Norma ASTM C805.

Extracción de núcleos

Para el ensayo de extracción de núcleos, se siguió el procedimiento descrito en ASTM C42. Las dimensiones de los núcleos extraídos fueron definidos en función al elemento estructural y tipo de ensayo a realizar en laboratorio. Para esto se tomaron en cuenta las dimensiones máximas del agregado grueso del hormigón, eligiéndose puntos que cumplan estas condiciones de manera satisfactoria, de tal manera que el testigo pueda ser ensayado en condiciones normales. En las extracciones realizadas se utilizaron dos brocas diamantadas de 2 y 4 pulgadas. En total se extrajeron 12 núcleos distribuidos uniformemente en el edificio.

Figura N° 6: *Ensayo de extracción de núcleos*

Resistencia a compresión del hormigón

La Resistencia a la Compresión del Hormigón permite determinar la tensión máxima (rotura general) de compresión axial en MPa que puede soportar un testigo cilíndrico de diámetro igual o superior tres veces el tamaño máximo nominal (T.M.N = 1”) del agregado, con una relación ideal entre su altura (h) y diámetro (Ø) de (h/Ø) =2. Esta propiedad puede ser considerada una de las más importantes y necesarias para establecer valores que permita una

evaluación general de la estructura desde el punto de vista de durabilidad como de capacidad de resistencia. La resistencia es cuantificada mediante una prensa que trasmite la carga al testigo preparado en laboratorio. El equipo empleado para la rotura de las probetas fue una Prensa ELE Accu-Tek Touch 500 Series 220V/50Hz de 2224 [kN] de capacidad.

Figura N° 7: *Ensayo de resistencia a compresión*

Resistencia a tracción del acero de refuerzo

La resistencia a tracción del acero de refuerzo de la estructura de hormigón fue proporcionada por el propietario de la edificación, quien realizo las pruebas en el laboratorio de materiales del IEM, obteniendo los siguientes resultados:

- Resistencia de fluencia del acero = 420 [MPa]

Resumen de ensayos ejecutados

La Figura 8 proporciona un resumen de los ensayos in-situ realizados en la campaña experimental, la distribución de estos, fueron determinados por el especialista del IEM, con el objetivo de encontrar un sentido lógico en el proceso constructivo.

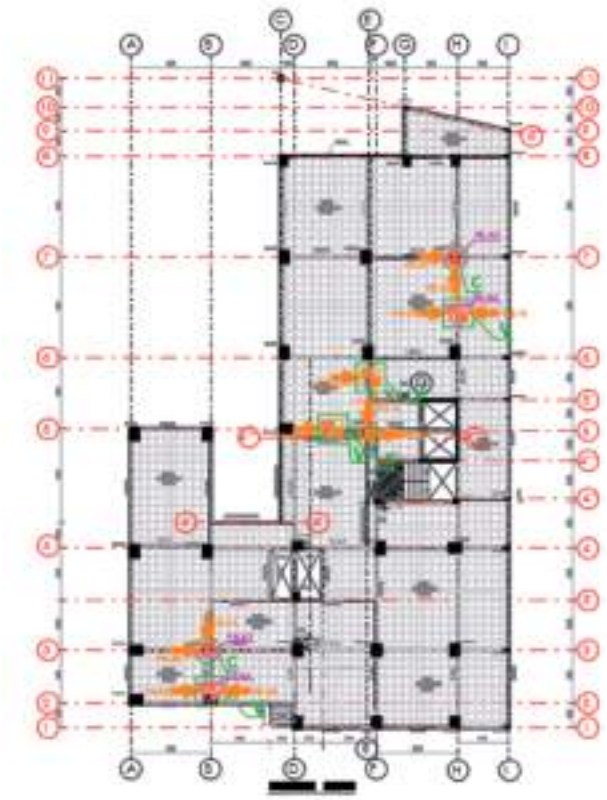


Figura N° 8: *Campaña de ensayos en un nivel de la edificación*

RESULTADOS DE LA INVESTIGACION

Resistencia a compresión del hormigón

Los resultados de resistencia a compresión obtenido por los núcleos fueron relacionados con los resultados obtenidos por el esclerómetro, este procedimiento es necesario con el propósito de corregir las lecturas realizadas por el esclerómetro, ya que la variación en cuanto a las resistencias obtenidas en núcleos fue muy dispersa y no se presenta una correlación directa tal cual se muestra en la Figura 9.

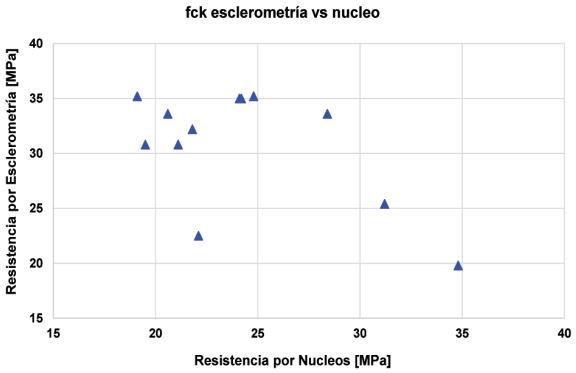


Figura N° 9: *Resistencia por Núcleos vs Resistencia por Esclerometría*

Una vez calculado un factor de corrección, se procede a determinar las resistencias a compresión finales que se utilizaran en la modelación numérica para la evaluación estructural de la edificación.

Cabe también señalar que las resistencias a compresión corresponden a puntos auscultados en la estructura existente y que permitirán verificar los elementos estructurales de la edificación actual.

La Tabla 1 muestran los valores calculados a partir de la corrección de los datos de esclerometría con los núcleos, y se ha estimado además el módulo de deformación longitudinal del hormigón con la ecuación:

$$E_c = 3830\sqrt{f'_c}$$
$$\upsilon = 0.20$$

Donde:

E_c = Módulo de deformación longitudinal [MPa]
υ = Coeficiente de Poisson
f'_c = Resistencia característica estimada [MPa]

Piso	Elemento	*fc* [MPa]	*Ec* [MPa]	*v*
Piso 1	Columnas	19.1	16738.458	0.2
Piso 1	Vigas y Losa	19.5	16912.822	0.2
Piso 2	Columnas	21.8	17882.450	0.2
Piso 2	Vigas y Losas	28.4	20410.702	0.2
Piso 3	Columnas	24.1	18802.141	0.2
Piso 3	Vigas y Losas	21.1	17593.004	0.2
Piso 4	Columnas	20.6	17383.306	0.2
Piso 4	Vigas y Losas	20.6	17383.306	0.2

Tabla 2: *Resistencia a compresión utilizada en el modelo numérico*

Modelación estructural

La simulación numérica del caso de estudio fue realizada en el software SAP2000 (v22.2.0) desarrollado por Computers and Structures, Inc. en Berkeley, California. La modelación estructural comprende 2 situaciones diferentes, descritos a continuación de manera general:

- Modelo 1: Modelo estructural del edificio existente simulado con las propiedades mecánicas de los materiales halladas en laboratorio. En este modelo se realizarán las verificaciones estructurales de los elementos estructurales existentes.
- Modelo 2. Modelo del edificio completo; simulando la futura construcción y con el poder definir si es aconsejable o no proseguir con su construcción.

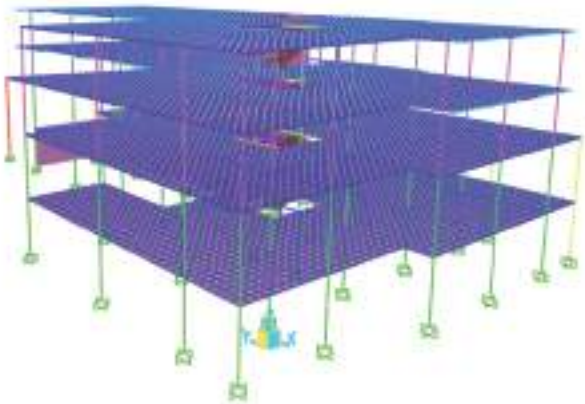


Figura N° 10: *Modelo 1 - Situación actual de construcción*

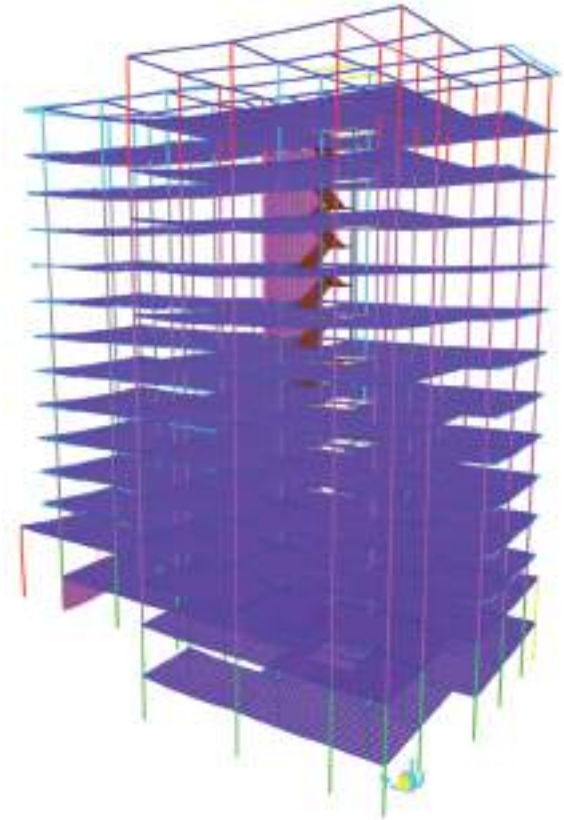


Figura N° 11: *Modelo 2 - Edificio completo construido*

Análisis de cargas

En el alcance de este trabajo, las cargas que se consideraron para el modelo numérico fueron solo

gravitacionales, debido a que la evaluación de la seguridad es a requerimiento de una falla por deformación de la estructura. La comprobación de las condiciones de servicio se realizó simultáneamente con el modelo numérico.

El peso propio de la estructura fue considerado automáticamente por el programa SAP2000 de acuerdo con la densidad del material y las propiedades geométricas de los elementos.

Material	Densidad
Hormigón armado	24 [KN/m^3]
Acero de refuerzo	76.98 [KN/m^3]

Tabla 3: *Densidad de los materiales*

En lo que refiere a las cargas permanentes, son todas las cargas adicionales que son fijas en la estructura, como el pavimento de hormigón simple usado en la nivelación de losas de hormigón, cubiertas, mampostería, etc., por lo tanto, se calculó las cargas permanentes que serán aplicadas sobre la estructura de hormigón. La Tabla 4 indica los valores calculados y asumidos para el análisis estructural

LOSA NIVEL +1.09				
Tipo de carga	Espesor [m]	PU [kN/m^3]	Carga distribuida [kNm^2]	Referencia NB 1225002-1
Tabiqueria			1.50	
Contrapiso de nivelación	0.05	23	1.15	
Cielo raso o falso			0.25	Tabla 3.5
Piso de granito	0.02	22	0.44	Tabla 3.2
Total			**3.34**	

LOSA NIVEL +4.59				
Tipo de carga	Espesor [m]	PU [kN/m^3]	Carga distribuida [kNm^2]	Referencia NB 1225002-1
Tabiqueria			2.90	
Contrapiso de nivelación	0.05	23	1.15	
Cielo raso o falso			0.25	Tabla 3.5
Piso de granito	0.02	18	0.36	Tabla 3.2
Total			**4.66**	

LOSA NIVEL +7.44				
Tipo de carga	Espesor [m]	PU [kN/m^3]	Carga distribuida [kNm^2]	Referencia NB 1225002-1
Tabiqueria			2.90	
Contrapiso de nivelación	0.05	23	1.15	
Cielo raso o falso			0.25	Tabla 3.5
Piso de granito	0.02	18	0.36	Tabla 3.2
Total			**4.66**	

LOSA NIVEL +10.29				
Tipo de carga	Espesor [m]	PU [kN/m^3]	Carga distribuida [kNm^2]	Referencia NB 1225002-1
Tabiqueria			2.90	
Contrapiso de nivelación	0.05	23	1.15	
Cielo raso o falso			0.25	Tabla 3.5
Piso de granito	0.02	23	0.46	Tabla 3.2
Total			**4.76**	

Tabla 4: *Cargas permanentes en la edificación*

Las cargas variables se refieren principalmente a la carga de uso que tendrá la edificación, en ese sentido se debe definir el uso actual de los ambientes de todo el edificio para evaluar la carga que verdaderamente actúa sobre la estructura (ver Tabla 5)

LOSA NIVEL +1.09		
Sobrecarga de uso	Carga distribuida [kNm^2]	Referencia NB 1225002-1
Micromercado y áreas comerciales	5.00	Tabla 4.1
Restaurant	5.00	
Depósitos	3.00	
Areas de administración	3.00	

LOSA NIVEL +4.59		
Sobrecarga de uso	Carga distribuida [kNm^2]	Referencia NB 1225002-1
Habitaciones	2.00	Tabla 4.1
Sala comedor	2.00	
Pasillos	2.00	

LOSA NIVEL +7.44		
Sobrecarga de uso	Carga distribuida [kNm^2]	Referencia NB 1225002-1
Habitaciones	2.00	Tabla 4.1
Sala comedor	2.00	
Pasillos	2.00	

LOSA NIVEL +10.29		
Sobrecarga de uso	Carga distribuida [kNm^2]	Referencia NB 1225002-1
Habitaciones	2.00	Tabla 4.1
Sala comedor	2.00	
Pasillos	2.00	

BAÑOS Y COCINAS		
Sobrecarga de uso	Carga distribuida [kNm^2]	Referencia NB 1225002-1
Baños de áreas compartidas	3.00	Tabla 4.1
Baños de viviendas	2.00	
Cocina de restaurant	4.00	
Cocina de viviendas	2.00	

ESCALERAS		
Sobrecarga de uso	Carga distribuida [kNm^2]	Referencia NB 1225002-1
Escaleras	5.00	Tabla 4.1

LOSA DE TANQUE DE AGUA		
Sobrecarga de uso	Carga distribuida [kNm^2]	Referencia NB 1225002-1
Mantenimiento	1.00	Tabla 4.1

Tabla 5: *Cargas variables*

Solicitaciones obtenidas

Una vez realizado el modelado numérico y la aplicación de las cargas gravitacionales en la estructura, se pueden determinar las solicitaciones que son necesarias para la evaluación estructural del edificio y que permitió calcular las capacidades mecánicas de cada uno de los elementos estructurales como ser, vigas columnas y losas. La Figuras 12 muestran los diagramas de momentos flectores de las vigas de la edificación.

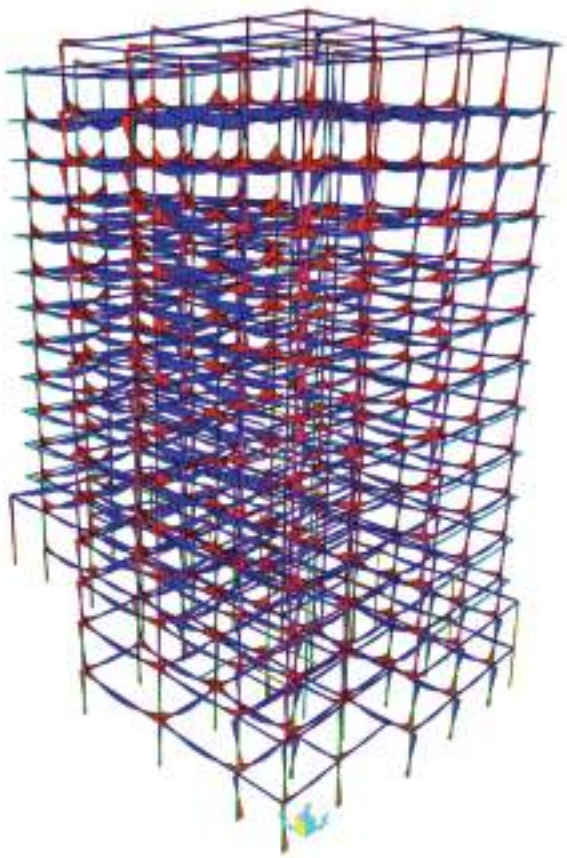


Figura N° 13: *Modelo 2 - Momentos flectores*

Verificación estructural

Para satisfacer este requisito, los elementos de hormigón armado de la estructura se evaluaron de forma que se cumplan los niveles mínimos de seguridad para cada una de las exigencias que se establecen en la norma NB1225001. Se entiende que el cumplimiento de esta instrucción, complementada por las correspondientes reglamentaciones específicas relativas a acciones, es suficiente para garantizar la satisfacción de este requisito de seguridad estructural. La estrategia general que se utilizó en la verificación del nivel de seguridad es la siguiente: (i) se adoptaron las propiedades mecánicas de los materiales indicadas anteriormente; (ii) se utilizó el modelo numérico realizado en SAP 2000 para determinar las solicitaciones máximas de la estructura con las diferentes sobrecargas de uso que actúan sobre la estructura; (iii) para el cálculo de la capacidad resístete de una sección de hormigón sometido a flexión se utilizó la información del levantamientos de armaduras e información de los planos As-Built. (iv) finalmente se emitió un criterio de cumplimiento para cada sección de hormigón analizada y definir si esta misma debiese ser reforzada o no. Los estados límites evaluados fueron:

- E.L.U a flexión y corte en vigas y losas
- E.L.U a flexión en columnas
- E.L.S de deformación en vigas y losas

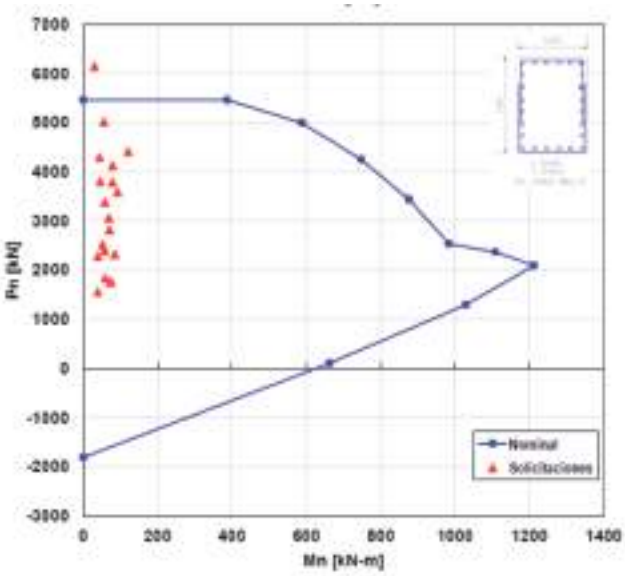


Figura N° 14: *Diagrama de interacción de columna y verificación en E.L.U.*

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

- Mediante los trabajos de inspección y diagnóstico realizados se concluye que la estructura ha sufrido daños leves respecto a la funcionalidad, pero no llegaron a comprometer el comportamiento estructural del edifico, sin

embargo la presencia de manifestaciones patologías como la fisuración debe ser solucionada por medio epoxis especiales para garantizar la rigidez de los elementos estructurales. La exposición al medio ambiente puede ocasionar problemas en la estructura de hormigón si es que no se toman las medidas adecuadas para su mitigación.

- Respecto al estudio de los materiales: Con los sondeos realizados se pudo determinar las propiedades mecánicas que se utilizaron en la modelación numérica, concluyendo que el hormigón tiene un comportamiento que no favorece a la estructura a nivel de servicio, debido a que los resultados de laboratorio estimaron la resistencia a compresión entre 19.1 MPa (Piso 1) y 20.6 MPa (Piso 4), lo que evidencia la calidad de los materiales empleados durante su construcción. No se tuvo información acerca del acero de refuerzo por lo que se usaron asumidos por el calculista en función del tiempo de construcción. Sin embargo, existen sectores principalmente en los sectores de Piso 2 y 3 que se tiene una buena resistencia del hormigón (entre 21.8 y 28.4 MPa).

- Analizando los resultados de la verificación para los elementos estructurales de vigas, se concluye que las vigas cumplen en su mayoría los requerimientos estructurales determinados en el Estado Límite de Ultimo de resistencia. Sin embargo, existen algunos elementos estructurales de vigas que no cumplen dicho criterio, por lo que se recomienda reforzar dichos elementos con materiales innovadores que garanticen el aumento de su capacidad resistente.

- De la misma manera, para la verificación en Estado Límite de Servicio, no se presentan deformaciones excesivas o al límite de las deformaciones admisibles, por lo que cumplen criterios técnicos de la verificación.

- Respecto a la verificación de las losas, en Estado Límite Ultimo, se cumplen las verificaciones necesarias a flexión. Sin embargo, cuando se verifica el esfuerzo cortante en los apoyos de los elementos de losa, no cumplen la misma, esto debido a la falta de ábacos constructivos de los cuales carece la construcción. En los planos As-Built no se encontraron evidencias de armadura de esfuerzo de corte, por lo que no se lo tomo en cuenta en el análisis. Se recomienda reforzar los sectores de unión viga coluna losa, rigidizando dichos sectores, para evitar la falla por punzonamiento.

- Respecto a la verificación de las columnas, en primera instancia se verificaron las mimas en condiciones actuales de la construcción, cumpliendo todos los requerimientos del Estado Límite Ultimo, por lo que, en condiciones actuales, las columnas no presentaran ningún problema.

- Sin embargo, cuando se realiza la verificación de las columnas cuando se simula el edificio completo, existen columnas que no cumplen las verificaciones ELU, por lo que se recomienda, realizar un recalculo estructural y proponer hasta un máximo de 10 niveles de los 13 niveles propuestos. Esto debe justificarse con un recalculo estructural si se desea construir el edificio en su totalidad.

RERENCIAS

- **[1] ACI Committee 437R-03 -** "Strength Evaluation of Existing Concrete Buildings" American Concrete Institute (ACI), Committee 437, 2003.

- **[2] ACI Committee 440** (2002) Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Concrete Structures, ACI 440.2R-02. American Concrete Institute, MI, USA.

- **[3] ACI Committee 318**, American Concrete Institute, and International Organization for Standardization. 2019. Building Code Requirements for Structural Concrete (Aci 318-08) and Commentary. Farmington Hills, ich.:American Concrete Institute.

- **[4] CSI,** CSI Analysis Reference Manual for SAP2000 ®, ETABS ®, SAFE ® and CSIBridge®, Berkeley, California, USA, July 2016.

- **[5] EHE-08**. Instrucción de Hormigón Estructural. Ministerio de Fomento. Secretaría General Técnica. Gobierno de España, 2010.

- **[6] García Meseguer, A.**, Morán F. y Arroyo, J.C. Jiménez Montoya Hormigón Armado. Barcelona. España, 2009.

- **[7] L.M. Gil-Martín, D.** López-Martín, E. Hernández - Montes, M. A. Aschheim. Dimensionamiento en rotura a flexión de secciones de hormigón armado. Un planteamiento compacto. Informes de la Construcción, diciembre 2012.

- **[8] Porto, J., Msc.** Thesis. Manual de patologías en las estructuras de hormigón armado. La Coruña: Universidad de La Coruña, Escuela Universitaria de Arquitectura, 2005.

ESTUDIO EXPERIMENTAL PARA LA ESTABILIZACIÓN DE SUELOS ARCILLOSOS CON POLVO DE CÁSCARA DE HUEVO Y CAL

Ramiro Antonio Condori Quispe
rsr788450@gmail.com
Ángel Ramos Maita
aramos@umsa.bo

RESUMEN

La siguiente investigación evaluó el efecto de reemplazar el agente estabilizador de la cal con polvo de cáscara de huevo, en un suelo arcilloso obtenido del municipio de La Paz, Zona Alto Següencoma, Avenida del Policía. Se utilizó el método Eades - Grim ASTM D 6276 para obtener el porcentaje óptimo de cal para estabilizar el suelo arcilloso, obteniendo como resultado 7%. Luego se remplazó la cal con polvo de cáscara de huevo en un 50% y 25% del agente estabilizante, encontrando mejores propiedades físico-mecánicas del suelo.

Los ensayos realizados fueron Límites de Atterberg, Compactación Proctor y Relación de rodamiento California CBR. Finalmente, con el diseño factorial se concluyó que la sustitución del 25% de cal por polvo de cáscara de huevo se asemeja a los resultados tratados solo con cal. Además, que el resultado de CBR sin tratar se calificó como subrasante Muy Mala y los resultados con cal y polvo de cáscara de huevo sube de categoría a subrasante Regular-Buena.

Palabras Clave: *Cal, Polvo de cáscara de huevo, Estabilización de suelos arcillosos, Mejoramiento, Subrasante, Limites de Atterberg, Compactación Proctor, CBR.*

ABSTRACT

The following investigation evaluated the effect of replacing the lime stabilizing agent with eggshell powder, in a clay soil obtained from the municipality of La Paz, Alto Següencoma Zone, Avenida del Policia. The Eades - Grim ASTM D 6276 method was used to obtain the optimal percentage of lime to stabilize the clay soil, obtaining 7% as a result. Then the lime was replaced with 50% eggshell powder and 25% of the stabilizing agent, finding better physical-mechanical properties of the soil.

The tests carried out were Atterberg Limits, Proctor Compaction and California Bearing Ratio CBR. Finally, with the factorial design it was concluded that the replacement of 25% of lime with eggshell powder is similar to the results treated with lime alone. In addition, the untreated CBR result was classified as Very Poor subgrade and the results with lime and eggshell powder were upgraded to Fair-Good subgrade.

Keywords: *Lime, Eggshell powder, Stabilization of clay soils, Improvement, Subgrade, Atterberg limits, Proctor compaction, CBR*

INTRODUCCIÓN

Los suelos arcillosos con alta plasticidad a lo largo de la evolución de las obras ingenieriles, han representado un obstáculo, el cual muchas veces se prefiere reemplazar en su totalidad y cambiarlos por otro modificando su granulometría o añadiendo aditivos.

El mejoramiento de suelos mediante la estabilización química con cal es una de las técnicas más usadas en los proyectos viales, debido a que presenta bajo costo de ejecución respecto a otros métodos de mejora como la sustitución del material, compactación y mezcla con cemento o ceniza volante. El aporte de esta investigación es cuantificar el porcentaje óptimo de cal para estabilizar los suelos arcillosos presentes

en el municipio de La Paz, Zona Alto Següencoma, Avenida del Policía, y reemplazar una cierta cantidad de la cal con polvo de cáscara de huevo.

Además, la generación de residuos de cáscara de huevo en el país supera las cien mil toneladas al año, siendo así una cantidad considerable para implementar su uso como un agente químico estabilizador de un suelo arcilloso. Este residuo está constituido de minerales como carbonatos y fosfatos, que a su vez se encuentran en forma de nanopartículas.

DESARROLLO DE LA INVESTIGACIÓN

En este apartado se describen las características de los materiales empleados y los equipos utilizados para los diferentes ensayos que realizamos durante la investigación

Seguidamente se presentará los ensayos realizados para estudiar el comportamiento del empleo de adición de polvo de cáscara de huevo en diferentes porcentajes con cal y compararlo con el resultado estabilizado solo con cal.

MATERIALES Y MÉTODOS

Suelo

La ubicación del proyecto de investigación y donde se sacaron las muestras de suelo son: Municipio de La Paz, Zona Alto Següencoma, Avenida del Policía.

Figura 1: *Ubicación de la muestra de suelo*

El área de investigación está caracterizada por presentar una topografía sumamente irregular y muy variable, en sectores con pendiente pronunciada calles, avenidas colindantes y sectores de superficie sub horizontal debido a cortes. Además presenta como característica, complejidad Geológica, determinada por la presencia de depósitos de materiales heterogéneos, considerando aspectos tanto litológicos como morfo-estructurales, además de fenómenos de Remoción en Masa, (Torrentes de Barro) que dejaron huellas de deslizamientos antiguos y acumulación de materiales arcillosos y granulares y también la presencia de Remanentes de arcillas de la Formación La Paz.

Figura 2: *Muestra de suelo*

Cal

La cal, de diversos usos en construcción y vías, es un producto solido de color blanco y amorfo, resultado de la descomposición mediante calor (900ºc) de roca caliza que se refleja en la siguiente reacción:

$$CO3Ca + calor \longrightarrow CO2CaO$$

En estado natural, se explota el carbonato cálcico (*CO3Ca*) que se descompone en dióxido de carbono (*CO2*) y oxido de calcio (*CaO*) o cal viva para su posterior uso.

Figura 3: *Cal Collana*

Para el desarrollo de la investigación se utilizó la Cal Collana ya que este producto se encuentra en nuestro medio local.

Polvo de Cáscara de Huevo PCH

La cáscara está constituida en su mayor parte por una matriz cálcica. Compuesta por 1,6% de agua, 95,1 % de minerales, de los cuales 93,6% corresponden a carbonato de calcio en forma de calcita, 0,8% de carbonato de magnesio y 0,73% de fosfato tricálcico, y finalmente 3,3% de materia orgánica (Fernández & Arias, 2000).

Figura 4: *Cáscara de huevo*

Figura 5: *Polvo de Cáscara de Huevo*

Ya que este material es un desecho doméstico y se acumula en grandes cantidades en las familias se fue reciclando y luego secado en sol para finalmente ser molido o triturado en el mortero hasta el punto que pase el tamiz 20.

Ensayos realizados en el suelo natural

Las muestras de suelo fueron utilizadas para realizar las pruebas de laboratorio según norma. Para la caracterización física del suelo se realizaron pruebas como: Granulometría por tamizado (ASTM D422-63-AASHTO T27-93), Granulometría por método hidrométrico (ASTM D421-58 Y 422- 63-AASHTO T87-86 Y T88-93), Límite Líquido (ASTM D423-66- AASHTO T89-68), Límite Plástico (ASTM D424-59-AASHTO T90-70), Densidad seca-método de trozos inalterados (ASTM D854-02- AASHTO T233-86) y Peso Específico (ASTM D854-02-AASHTO T100-70).

Figura 6: *Muestras de suelo tamizado*

Ensayos realizados con la cal

Con la muestra de cal se realizó los siguientes ensayos antes de la estabilización con el suelo: Determinación del contenido de cal útil vial en una cal comercial (INV E- 602-13) y Estimación de la proporción de cal necesaria para estabilizar un suelo a partir de la medida del PH (Eades - Grim) ASTM D 6276-99a 2006.

Figura 7: *Lectura de pH de muestras*

Ensayos realizados con suelo, cal y polvo de cáscara de huevo

Después de realizar los ensayos con la cal, se procedió a realizar la estabilización con cal y polvo de cáscara de huevo (PCH) en distintos porcentajes.

Los cuales fueron en 3.5% de PCH, 3.5% de cal y suelo, es decir se sustituyó el 50% del agente estabilizador. Y el otro es de 1.75% de PCH, 5.25% de cal y suelo, es decir se sustituyó el 25% del agente estabilizador.

Los ensayos realizados con suelo, cal y PCH con distintos porcentajes fueron **Límite de Atterberg,** Compactación (ASTM D698 AASHTO T99) y CBR (ASTM D1883-AASHTO T193).

Figura 8: *Muestra de suelo, cal y PCH*

Figura 9: *Moldes de C.B.R. compactadas con suelo, cal y PCH*

RESULTADOS DE LA INVESTIGACIÓN

Resultados obtenidos en el suelo natural

El resultado de la granulometría del suelo de estudio se muestra en la siguiente tabla:

GRANULOMETRÍA POR TAMIZADO		
GRAVA	(%)	0.30
ARENA	(%)	11.64
FINO	(%)	88.06
TOTAL	(%)	100
GRANULOMETRÍA POR HIDROMETRÍA		
LIMO	(%)	48.95
ARCILLA	(%)	39.11

Tabla 1: *Resumen de resultados Granulometría suelo*

Se determinó el límite de consistencia del suelo de estudio y también se clasifico el suelo por el métodoSucs y AASHTO dando como resultado:

LÍMITES			CLASIFICACIÓN UNIFICADA	DESCRIPCIÓN	CLASIFICACIÓN AASHTO	DESCRIPCIÓN
LL	LP	IP	SIGLA		SIGLA	
34.2	20.1	14.1	CL	ARCILLA LIGERA ARENOSA	A-6 (10)	SUELOS ARCILLOSOS

Tabla 2: *Límite de Consistencia y Clasificación del suelo*

Se determinó la gravedad específica de los sólidos de la muestra, dando como resultado:

$$Gs = 2.73$$

Se obtuvo la densidad del suelo con muestra inalterada en la siguiente tabla:

	M1	M2	Prom.
Densidad del suelo húmedo, Dh grs/cm^3	2.22	2.14	2.18
Densidad del suelo seco, Ds grs/cm^3	2.03	1.94	1.98

Tabla 3: *Resultados de Densidad de trozos inalterados*

Resultados obtenidos en la Cal

Se logró determinar el porcentaje de Cal Útil Vial de la cal de estudio que realmente intervendría en cualquier proceso. Este método resulto ser práctico para evaluar la calidad de una cal para estabilizar un suelo arcilloso

Características	CaO %	Ca(OH)2 %	C.U.V.
	%	%	g
Cal Collana	70.75	93.49	1.07

Tabla 4: *Determinación Cal Útil Vial*

El método de ensayo utilizado para encontrar el porcentaje óptimo de cal (Eades - Grim), se obtiene a partir de la medición estándar de pH para las mezclas suelo-cal según la norma ASTM D 6276, obteniendo 7% de cal como el porcentaje óptimo para estabilizar este suelo arcilloso detallado en la tabla 5.

Características	Cal	Suelo	Agua	PH Medido
	%	g	ml	
Cal Collana	7	25	100	12.4

Tabla 5: *Resumen de resultados Granulometría suelo*

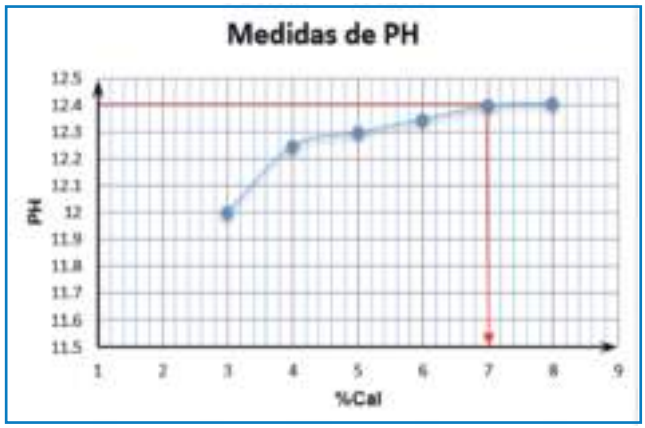


Figura 10: *Medidas de pH (Eades - Grim)*

Resultados obtenidos en la estabilización del suelo con polvo de cáscara de huevo y cal

A continuación se muestra los resultados del ensayo de Límite de Atterberg con cal y Polvo de Cáscara de huevo.

Características	Ensayo de Límite	Ensayo de Límite	Indice de plasticida
	LL %	LP %	IP
Suelo Natural	34.2	20.1	14.01
SN + 7% CAL	38.9	32.2	6.7
SN 35% CAL + 3.5%PCH	38.9	28.9	10.0
SN 5.25% CAL + 1.75%PCH	35.1	28.8	6.3

Tabla 6: *Resumen de resultados de Límite de Atterberg*

Se observa en los resultados de compactación en la tabla 7 que para la misma energía de compactación la humedad óptima crece y la densidad seca decrece con la estabilización de cal y polvo de cáscara de huevo PCH.

COMPACTACIÓN PROCTOR AASHTO T-99		
Características	Ds (g/cm^3)	Hopt (%)
Suelo Natural	1.900	12.00
SN + 7% CAL	1.860	12.40
SN 35% CAL + 3.5%PCH	1,870	12.20
SN 5.25% CAL + 1.75%PCH	1.840	12.40

Tabla 7: *Resumen de resultados Compactación Proctor*

Figura 11: *Contenido de Humedad vs. Densidad seca del suelo*

Una vez culminado el ensayo proctor modificado, se halló la densidad máxima seca al 100% y 95%. Con estos resultados se procede a la ejecución del ensayo CBR al material del suelo natural, en combinación con los estabilizantes por separado, para que esta manera se pueda encontrar el desempeño de cada estabilizante.

En la tabla 8 se observa que cada dosificación cal y PCH aumentó el CBR con respecto al valor de soporte del suelo natural, Estos resultados muestran una mejora en la capacidad de carga al adicionar cal y PCH comprueban las mejoras en esta propiedad del suelo al utilizar el agente estabilizante.

Muestra	Característica	CBR 100%	CBR 100% Promedio	CBR 95 %	CBR 95% Promedio	Expansión %	Expansión (%) Promedio
1	Suelo Natural	3.4	3.4	1.9	1.9	4.26	4.26
2	SN + 7% CAL	28.00	26.50	19.00	19.00	0.3	0.444
3	SN + 7% CAL	27.00		18.00		0.3	
4	SN + 7% CAL	26.00		19.00		0.94	
5	SN + 7% CAL	25.00		20.00		0.36	
6	SN 35% CAL + 3.5%PCH	25.00	24.13	17.50	17.13	0.28	0.525
7	SN 35% CAL + 3.5%PCH	24/00		17:00		0.3	
8	SN 35% CAL + 3.5%PCH	24.50		18.00		0.9	
9	SN 35% CAL + 3.5%PCH	23.00		16:00		0.62	
10	SN 5.25% CAL + 1.75%PCH	26.00	25.25	17.00	18.13	0.58	0.455
11	SN 5.25% CAL + 1.75%PCH	25.00		19.00		0.2	
12	SN 5.25% CAL + 1.75%PCH	26.00		18.00		0.58	
13	SN 5.25% CAL + 1.75%PCH	24.00		18.50		0.46	

Tabla 8: *Resumen de resultados del ensayo de CBR*

Análisis Estadístico para CBR al 95%

ENSAYO	REPETICIONES	SN + 7% CAL	SN 35% CAL + 3.5%PCH	SN 5.25% CAL + 1.75%PCH
		A	B	C
CBR 95%	1	19.00	17.50	17.00
	2	18.00	17.00	19.00
	3	19.00	18.00	18.00
	4	20.00	16.00	18.50

Grupos	Cuenta	Suma	Promedio	Varianza
A	4	76	19.00	0.667
B	4	68.5	17.13	0.729
C	4	72.5	18.13	0.729

Origen de las variaciones	Suma de cuadrados	Grados de libertad	Promedio de los cuadrados	F	Probabilidad	Valor crítico para F
Entre grupos	7.042	2	3.521	4.971	0.035	4.256
Dentro de los grupos	6.375	9	0.708			
Total	13.417	11				

Tabla 9: *Análisis de varianza para CBR 95%*

Planteamiento de la hipótesis:

H0: A = B = C

Ha: Al menos dos son diferentes

REGLA DE DECISIÓN

Como FC=4.971 > Ft5%=4.256 se rechaza la hipótesis nula H0. Al rechazarse la hipótesis nula podemos proceder con la diferencia mínima significativa (DMS).

PLANTEAMIENTO DE LA HIPÓTESIS

H0 : Ui - Uj Nos establece la diferencia de las medias

H1 : UI ≠ Uj Las medias son diferentes

CÁLCULO DE PARÁMETROS

Se calculó por el método Tukey:

$$T_a = q_a\,(k,N-k) * \sqrt{CM_E/ni}$$

$$T_a = 3.95 * \sqrt{\frac{0.708}{4}} = 1.66$$

DIFERENCIA DE NIVELES	DIFERENCIA DE LAS MEDIDAS	RESULTADOS	CONCLUSIÓN
A -B	1.88	1.88 > 1.66	A = B
A -C	0.88	0.88 < 1.66	A = C

Tabla 10: *Prueba de comparación de medias diferentes para CBR 95%*

CONCLUSIONES

El suelo según la clasificación SUCS es un CL "Arcilla ligera arenosa" , para la clasificación AASHTO es un A-6 (10) "suelo arcilloso".

El índice de plasticidad se determinó por el ensayo de Límites de Atterberg resultando IP=14.1

La Densidad Seca Máxima para este suelo fue de 1.900 g/cm^3 y el contenido óptimo de agua de 12 %, valores característicos en este tipo de suelo.

Con el ensayo denominado Cal Útil Vial se determinó la proporción de la cal es capaz de producir cambios en el suelo. Dando resultados: CUV= 1.07 (Cal Collana).

Mediante el ensayo de Estimación de la proporción de cal necesaria para estabilizar un suelo a partir de la medida del pH de Eades - Grim norma ASTM D 6276, se determinó como dosis óptimas: 7% para cal Collana.

Los resultados del ensayo Límites de Atterberg de la estabilización, demuestran mejoras en el suelo, de un índice de plasticidad alta a un índice de plasticidad bajo y también se observa que el suelo estabilizado con cal al 7% y 5.25%cal + 1.75%PCH son las dosificaciones óptimas.

Los resultados de capacidad de soporte de los suelos al 95% que se consigue con esta estabilización, demuestran incrementos significativos en relación al suelo original:

CBR = 1.9 % (Suelo Natural)

CBR = 19% (Suelo + 7%Cal)

CBR= 17.13% (Suelo + 3.5%CAL + 3.5%PCH)

CBR= 18.13 % (Suelo + 5.25%CAL + 1.75%PCH)

El mejor resultado de CBR con polvo de cáscara de huevo se da con 5.25%CAL + 1.75%PCH (es decir reemplazando un 25% de cal). Por los CBR obtenidos con cada mezcla suelo cal y polvo de cáscara de huevo, se categoriza al suelo natural como subrasante Muy Mala y los demás se caracterizan como subrasante Regular-Buena (20% > CBR $\geq$ 8%).

CBR (%)	Clasificación cualitativa del suelo	Uso
2. - 5	Muy mala	Sub - rasante
5. - 8	Mala	Sub - rasante
8. - 20	Regular - Buena	Sub - rasante
20. - 30	Excelente	Sub - rasante
30. - 60	Buena	Sub - base
60. - 80	Buena	Base
80. - 100	Excelente	Base

Tabla 11: *Clasificación y uso del suelo según el valor de CBR (Assis, 1988)*

Para finalizar la comparación se analizó con un análisis estadístico de los resultados obtenidos del CBR al 100 y 95%, que el método A y C no tienen una diferencia significativa para ambos casos, donde el Método A = 7%cal y Método C = 5.25%CAL + 1.75%PCH, es decir que se puede reemplazar la cal con polvo de cáscara de huevo PCH hasta un 25%.

RECOMENDACIONES

Se recomienda aplicar la técnica de estabilización con cal para mejorar características de suelos arcillosos o expansivos como la disminución de la plasticidad, aumento de la capacidad de soporte, aumento de las resistencias mecánicas y mejora de la impermeabilidad, siendo recomendable que la adición de material de la cáscara de huevo se lo realice preferiblemente en suelo con alta presencia de material fino (material que pase el tamiz 200).

Por la experiencia desarrollada con los ensayos, se recomienda tener cuidado con el tiempo de mezcla del suelo y compactación porque ocasionará la perdida de humedad por el intercambio de agua con la atmosfera y la reacción del suelo con la cal, ocasionando la disminución de resistencia de la mezcla

.

REFERENCIAS

- **[1] Anoop , S.**, Hizana Beegom, Jwoleena , P., Midhula, J.,Tharis Muhammed,& Prasanth, S. (2017). Potential of Egg shell powder as replacement of Lime in soil stabilization.

International Journal of Advanced Engineering Research and Science (IJAERS).

- **[2] Bermejo, V.**, & Pacosillo, L. (2013). Laboratorio de Mecánica de Suelos I. La Paz-Bolivia.

- **[3] Instituto de Estudios del Huevo. (2003).** El Libro del Huevo. Madrid, España: Everest, S.A.

- **[4] Reza , P. M.**, Ramadhansyah , P. J., Munirwansyah, & Ruslan. (2019). Performance of Eggshell Powder Addition to Clay Soil for Stabilization. (V.-8. I.-3. ISSN: 2277-3878, Ed.) International Journal of Recent Technology and Engineering (IJRTE).

- **[5] Yerramala, A. (2014)**. Properties of concrete with eggshell powder as cement replacement. The Indian Concrete Journal, 88(10)

ESTABILIZACIÓN DE SUELO FINO ARCILLOSO (CL) CON DESECHOS DE FIBRAS DE BOTELLAS PET Y CEMENTO IP-40, APLICADO EN UNA SUBRASANTE

Edgar Rodrigo Quispe Yujra
rodrierqy25@gmail.com

Limber Calamani Flores
limbercalamani1@gmail.com

Victor Bermejo Franco
vicosue@yahoo.es

María del Carmen Cenzano Serrano
cdeuerc@gmail.com

RESUMEN

El presente artículo presenta un estudio experimental sobre la estabilización de un suelo arcilloso expansivo mediante la incorporación de fibras de botellas PET y cemento puzolánico IP-40. Se llevaron a cabo estudios individuales de los materiales, que incluyeron ensayos de caracterización del suelo, así como la evaluación de diversas combinaciones de fibras y cemento. Determinándose que la dosificación óptima consistía en un 1.5 [%] de fibras de botellas PET y un 0.75 [%] de cemento IP-40. Estos valores proporcionaron un valor de C.B.R.- 95[%] de 9.1 y una Expansión - 95[%] de 3.23, cumpliendo con los requisitos de estabilidad establecidos para una subrasante.

Palabras clave: *Suelo arcilloso, fibras de botellas PET, cemento IP-40, C.B.R, expansión.*

ABSTRACT

Civil Engineering: This article presents an experimental study on the stabilization of an expansive clayey soil through the incorporation of Polyethylene Terephthalate (PET) bottle fibers and IP-40 pozzolanic cement. Individual studies of the materials were conducted, including soil characterization tests and the evaluation of various combinations of fibers and cement. It was determined that the optimal dosage consisted of 1.5[%] PET bottle fibers and 0.75[%] IP-40 cement. These values provided a California Bearing Ratio (C.B.R.) of 9.1 at 95[%] and an Expansion at 95[%] of 3.23, meeting the stability requirements established for a subgrade.

Keywords: *Clayey soil, PET bottle fibers, IP-40 cement, C.B.R, expansion.*

INTRODUCCIÓN

La producción de botellas plásticas en 2019, alcanzó la cifra de 368 millones de toneladas a nivel mundial, según datos oficiales de la asociación Plásticos de Europa. En Bolivia se estima que anualmente son alrededor de 285.000 toneladas de plásticos.

Una de las alternativas para detener su intervención dañina al medio ambiente, es la reutilización en proyectos, un claro uso es su transformación en fibras provenientes de estas botellas plásticas, para la estabilización conjuntamente con el cemento. La dosificación de un suelo estabilizado con cemento para una obra vial tiene como objetivo obtener la combinación óptima de cemento, suelo, agua, para cumplir las especificaciones técnicas fijadas por los proyectistas.

REVISIÓN DE LA LITERATURA

Diversas investigaciones previas han abordado la estabilización de suelos arcillosos utilizando diferentes materiales, como cemento, cal, cenizas volantes y fibras. El uso de fibras y cemento por separado han demostrado ser efectivos en la mejora de la resistencia y la reducción de la expansión del suelo arcilloso. Sin embargo, se necesita más investigación para comprender el comportamiento de las fibras PET y cemento en suelos arcillosos y su influencia en los parámetros de C.B.R. y expansión.

METODOLOGÍA

Selección del suelo arcilloso

Se seleccionó un suelo con características de material fino (limoso y/o arcilloso) con índice de expansión medio, proveniente de cercanías al municipio de Batallas.

1. Tamaño: Partículas de arena media y partículas finas en un mayor porcentaje.
2. Textura: Arcillo limoso fácil de identificar al tacto.
3. Color: Color rojizo su color se debe a un alto contenido de hierro.

Figura 1: *Muestra de suelo Municipio de Batallas.*
Fuente: Elaboración propia.

Análisis granulométrico por tamizado

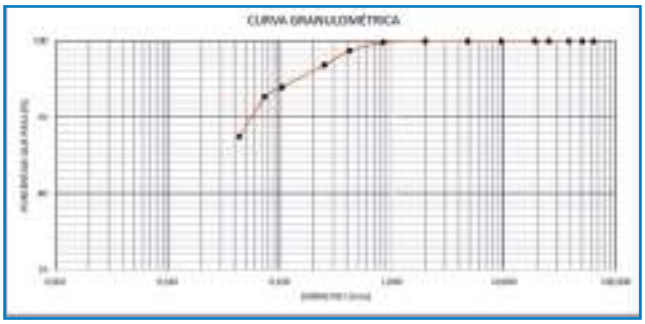
El ensayo por análisis granulométrico por tamizado se efectuó según las normas de referencia AASHTO T27-93 y ASTM D422-63.

Tamiz	Abertura [mm]	% Que pasa
2 1/2”	63,50	100,00
2”	50,80	100,00
1 1/2”	38,10	100,00
1”	25,40	100,00
3/4”	19,10	100,00
3/8”	9,52	100,00
Nº 4	4,76	100,00
Nº 10	2,00	100,00
Nº 20	0,84	99,82
Nº 40	0,42	98,70
Nº 60	0,25	96,86
Nº 140	0,11	93,97
Nº 200	0,07	92,70

Tabla 1: *Distribución granulométrica de partículas gruesas.*
Fuente: *Elaboración propia.*

% GRAVA:	0,00
% ARENA:	7,30
% FINOS:	92,70
TOTAL:	100,00

Tabla 2: *Porcentaje de partículas.*
Fuente: *Elaboración propia*



Gráfica 1: *Distribución granulométrica de partículas gruesas.*
Fuente: Elaboración propia.

Gravedad especifica de partículas sólidas

El ensayo de gravedad específica de partículas sólidas se ejecutó según las normas de referencia AASHTO T100-70 y ASTM D854-02.

Peso específico de sólidos	[Gs] 20º C	2.759

Tabla 3: *Gravedad específica de las partículas sólidas.*
Peso específico de solidos (Gs)20°C 2,759
Fuente: *Elaboración propia.*

Análisis granulométrico por hidrometría

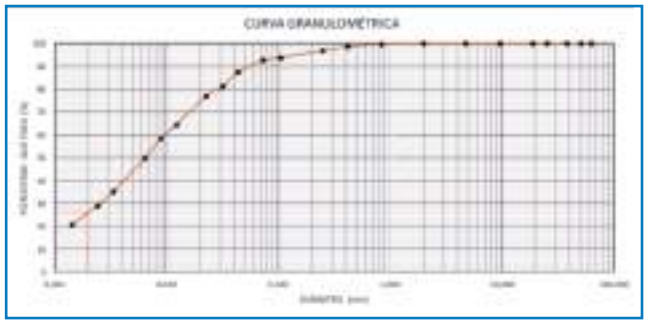
El ensayo de análisis granulométrico por hidrometría se realizó según las normas de referencia AASHTO T87-86 y T88-93 - ASTM D421-58 y 422-6

Tamiz	Abertura [mm]	% Que pasa
2 1/2”	63,50	100,00
2”	50,80	100,00
1 1/2”	38,10	100,00
1”	25,40	100,00
3/4”	19,10	100,00
3/8”	9,52	100,00
Nº 4	4,76	100,00
Nº 10	2,00	100,00
Nº 20	0,84	99,82
Nº 40	0,42	98,70
Nº 60	0,25	96,86
Nº 140	0,11	93,97
Nº 200	0,07	92,70
	0,0436	87,45
	0,0227	77,04
	0,0123	64,54
	0,0089	58,30
	0,0065	49,97
	0.0034	35,39
	0,0024	29,15
	0,0014	20,82

Tabla 4: *Distribución granulométrica de las partículas finas.*
Fuente: *Elaboración propia*

% GRAVA:	0,00
% ARENA:	7,30
% LIMO:	66,70
% ARCILLA:	26,00
TOTAL:	100,00

Tabla 5: *Porcentaje de partículas.*
Fuente: *Elaboración propia.*



Gráfica 2: *Distribución granulométrica de partículas gruesas y finas.*
Fuente: *Elaboración propia.*

Ensayo de azul de metilen

El ensayo de azul de metileno se cumplió según las normas de referencia AASHTO TP57-01, para poder determinar el porcentaje de arcillas presentes en la muestra con la siguiente ecuación:

$$\% \text{ Arcilla} = 13{,}4627 + 1{,}4974 * VA^2$$

Según la tesis "Estudio de la correlación entre el ensayo azul de metileno y los límites de Atterberg para algunos suelos finos de la ciudad de La Paz".

Valor de azul de Metileno [VA]	1/3gr/100gr3/8:	0
% Pasa Tamiz Nº 40	1/3%3/8:	0
Valor de azul de Metileno de la muestra [Va muestra]	1/3gr/100gr3/8:	0

Tabla 6: *Parámetros de cálculo de ensayo de azul d metileno.*
Fuente: *Elaboración propia.*

% FINOS:	92,70
% ARCILLA:	20,08
% LIMOS:	72,62

Tabla 7: *Porcentaje de partículas finas.*
Fuente: *Elaboración propia.*

Límites de consistencia (Limites de Atterberg)

El ensayo de límites de consistencia se realizó según las normas de referencia: Límites liquido AASHTO T89-68 y ASTM D423-66 y Límite plástico AASHTO T90-70 y ASTM D424-59.

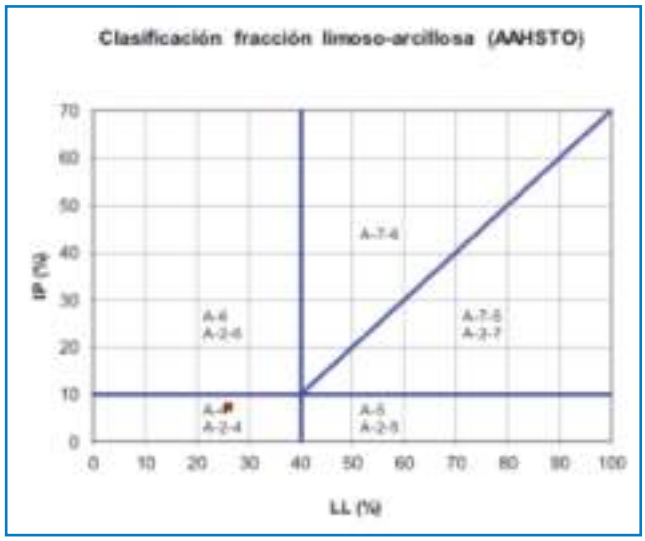
L.L	39%
L.P.	21.82%
I.P.	17.48%

Tabla 8: *Límites de consistencia.*
Fuente: *Elaboración propia.*

Clasificación de suelo

La clasificación de suelo se obtuvo según las normas de referencia S.U.C.S. y A.A.S.H.T.O.

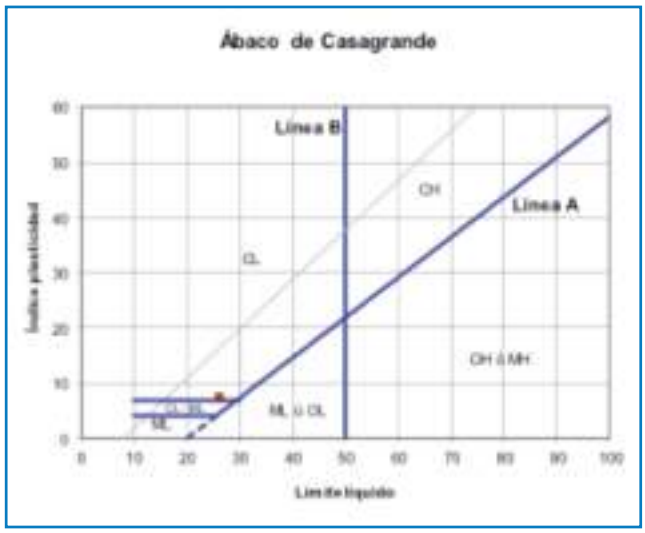
La clasificación A.A.S.H.T.O.



Material arcilloso
Pobre o malo como subgrado
A - 6 Suelo Arcilloso IG 17

Gráfica 3: *Clasificación de suelo (A.A.S.H.T.O.).*
Fuente: *Elaboración propia.*

Clasificación S.U.S.C.



Sistema unificado de clasificación de suelos (S.U.S.C.)
Suelo de partículas finas
Arcilla media plasticidad CL.

Gráfica 4: *Clasificación de suelo (S.U.C.S.)*
Fuente: *Elaboración propia.*

De acuerdo a los criterios de clasificación, se establece lo siguiente:

CL: ARCILLA INORGÁNICA DE BAJA PLASTICIDAD
A-6 (17): SUELO ARCILLOSO

Compactación Proctor Modificado

El ensayo de compactación Proctor Modificado se realizó según la norma de referencia: **AASHTO T180D-02.**

H óptima [%]	8,2
Ds máx kg/dm^3	2,117

Tabla 9: *Humedad óptima y densidad seca máxima del suelo natural.*
Fuente: *Elaboración propia.*

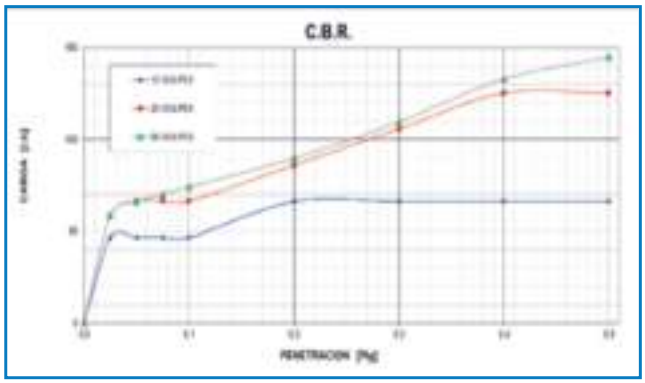
Gráfica 5: *Curva de compactación suelo natural*
Fuente: *Elaboración propia*

Relación de soporte california

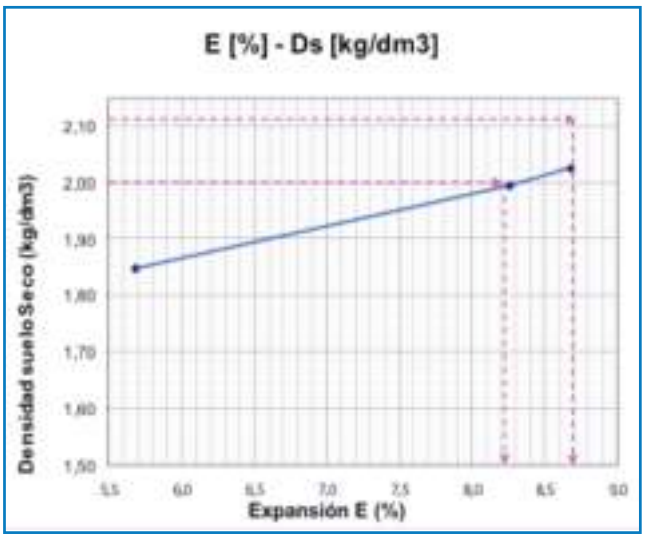
El ensayo de Relación de Soporte de California (C.B.R.) se ejecutó según las normas de referencia: **AASHTO T193-03 y ASTM D188-07**

C [%]	Ds [kg/dm^3]	C.B.R. [%]
100	2,117	2,20
95	2,011	**1,64**

Tabla 10: *Relación Soporte California (C.B.R.) del suelo natural.*
Fuente: *Elaboración propia.*



Gráfica 6: *Curva de penetración Vs Presión aplicada.*
Fuente: *Elaboración propia.*



N [golpes]	Ds [kg/dm^3]	E [%]
12	1,848	5,7
25	1,995	8,3
56	2,025	8,7

C [%]	Ds [kg/dm^3]	E [%]
100	2.117	8,70
95	2,011	**8,22**

Expansión máxima E 100 % [%]	**8,70**
Expansión mínima E 95 % [%]	**8,22**

Gráfica 7: *Curva de Expansión (E) de suelo natural.*
Fuente: *Elaboración propia.*

Selección de las fibras de botellas PET

La caracterización se efectuó según la información de la bibliografía de estabilización de suelos mediante fibras plásticas.

Figura 2: *Muestra fibras de Botellas (PET).*
Fuente: *Elaboración propia.*

CARACTERIZACIÓN FÍSICA	
Material:	Polietileno Tereftalato
Condición:	Reciclado
Longitud [cm]:	5 ± 0.5
Diámetro [mm]:	0.7 ± 0.05

Tabla 11: *Caracterización física de las fibras de botellas (PET).*
Fuente: *Elaboración propia.*

Selección del cemento

La caracterización del cemento consiste en el análisis experimental de ensayos normalizados de laboratorio.

Figura 3: *Muestra de cemento Viacha IP40.*
Fuente: *Elaboración propia.*

Contenido de puzolana

Debido a que los cementos comercializados en nuestro medio son cementos con puzolana se ejecutó el ensayo de contenido de puzolana, pero para ello se realizaron los siguientes ensayos.

Análisis de residuos insolubles

MUESTRA	RESIDUO INSOLUBLE			
	Mm (gr)	Mr (gr)	% RI	PROMEDIO
1	1,0004	0,1694	16,93	16,93
1*	1,0003	0,1694	16,93	
1**	1,0002	0,1693	16,93	

Tabla 12: *Residuos insolubles cemento Viacha IP-40.*
Fuente: *Elaboración propia.*

Contenido de azufre como trióxido de azufre y contenido de puzolana

MUESTRA	CONTENIDO DE PUZOLANA				
	M (gr)	ml	RI DISOLUCIÓN m^2 (gr)	% SO3	% PUZOLANA
1	2,0002	2,1292	2,57970	7,73	9,08
1*	2,0005	2,0978	2,53505	7,50	8,81

Tabla 13: *Contenido de puzolana Cemento Viacha IP-40.*
Fuente: *Elaboración propia.*

Preparación de las mezclas estabilizadas

Se prepararon varias mezclas de suelo arcilloso estabilizadas con diferentes proporciones de fibras PET y cemento. Se llevaron a cabo pruebas preliminares para determinar las dosificaciones óptimas de fibras y cemento que produjeran los mejores resultados en términos de C.B.R. y expansión.

A continuación de muestran valores de esquemas de los parámetros más importantes de la presente investigación C.B.R al 95 [%] de compactación y Expansión al 95[%] compactación.

A su vez se realizaron ensayos adicionales con cal y fibras de botellas PET.

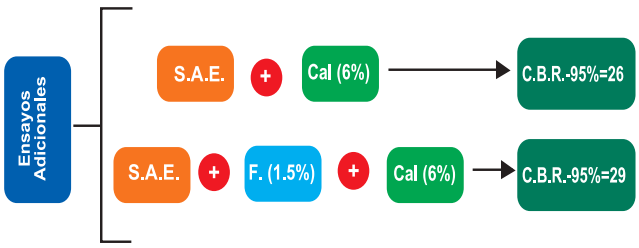


Figura 4: *Esquema de Ensayos Adicionales Relación de Soporte de California (C.B.R.) para un 95% de compactación.*
Fuente: *Elaboración propia.*

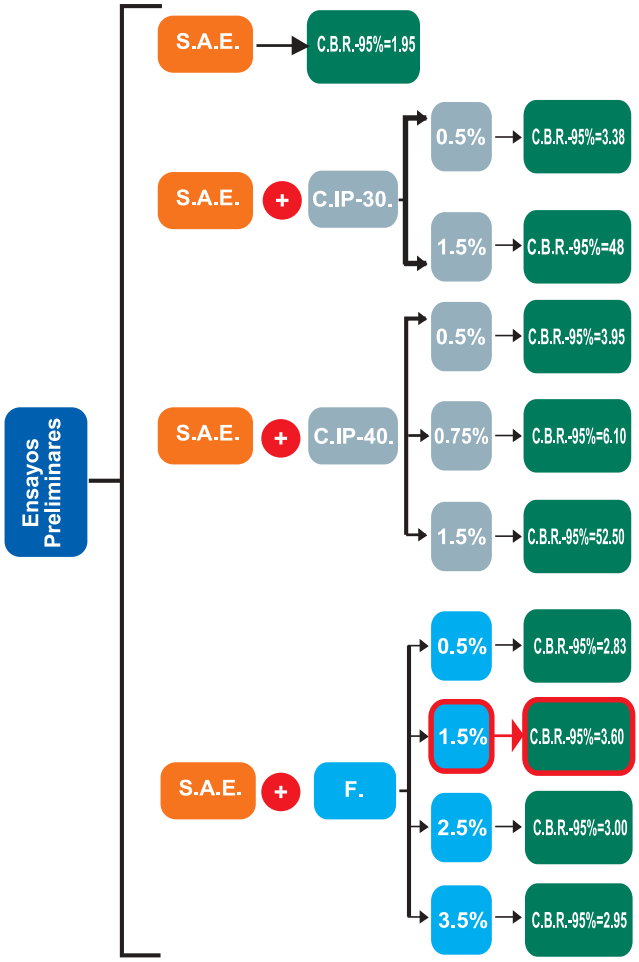


Figura 5: *Esquema de Ensayos Preliminares Relación de Soporte de California (C.B.R.) para un 95% de compactación.*
Fuente: *Elaboración propia.*

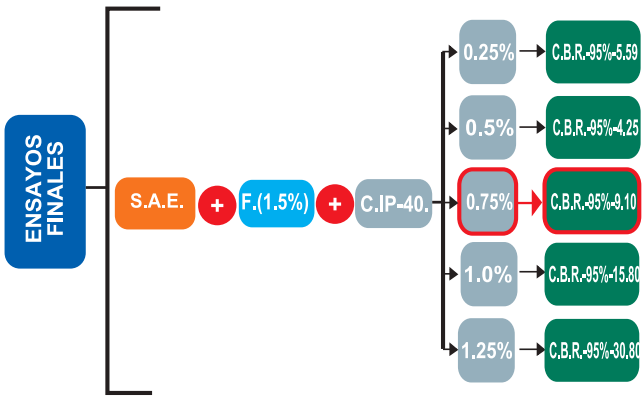


Figura 6: *Esquema de Ensayos Finales Relación de Soporte de California (C.B.R.) para un 95% de compactación.*
Fuente: *Elaboración propia.*

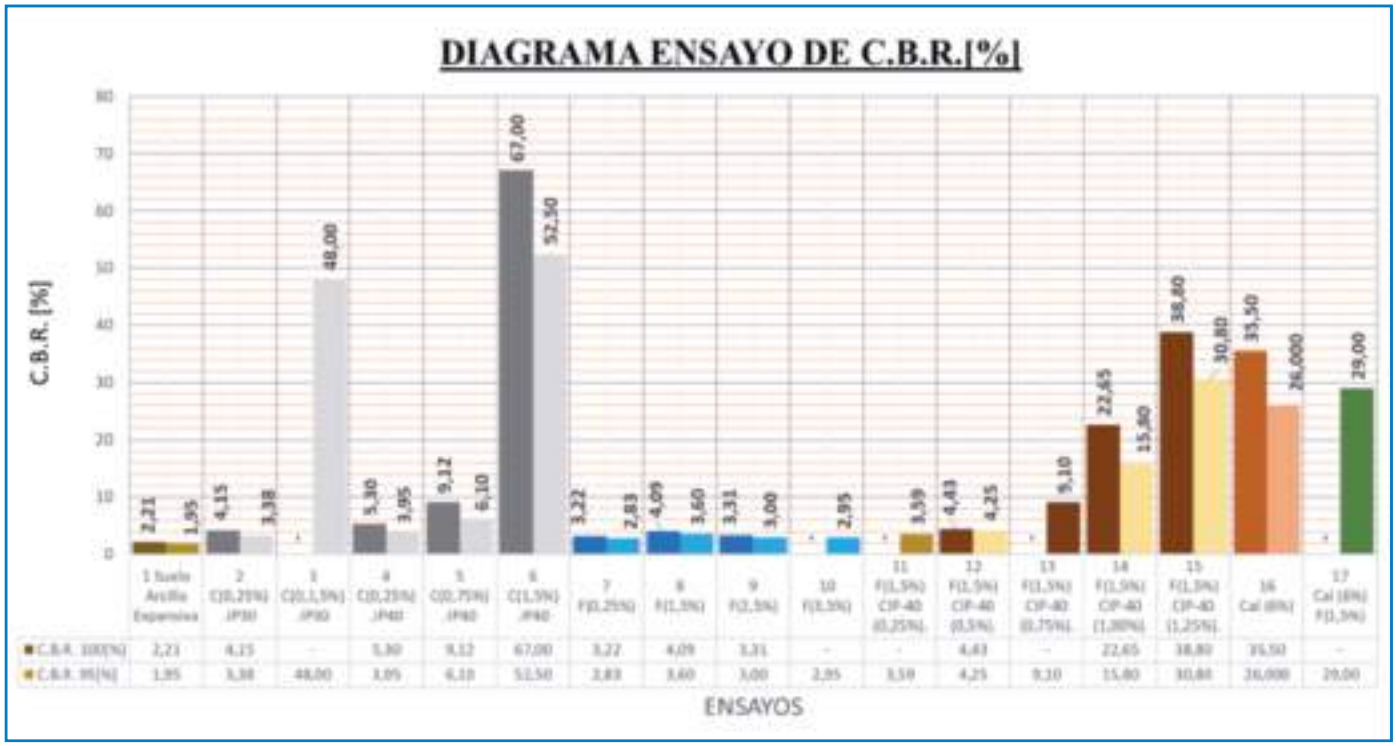
Ensayos de CBR

Se realizaron ensayos de CBR en las mezclas estabilizadas según la norma AASHTO T193-03 y ASTM D188-07. Los valores de C.B.R. se registraron y compararon con el suelo arcilloso sin estabilización para evaluar la mejora en la capacidad portante.

La siguiente grafica [8], muestra valores de C.B.R, medidos al 100[%] y 95[%] siendo estos últimos valores más relevantes a la hora del diseño de espesores de las diferentes capas como ser el de la subrasante. Se muestra que el ensayo [1], correspondiente al suelo natural muestra el valor de C.B.R (95%)=1.95, los ensayos [2] y [3] corresponden al suelo arcillo con la adición de cemento IP-30 valores que suben exponencialmente al igual que, los ensayos [4] ,[5] y [6] corresponden al suelo arcillo con la adición de cemento IP-40, consiguientemente los ensayos [7], [8], [9] y [10] corresponden al suelo arcilloso con adición de fibras de botellas PET, donde el porcentaje donde el suelo alcanza su mayor valor es con 1.5 [%] de fibras obteniéndose un valor máximo de C.B.R (95%)=3.6, demostrando que la adición de mayor cantidad de fibras de botellas PET no mejora las propiedades físicas, mecánicas y químicas del suelo natural.

Consiguientemente se tiene que mencionar que los ensayos [11], [12], [13], [14] y [15], conforman la dosificación de suelo natural arcilloso con la adición constante de 1.5 [%] de fibras de botellas PET y haciendo variar la cantidad de cemento IP-40, siendo que este cemento a diferencia del cemento IP-30 obtiene mayores valores de C.B.R.

Los dos últimos ensayos [16] y [17] son los correspondientes a los ensayos de suelo arcilloso más la adición de cal y suelo arcilloso más la adición de cal y fibras de botellas PET.



Gráfica 8: *Comportamiento de la Relación de Soporte de California (C.B.R.) para un 100% y 95% de compactación de los 17 ensayos principales realizados en la fase experimental.*
Fuente: *Elaboración propia.*

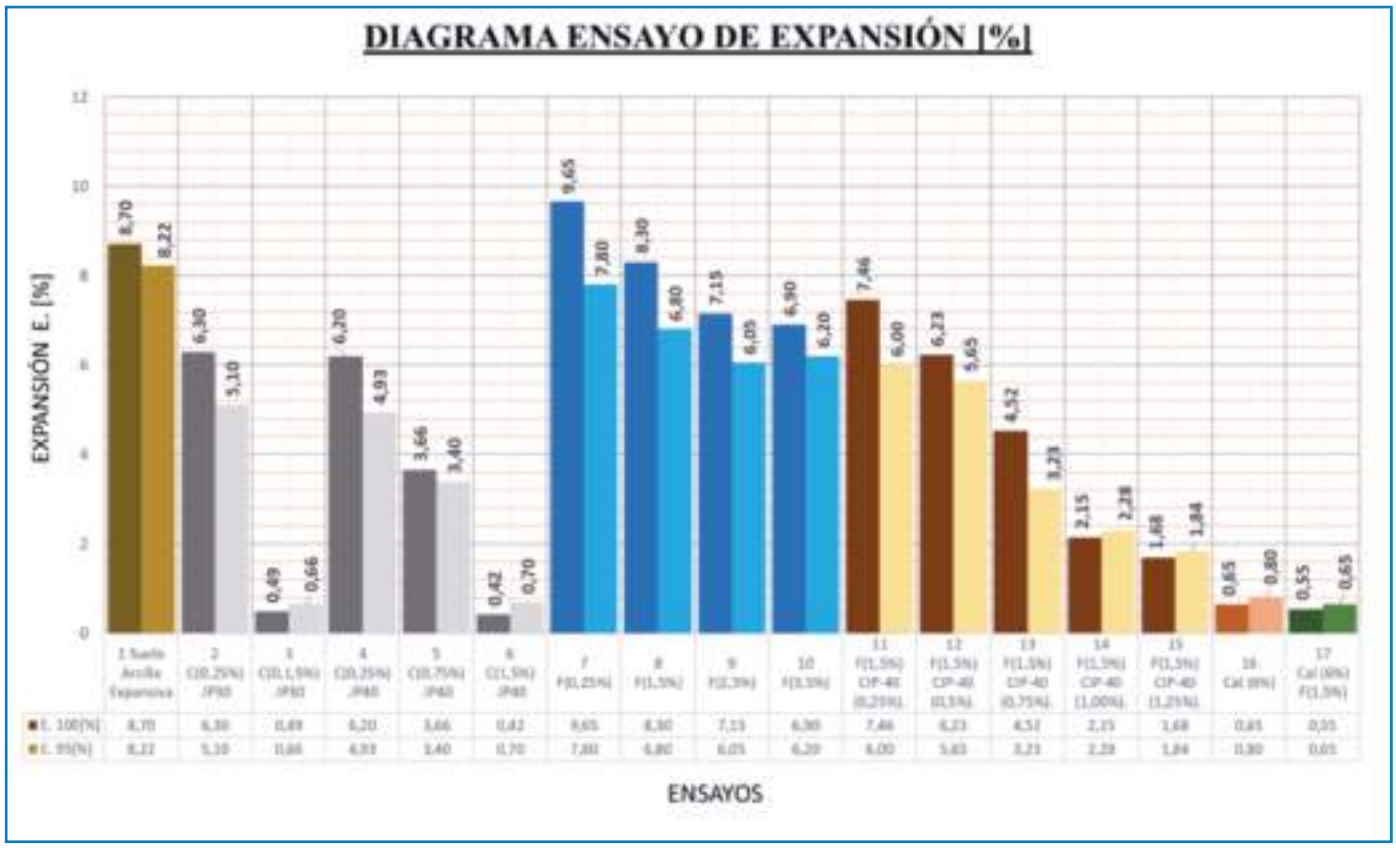
Ensayos de expansión

Los ensayos de expansión se llevaron a cabo siguiendo la norma AASHTO T193-03 y ASTM D188-07. Se midió la deformación volumétrica de las muestras de suelo arcilloso estabilizado y no estabilizado bajo diferentes condiciones de humedad para evaluar la efectividad de la estabilización en la reducción de la expansión.

La siguiente grafica [9], muestra valores de la Expansión, medidos al 100[%] y 95[%], donde los valores más relevantes son los medidos al 95[%]. Se aprecia que el suelo natural tiene una Expansión de E (95%)= 8.70.

Consiguiente mente los ensayos [2], [3], [4], [5] y [6] muestran la reducción de la Expansión, caso contrario para con la adición de solo fibras PET ensayos [7], [8], [9] y [10], siendo la expansión se mantienen entre los valores de 7.8 y 6.05

Los ensayos [11], [12], [13], [14] y [15] correspondientes al suelo arcilloso más la adición de fibras de botellas PET, mas cemento IP-40, muestran una disminución de la expansión demostrando por expansión como mejora las propiedades del suelo con ambos materiales de refuerzo como ser las fibras de botellas PET y el cemento puzolánico IP-40.



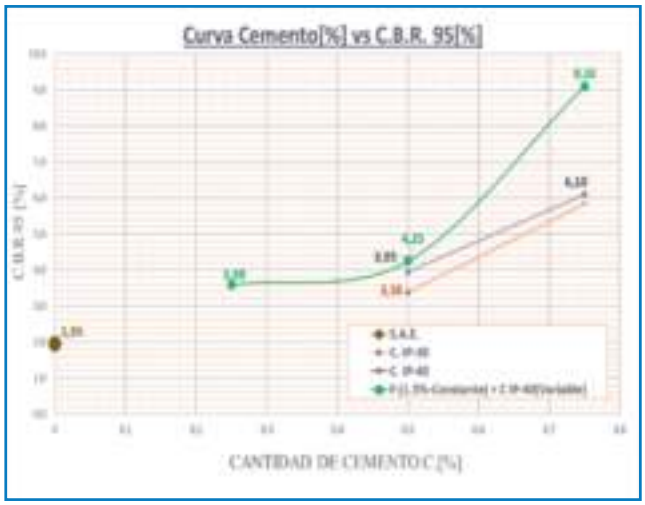
Gráfica 9: *Comportamiento de la Expansión (E) para un 100% y 95% de compactación del suelo combinado de los 17 ensayos principales realizados en la fase experimental.*
Fuente: *Elaboración propia.*

RESULTADOS

Los resultados de los ensayos de C.B.R. y expansión se presentaron en forma de gráficos. Se observó que la incorporación de fibras PET y cemento mejoró significativamente la capacidad portante del suelo arcilloso, reflejado en los valores de C.B.R. Además, la expansión del suelo se redujo notablemente con la estabilización, lo que indica una mejora en la estabilidad del suelo.

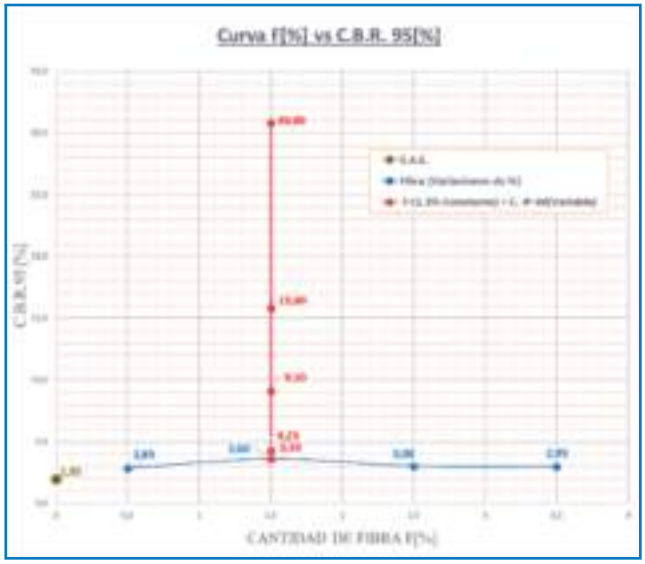
Finalmente las siguientes graficas [10], [11], [12] y [13] muestran el aumento de C.B.R. y la reducción de la expansión en función a la adición de cemento y fibras de botellas PET.

El grafico [10], muestra que la dosificación fibra cemento, alcanza mayores valores que la adición de solo cemento IP-30 y IP-40, obteniendo mayor aumento del C.B.R.



Gráfica 10: *Comportamiento de la Relación de Soporte de California (C.B.R.) para un 95% de compactación Ensayos correspondientes al incremento de Cemento IP-30 y IP-40.*
Fuente: *Elaboración propia.*

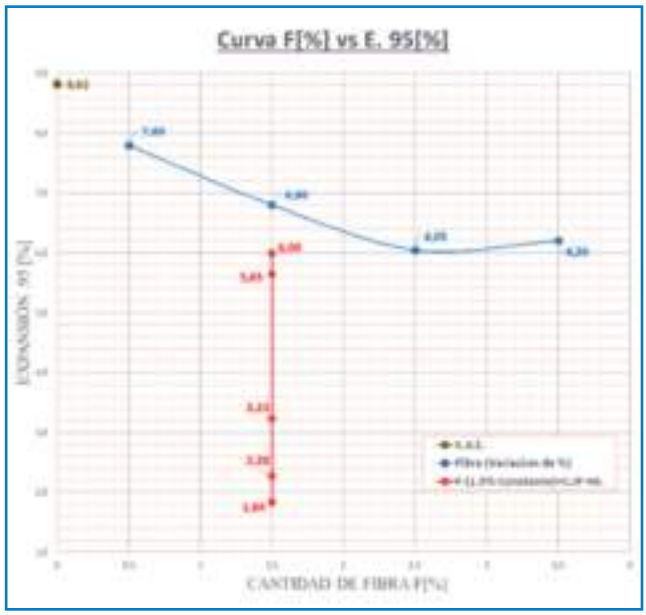
El grafico [11], muestra que la dosificación fibra cemento, alcanza mayores valores que la adición de solo fibras de botellas PET en distintos porcentajes, además se nota que la adición de fibras alcanza su valor máximo con 1.5 [%] de fibras de botellas PET, siendo este el valor optimo y que la adición de más fibras de botellas PE, cambia la composición del suelo, a sus condiciones desfavorable naturales.



Gráfica 11: *Comportamiento de la Relación de Soporte de California (C.B.R.) para un 95% de compactación Ensayos correspondientes al incremento de fibra.*
Fuente: *Elaboración propia.*

De manera análoga las gráficas [12] y [13] corresponden a la disminución de Expansión, la Expansión disminuye en todos casos, a la vez es notable que la adición de fibras no ayuda a la reducción de Expansión teniendo en este punto mayor efecto el cemento puzolánico IP-30 y IP-40.

Gráfica 12: *Comportamiento de la Expansión (E) para un 95% de compactación del suelo combinado Ensayos correspondientes al incremento de Cemento IP-30 y IP-40.*
Fuente: *Elaboración propia.*



Gráfica 13: *Comportamiento de la Expansión (E) para un 95% de compactación del suelo combinado Ensayos correspondientes al incremento de fibra.*
Fuente: *Elaboración propia.*

DISCUSIÓN

Los resultados obtenidos en este estudio concuerdan hasta cierto punto con las investigaciones previas que indican que la estabilización con fibras de botellas PET y cemento de manera individual es una técnica efectiva para mejorar la resistencia y reducir la expansión en suelos arcillosos. La interacción entre las fibras y el cemento proporciona una matriz más cohesiva, lo que contribuye a la mejora de las propiedades mecánicas y a la disminución de la expansión.

Abarcando un poco la teoría de doble capa difusa podría explicar, de mejor manera cómo es posible esta matriz cohesiva bajo el siguiente entendimiento ” Durante la hidratación del cemento, los productos de hidratación, como el ***GEL DE SILICATO DE CALCIO HIDRATADO (C-S-H)***, se forman y se adhieren a las partículas del suelo y a la capa de solución difusa” además se debe notar de igual forma el siguiente entendimiento “La presencia de cargas negativas en las partículas del suelo y las reacciones químicas durante la ***HIDRATACIÓN DEL CEMENTO*** resultan en la adsorción de iones positivos”, de forma visual podría observándose la figura [7]

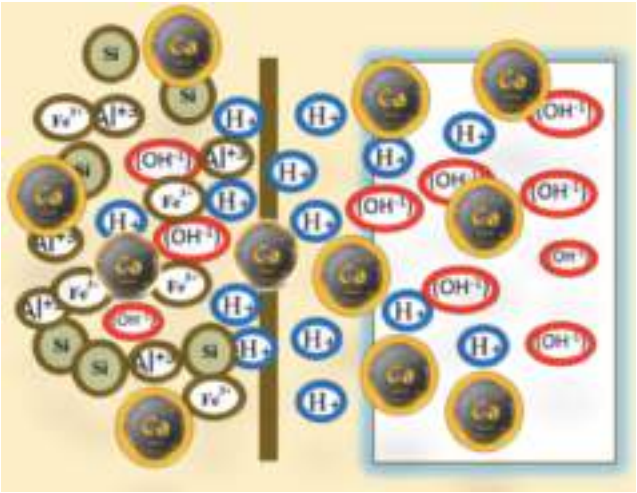


Figura 7: *Interpretación de la teoría de la doble capa difusa en relación a la Interacción suelo cemento.*
Fuente: *Elaboración propia.*

Las fibras de botellas PET también pueden fortalecer la matriz de cemento puzolánico. Actúan como anclajes físicos y distribuyen las fuerzas a través de la matriz, mejorando la capacidad de carga y la durabilidad del suelo estabilizado.

En resumen el causante de estabilizar el suelo a nivel atómico mediante enlaces químicos para formar moléculas con diferentes estructuras y propiedades, es el ion de calcio, proveniente del cemento.

CONCLUSIONES

El presente estudio demostró que la estabilización de suelo arcilloso con fibras de botellas PET y cemento resulta en una significativa mejora en el C.B.R. y una reducción notable de la expansión. Estos hallazgos sugieren que esta técnica puede ser una solución viable para mejorar la capacidad portante y mitigar problemas de expansión en suelos arcillosos. Se alienta a la implementación de esta técnica en proyectos de ingeniería civil donde el suelo arcilloso presente desafíos geotécnicos.

REFERENCIAS

- **[1] Fatahi, B y Khabbaz, H** (2012) Estabilización suelo expansivo con cemento y escoria de acería y reforzado con fibras. India Ed. ISSN.

- **[2] Carbonell, G y Robinson E.** (2018) Influencia de la adición de fibras de pet reciclado sobre la resistencia, cohesión y ángulo de fricción interna de suelos arcillosos aplicado a la estabilidad de taludes. Perú.

- **[3] Carrozzo E y Salazar D.** (2021). Influencia de las fibras de polipropileno y cemento portland tipo i en las propiedades geotécnicas de suelos arcillosos aplicado en la subrasante de la carretera Pampas - La Florida, en el tramo km 3+300 hasta km 13+050 ubicado en el departamento de Lima. Perú Ed. USMP.

- **[4] Maidana M.** (2017). Mejoramiento de suelos arcillosos utilizando fibras de plástico reciclado (PET) para su aplicación en proyectos viales. Bolivia.

- **[5] Vettorelo P. y Claria J.** (2014). Suelos reforzados con fibras. Argentina Ed. FCEF

- **[6] Ramos D y Lozano J.** (2019) Estabilidad de suelo mediante aditivos alternativos. Colombia Ed. Bogotá D.C.

- **[7] Nieves Castro C.A.** y López Velandia A.M. (2017). Análisis comparativo de mezclas suelo cemento modificadas con materiales no biodegradables. Metodología de la asociación de cemento Portland. Colombia Ed. LanammeUCR.

- **[8] Juarez Alvarado C.A.** (2002). Concretos base portland reforzados con fibras naturales (Agave Lecheguilla), como materiales para construcción en México, México.

- **[9] Cossi Arocutipa P.** Diseño de pavimentos Método AASHTO-93, Perú.

- **[10] Aguilar Vieto O.** (1965). Manual de diseño de caminos vecinales, Costa Rica.

- **[11] Padilla Martínez A.C.** (2019). Análisis de las distintas metodologías de CBR de diseño para el cálculo de espesores en pavimentos flexibles, Universidad de la Costa de Barranquilla, Colombia.

- **[12] Sherwell Betancourt G.F.** (2014) Estudio del uso de polietileno tereftalato (PET) como material de refuerzo de estructuras terreas conformada por suelo fino, Universidad Nacional autónoma de México, México.

- **[13] Henriquez S., Pedrals A.** y Valdes P. Casos de asentamiento inadmisibles en suelos finos Universidad de Chile, Chile.

- **[14] Chaves Aguirre J.A.** (2006). Geotecnia (México) Ed. Unidad de servicios editoriales.

- **[15] Couttolenc Echeverria O.R.** (1992) Laboratorio de mecánica de suelo, México Ed. Postal M-2285

- **[16] Calo D.** (2012). Diseño de pavimentos rígidos Instituto de cemento Portland argentino, Argentina Ed. DNV Distrito VI

- **[17] Marca Arocutipa S.A.** (2018). Suelo friccionante y suelo no friccionante suelos sensitivos, Universidad Peruana Unión, Perú.

- **[18] Kraemer C.**, Pardillo J.M. Rocci S., Romana M. G. y Sánchez Blanco V. (2003) Ingeniería de Carreteras, España Ed COFAS, S.A.

- **[19] Sanz Llano J.J.** (1975). Geotecnia del ingeniero, España Ed. Editores técnicos asociados.

- **[20] Juares Badillo R.R.** (2005) Fundamentos de la mecánica de suelo, México Ed. Limusa

- **[21] Grisales Simbasica J.** (2014) Propiedades físicas y mecánicas de los suelos, Corporación de universitaria del meta Villavicencio, Colombia.

RELACION ENTRE EL ENSAYO DE COMPACTACION Y LA COMPACTACION EN OBRA

Luis Pacosillo Ticona
lpacosillo@umsa.bo

Miguel Ángel Chuquimia Cordova
miguel.chuquimia@umsa.bo

RESUMEN

El proceso de compactación en obras civiles que permite obtener trabajos de acuerdo a los procedimientos según normas establecidas, es el resultado de la consideración de tres variables principalmente: tipo de suelos, contenido de humedad, y la aplicación de la energía específica requerida. La consideración y el juego de estas tres variables influyen en el logro del objetivo final que es una adecuada compactación de los suelos. Las tres variables mencionadas intervienen, tanto en el trabajo de compactación de laboratorio, así también en el trabajo de compactación de campo (obra); entonces es necesario considerar la adecuada participación de las tres variables para el mejor logro de los objetivos de compactación.

Palabras clave: *Ensayo de compactación, compactación en obra, tipo de suelos, contenido de humedad, energía especifica de compactación*

ABSTRACT

The compaction process in civil works, which allows to obtain works according to the procedures according to established standards, is the result of the consideration of three main variables: type of soils, moisture content, and the application of the specific energy required. The consideration and interplay of these three variables influences the achievement of the final objective, which is adequate soil compaction. The three variables mentioned above intervene both in the laboratory compaction work, as well as in the field compaction work (construction site); It is therefore necessary to consider the adequate participation of the three variables for the best achievement of the compaction objectives.

Keywords: *Compaction test, on-site compaction, soil type, moisture content, specific compaction energy*

CONCEPTO

Se entiende por compactación la acción de aplicar durante la construcción del relleno, la energía necesaria para producir una disminución apreciable del volumen de vacíos del material empleado y por tanto del volumen total del mismo (procurar lograr el mínimo de vacíos).

Diferenciándose de la consolidación, en que también disminuye el volumen de vacíos, dicha reducción no se consigue durante la ejecución de los terraplenes, sino en el transcurso de un plazo de tiempo relativamente largo y debido a pérdida de agua intersticial, por efecto de cargas de servicio móviles o fijas, por agentes atmosféricos, etc.

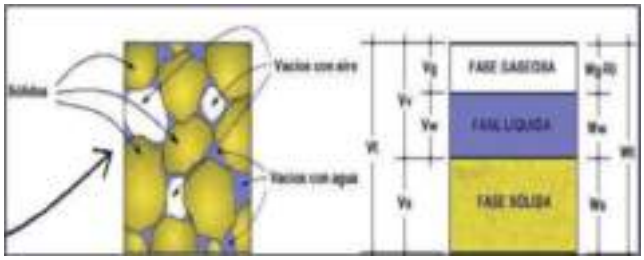


Figura 1: *Fases de la masa del suelo*

La necesidad de compactar apareció debido a la urgencia de utilizar las obras inmediatamente, sin tiempo para que el tráfico o los agentes atmosféricos produjesen los asientos definitivos.

Los sistemas de compactación se han ido desarrollando paralelamente a la mecanización de las obras, ya que la aplicación de la energía necesaria exige una máquina adecuada en potencia y movilidad, para cada caso.

Los objetivos de la compactación son:

- ***Mejorar*** propiedades mecánicas de los suelos.
- Generar a partir de un suelo un material con las ***propiedades mecánicas apropiadas*** según el requerimiento de la obra.

Figura 2: *Trabajo de compactación de vía.*

Las propiedades esenciales de los materiales de Construcción en general son:

Propiedades físicas:

a) Análisis granulométrico
b) Peso específico
c) Pesos unitarios
d) Porosidad
e) Compacidad
f) Absorción y liberación de agua
g) Permeabilidad
h) Impurezas orgánicas

Propiedades mecánicas:

a) Resistencia mecánica
b) Resistencia al fuego
c) Resistencia al desgaste
d) Resistencia al frio
e) Resistencia al calor
f) Resistencia al choque
g) Estabilidad química
h) Otros.

Para mejorar las condiciones del suelo se pueden seguir los siguientes métodos:

Figura 3: *Métodos de mejoramiento de suelos*

Aplicaciones:

- Terraplenes de rellenos construidos (estructuras de tierra).
- Presas

Figura 4: *Construcción de presas*

- Pavimentos

Figura 5: *Construcción de carreteras*

Compacidad:

Es el grado de acomodo de las partículas del suelo, dejando menos vacíos (poros) entre ellas.

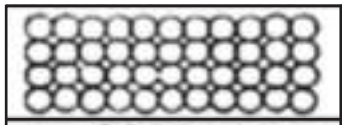
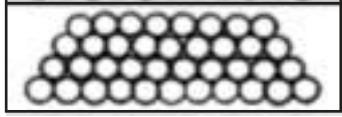
	Estado más suelto η = 47,6 %; e = 0,91
	Estado más compacto η = 26 %; e = 0,35

Figura 6: *Esquemas de estado suelto y compacto*
Siempre: n < e

En **SUELOS BIEN COMPACTOS** alto grado de acomodo de partículas garantizando BAJA DEFORMACIÓN y por consiguiente ALTAS RESISTENCIAS.

En **SUELOS POCO COMPACTOS** el volumen de vacíos y la capacidad de DEFORMACIÓN será GRANDE y por consiguiente BAJAS RESISTENCIAS.

ENSAYOS DE LABORATORIO

¿Cómo puedo lograr un suelo bien compactado?

Compactar suelo por impacto variando el contenido de humedad.

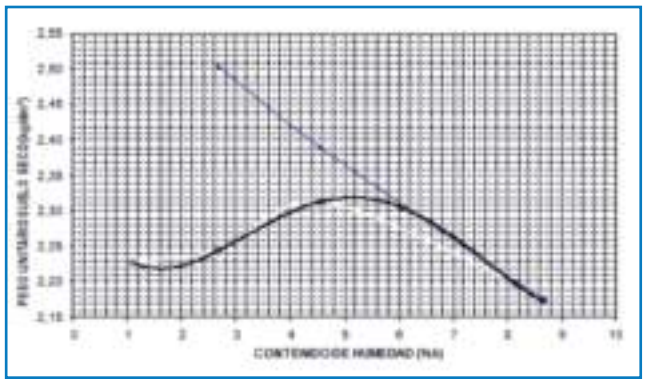


Figura 7: *Curva de compactación*

$$\gamma_d = \frac{\gamma^t}{(1 = \% h / 100)} \qquad \% h = \frac{Pw}{Ps} 100$$

Los ensayos realizados en laboratorio son los siguientes:

COMPACTACIÓN PROCTOR ESTANDAR (Norma AASHTO T-99) y PROCTOR MODIFICADO (Norma AASHTO T-180)

Figura 8: *Equipo de compactación*

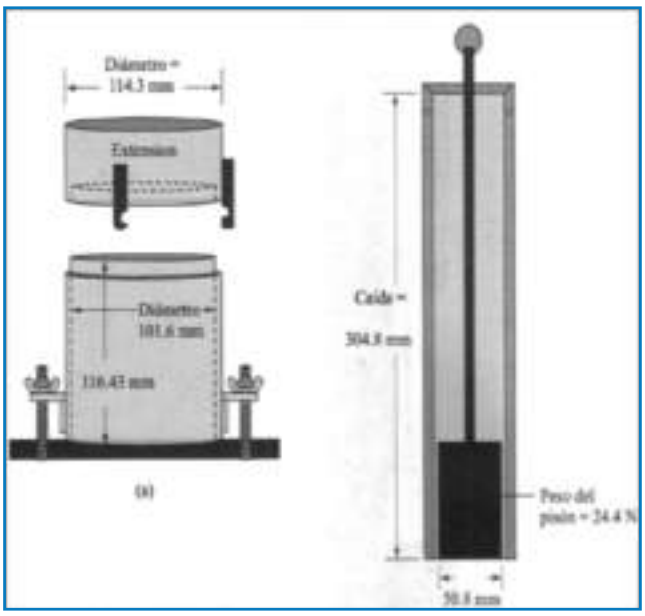


Figura 9: *Equipo de compactación*

COMPACTACIÓN

FACTORES QUE INFLUYEN EN LA COMPACTACIÓN

Para llevar a cabo la compactación de manera eficiente, se debe conocer las propiedades geomecánicas del suelo a compactar o material de préstamo que se pretenda utilizar, para ello, se requiere obtener en el laboratorio, por medio de ensayos granulométricos, límites de consistencia, ensayos Próctor, etc, los datos de dicho material, y por ende, pueda ser utilizado correctamente en la compactación.

Tipo de suelo (Clasificación de suelos)

Los factores inherentes al suelo que condicionan la compactación, están vinculados a las características de las partículas, a saber:

- Distribución de los tamaños (granulometría): Dentro de la composición granular, lo más importante es el tamaño del grano, mucho más, incluso, que la composición del mismo.
- Forma: Compactación será mayor cuando las partículas se aparten más de la forma esférica.
- Orientación relativa entre partículas.

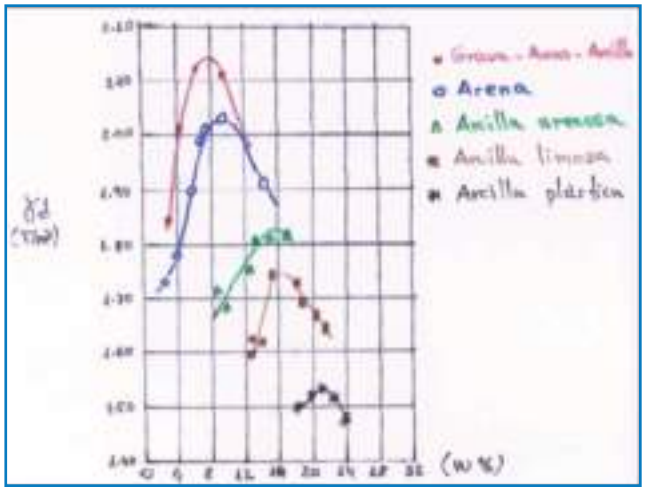


Figura 10: *Ejemplo de 5 suelos compactados con la*

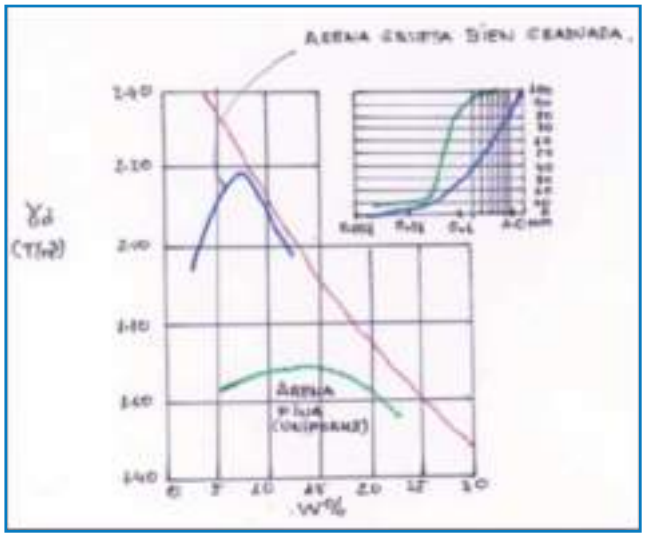


Figura 11: *Comparación entre: suelo uniforme y suelo bien graduado*

Contenido de humedad (%h)

Se determina el valor más favorable mediante el ensayo Próctor, que nos da la relación entre el contenido de humedad y la densidad del terraplén.

La humedad óptima depende de la energía utilizada para compactar.

El agua, al actuar como lubricante de las partículas facilita una mejor imbricación entre ellas, pero si hay exceso de la misma, parte de la energía de compactación se pierde en expulsar el agua, por lo que aparece lógicamente la existencia de un porcentaje óptimo, que es necesario determinar en cada caso.

Figura 12: *Trabajo de riego en obra*

La corrección de humedad de un material ya compactado es difícil y costosa, por eso es preferible utilizar energías de compactación elevadas que permitan conseguir densidades secas superiores en un campo de humedades más amplio.

Figura 13: *Trabajo de compactación en obra*

Hay suelos que son más o menos dificultosos de compactar, encontrándose:

- Los cohesivos en general.
- Los de granulometría uniforme.
- Los no cohesivos o débilmente cohesivos, con un coeficiente de desigualdad pequeño.
- Rocas ligeras y rocas pesadas.

Entre los suelos fáciles de compactar, se tienen:

- Las arenas bien gradadas no cohesivas o poco cohesivas a partir de un valor mediano de coeficiente de desigualdad.
- Las mezclas de arena y gravillas bien gradadas, no cohesivas o poco cohesivas con iguales coeficientes.
- Todos los suelos no cohesivos o escasamente cohesivos aun con relativamente pequeñas desigualdades de grano.

Energía específica de compactación (Energía aplicada por unidad de volumen)

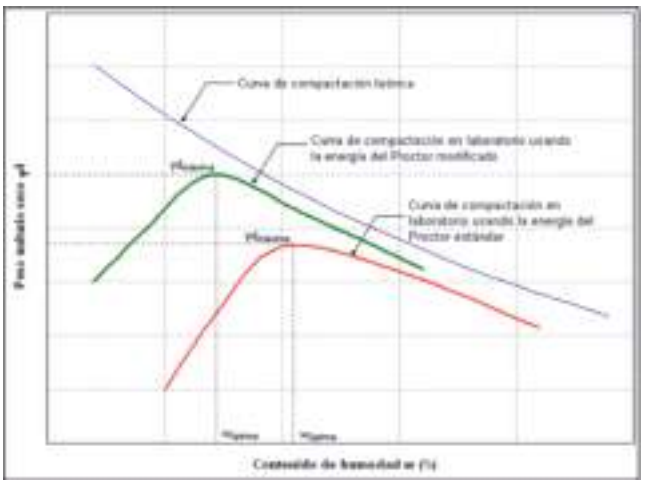


Figura 14: *Energía específica de compactación*

La energía de compactación necesaria en cada caso no es solamente diferente, sino que también lo es el modo como dicha energía debe ser transmitida al terreno.

Esta es la razón de que existan diferentes tipos de máquinas compactadoras, y como consecuencia, la dificultad inherente de elegir en cada caso el modelo más idóneo. Con cualquier máquina, por poco específica que esta sea, podemos obtener una compactación satisfactoria.

Lo que ocurrirá es que gastará más energía de compactación y como consecuencia lógica más tiempo y más dinero, si no elegimos la máquina adecuada.

El problema más importante en la compactación es elegir la máquina adecuada para cada trabajo.

Dicha elección se basa en ensayos prácticos más o menos guiados por teorías, que permiten de entrada y a la vista de las principales características del material a compactar, decidir el tipo de máquinas más idóneo.

Figura 15: *Comparación de curvas de compactación.*

Los ensayos que se realizan en laboratorio son:

ENERGIA DE COMPACTACIÓN PROCTOR ESTANDAR (Norma AASHTO T-99)

La energía de compactación por volumen unitario E usada para la Prueba Proctor Estándar descrita en la sección 3.2 se da como

$$E = \frac{\left(\begin{array}{c}\text{número}\\ \text{de golpes}\\ \text{por capa}\end{array}\right) \times \left(\begin{array}{c}\text{número}\\ \text{de}\\ \text{capas}\end{array}\right) \times \left(\begin{array}{c}\text{peso}\\ \text{del}\\ \text{martillo}\end{array}\right) \times \left(\begin{array}{c}\text{altura de}\\ \text{caída del}\\ \text{martillo}\end{array}\right)}{\text{volumen del molde}} \qquad (3.4)$$

o

$$E = \frac{(25)(3)(24.4)(0.3048\ \text{m})}{943.3 \times 10^{-6}\ \text{m}^3} = 591.3 \times 10^3\ \text{N-m/m}^3 = 591.3\ \text{kN-m/m}^3$$

ENERGIA DE COMPACTACIÓN PROCTOR MODIFICADO (Norma AASHTO T-180)

$$E = \frac{(25\,\text{golpes / capa})(5\,\text{capas})(44.5 \times 10^{-3}\,\text{kN})(0.4572\,\text{m})}{943.3 \times 10^{-6}\,\text{m}^3} = 2696\,\text{kN-m/m}^3$$

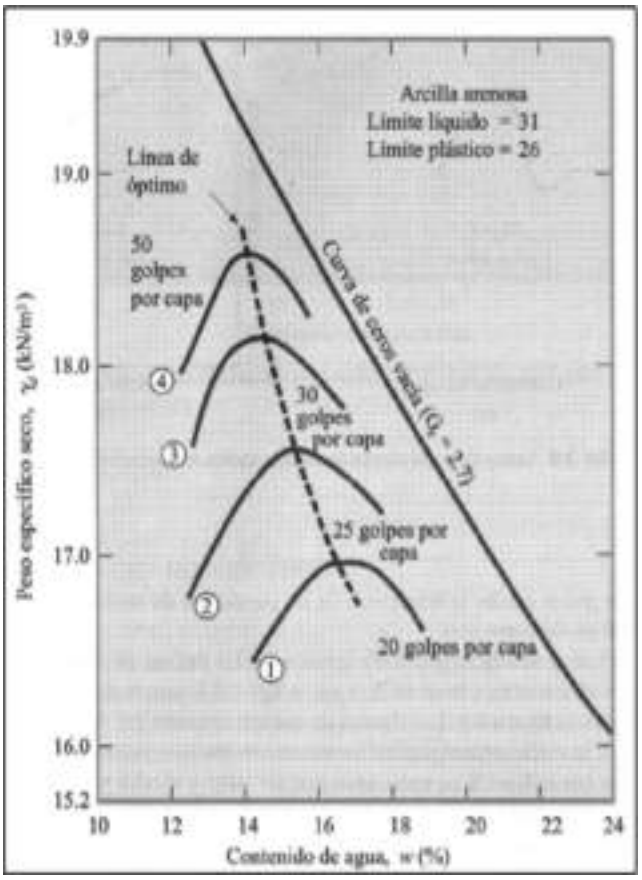


Figura 16: *Incremento de la energía de compactación*

COMPACTACIÓN EN OBRA

Equipos de compactación

Se utilizan los siguientes equipos para la realización de la compactación en obra.

- **Vibro apisonador.**

  Equipo utilizado para obras de pequeñas dimensiones e importancia.

Figura 17: *Equipo de compactación*

- **Plancha compactadora.**

  Equipo utilizado para obras de pequeñas dimensiones e importancia.

Figura 18: *Equipo de compactación*

- **Compactador con rodillo liso.**

  Los rodillos de tambor liso compactan el suelo por **presión**. Ellos pueden ser usados en una variedad de suelos.

  Trabajan de mejor manera en suelos de granulometría media.

  La mayoría de los rodillos de tambor liso pueden acomodar suelos de **espesores alrededor de 100 a 250 mm.** Su principal característica es que dejan lisa la superficie compactada. El efecto de compactación se reduce

considerablemente a medida que aumenta el espesor de capa y el efecto de compactación se produce de **arriba hacia abajo.**

Si el **rodillo liso es Vibratorio** debe ser de ALTA AMPLITUD y BAJA FRECUENCIA de manera de densificar la parte inferior de la capa.

Figura 19: *Equipo de compactación*

Equipo utilizado para obras de pequeñas dimensiones e importancia.

Figura 20: *Equipo de compactación*

Equipo utilizado para obras de mediana importancia.

Figura 21: *Rodillo liso*

Equipo utilizado para obras de gran importancia.

- **Compactador con rodillo neumático.**

Los rodillos neumáticos compactan el suelo por **presión**. Estas unidades pesadas descansan sobre varios neumáticos. La presión de contacto es normalmente alrededor de 600 kPa (85 libras/pulg2). Cada neumático puede moverse hacia arriba y hacia abajo independientemente, así este rodillo es bueno al encontrar pequeños puntos suaves que equipos rígidos no podrían hacerlo.

Trabajan de mejor manera en suelos predominantemente finos (limos y arcillas).

La mayoría de los rodillos neumáticos pueden acomodar suelos sueltos de **espesores alrededor de 100 a 200 mm.**

El rodillo aplica a la superficie de la capa prácticamente la misma presión desde la primera pasada, esta presión es casi igual a la presión de inflado de la llanta.

La superficie de contacto de la llanta depende del peso del rodillo y de la presión de inflado.

Se lo utiliza para preferentemente para arenas uniformes y suelos cohesivos.

Figura 22: *Rodillo neumático*

Equipo utilizado para obras de gran importancia.

- **Compactador con rodillos pata de cabra.**

  Los rodillos pata de cabra compactan el suelo por **presión y manipulación**. Ellos pueden ser usados en una variedad de suelos.

  Trabajan de mejor manera en suelos gruesos con más de 20% de finos a medianamente finos.

  La mayoría de los rodillos pata de cabra pueden acomodar suelos de **espesores alrededor de 200 a 400 mm.**

  Su principal característica es que compactan el suelo de **abajo hacia arriba**, lo que no ocurre con los demás tipos de rodillos, que compactan de arriba hacia abajo.

  Si el rodillo es Vibratorio debe ser de ALTA AMPLITUD y BAJA FRECUENCIA de manera de densificar la parte inferior de la capa.

A continuación se describe la guía práctica de compactadores mediante la cual se puede elegir el tipo de equipo de compactación más conveniente según el trabajo requerido y considerando todas lasvariables en juego.

Figura 23: *Rodillo de pata de cabra*

CONCLUSIONES

De manera general se puede afirmar que para lograr el mejor trabajo de compactación en obra se debe considerar todas las variables en juego, y de la misma manera las mismas variables intervienen en la realización del ensayo de compactación en laboratorio. El conocimiento de la combinación de todas las variables en el trabajo de compactación podrá permitir un mejor resultado de compactación en laboratorio pero sobre todo en obra.

REFERENCIAS:

- **[1] Braja m. Das** (2008) Fundamentos de Ingeniería Geotécnica
- **[2] Bermejo F. Víctor** y Pacosillo T. Luis (2013) Laboratorio de Mecánica de Suelos I
- **[3] ABC** (2011) Manual de especificaciones técnicas generales de construcción.
- **[4] Valle Rodas R.** (1968) Principios generales de la mecánica de suelos aplicadas a la pavimentación.
- **[5] Luis Pacosillo Ticona** (2023) Apuntes de clases

INFLUENCIA DE LAS GRIETAS DE TRACCIÓN EN LA ESTABILIDAD DE TALUDES PARA DIFERENTES PENDIENTES

Ray Israel Navia Gemio
raisnag.ring@gmail.com
Víctor Eduardo Bermejo Franco
vicosue54@gmail.com
Miguel Angel Chuquimia Cordova
mi.chuquimia@gmail.com

RESUMEN

El presente trabajo de investigación busca evaluar el efecto de las grietas de tracción en el análisis de estabilidad de taludes y su efecto directo en el factor de seguridad, para diferentes configuraciones geométricas del talud a diferentes alturas e inclinaciones del mismo.

Para todo este análisis, se han tomado en cuenta muestras de suelo ubicados en la av. Vásquez N°347 de la zona de Pura Pura de la ciudad de La Paz, que luego de ser caracterizadas, sirvieron de insumos para la simulación de diferentes escenarios que consideran o no la presencia de grietas de tracción, utilizando el software Slide v6.0., específicamente con los métodos de Bishop simplificado, Spencer y GLE/Morgenstern-Price, para condiciones no consolidadas no drenadas (UU) y consolidadas drenadas (CD).

Palabras clave. *Estabilidad de taludes, factor de seguridad, grietas de tracción, Bishop simplificado, Spencer, GLE/Morgenstern-Price, altura de fisuración, minería de datos.*

ABSTRACT

The present research work seeks to evaluate the effect of tensile cracks in the analysis of slope stability and its direct effect on the safety factor, for different geometric configurations of the slope at different heights and inclinations.

For all this analysis, soil samples located on Av. Vásquez N°347 from the Pura Pura area of the city of La Paz, which after being characterized, served as inputs for the simulation of different scenarios that consider or do not consider the presence of tensile cracks, using the Slide v6.0. software, specifically with the Bishop simplified, Spencer and GLE/Morgenstern-Price methods, for unconsolidated undrained (UU) and consolidated drained (CD) conditions.

Keywords. *Slope stability, safety factor, tensile cracks, simplified Bishop, Spencer, GLE/Morgenstern-Price, crack height.*

INTRODUCCIÓN

El análisis de estabilidad de taludes depende de diversas variables que influyen en el factor de seguridad. Una buena gestión de estos elementos permite garantizar que dicho talud no esté expuesto a un fenómeno de remoción en masa que pueda desencadenar en pérdidas económicas, materiales y sobre todo humanas.

Gonzáles de Vallejo et al (2002) reflejan cuatro factores determinantes que se debe considerar al

hacer el análisis de estabilidad de taludes:

- Factores geométricos
- Factores geológicos
- Factores hidrogeológicos
- Factores geotécnicos

Los aspectos relacionados al comportamiento del suelo en cuanto a sus propiedades mecánicas pueden afectar a la estabilidad de los taludes. Uno de los casos más interesantes que influyen en las propiedades geotécnicas del suelo son las grietas de tracción y afectan directamente en la determinación del factor de seguridad y estabilidad del talud.

El proceso de formación de una grieta según Juárez Badillo & Rico Rodríguez, (2008) siempre inicia en la superficie del suelo que se encuentra en la parte alta de un talud, debido a la presencia de tensiones de tracción que pueden generarse en la zona y son reflejadas en un diagrama de esfuerzos.

Mediante el software Slide v6.0., se pretende comparar el efecto de las grietas de tracción en el factor de seguridad bajo diferentes configuraciones de inclinación del talud y para diversas condiciones durante el proceso de excavación a diferentes profundidades; de esta manera tener criterios de decisión que permitan un análisis correcto del mismo.

MATERIALES Y MÉTODOS

Se trabajó con muestras de suelo tomadas en la av. Vásquez N° 347 de la zona de Pura Pura en la ciudad de La Paz, realizando en laboratorio la caracterización de suelos, para poder conformar la disposición geométrica de los estratos, densidades del suelo húmedo y seco, parámetros de corte (cohesión y ángulo de fricción interna), permeabilidad del suelo.

Métodos de estabilidad de talud utilizados

Para la comparación del efecto de las grietas de tracción en la estabilidad de taludes se realizó previamente una selección de los mejores métodos de determinación del factor de seguridad.

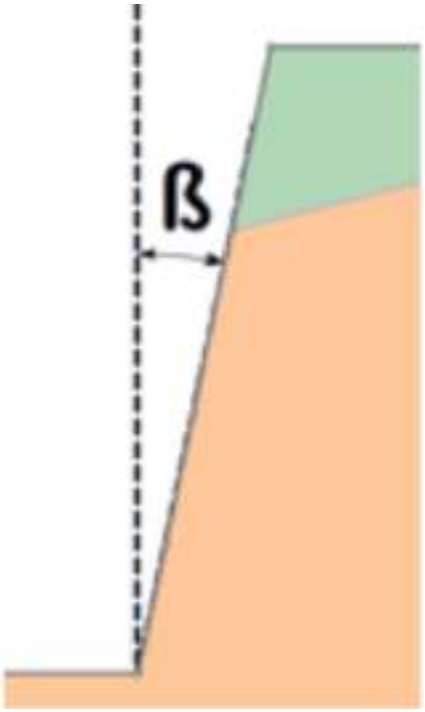


Figura 1: *Pendiente del talud representada mediante el ángulo ß*

Dentro del análisis realizado se utilizaron métodos basados en el criterio de equilibrio límite, que ofrecen factores de seguridad mínimos muy similares para diferentes valores del ángulo ß (Figura 1). Los métodos seleccionados son:

- Método de GLE/Morgenstern-Price
- Método de Spencer
- Método de Bishop simplificado

Geometría de la excavación

La geometría, geología y estratigrafía de los taludes de corte en el proceso de excavación del sótano (Figura 2) van cambiando para diferentes profundidades, generando dos taludes uno en la parte izquierda y otro en el lado derecho, y ambos son analizados independientemente.

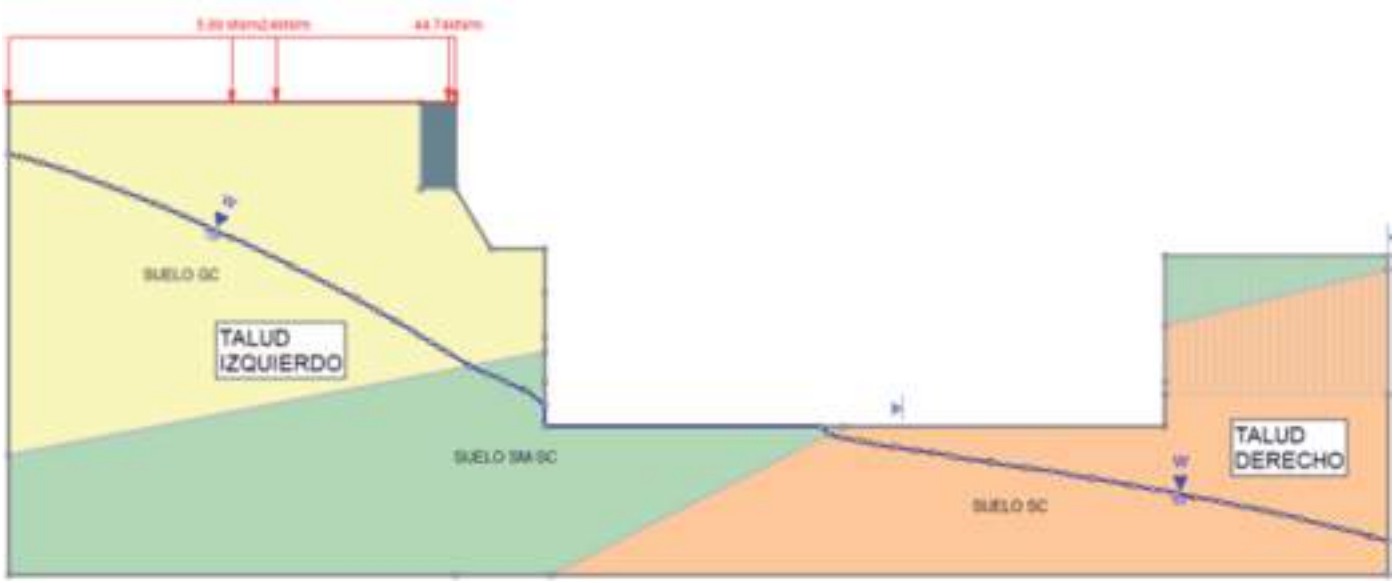


Figura 2: *Disposición de los lados del talud para e análisis en Slide v6.0.*

Escenarios planteados para el análisis

Los escenarios planteados consideran una variación de la pendiente del talud para diferentes profundidades de excavación reflejados; es decir, modificando el ángulo ß (Figura 3).

Profundidad [m]	Ángulo ß [°]																						Lado del talud
	0	3	5	6	7	9	10	11	12	13	15	16	17	18	19	20	24	25	30	35	40	45	
1	✓						✓									✓			✓		✓		Izquierda
2	✓					✓	✓						✓			✓	✓		✓				
3	✓				✓		✓			✓					✓	✓		✓					
4	✓		✓				✓	✓			✓	✓				✓							
5	✓		✓			✓	✓			✓	✓			✓									
1	✓		✓				✓				✓					✓		✓	✓	✓	✓	✓	Derecha
2	✓		✓				✓				✓					✓		✓	✓	✓	✓		
3	✓		✓				✓				✓					✓		✓					
4	✓		✓				✓				✓					✓							
5	✓	✓		✓		✓			✓		✓												

Figura 3: *Matriz de pendientes del talud ß utilizadas en las simulaciones con Slide v 6.0.*

El análisis se realiza en dos condiciones (UU, CD), para lo cual se utilizaron los siguientes parámetros de corte:

COHESIÓN Y ÁNGULO DE FRICCIÓN INTERNA				
Material	NO CONSOLIDADO NO DRENADO (UU)		CONSOLIDADO DRENADO (CD)	
	C (KN/m^2)	ϕ (°)	C (KN/m^2)	ϕ (°)
Suelo GC	34,34	33,99	31,93	42,23
Suelo SM-SC	16,19	26,30	15,55	37,47
Suelo SC	30,41	27,73	38,01	22,32

Tabla 1: *Parámetros de corte en los estratos de suelo de la zona de estudio para condiciones UU y CD*

Para estudiar la influencia de las grietas de tracción en el factor de seguridad durante los procesos de excavación y construcción se plantearon diferentes escenarios que permitan obtener los factores de seguridad mínimos, siguiendo el diagrama de flujo (Figura 4).

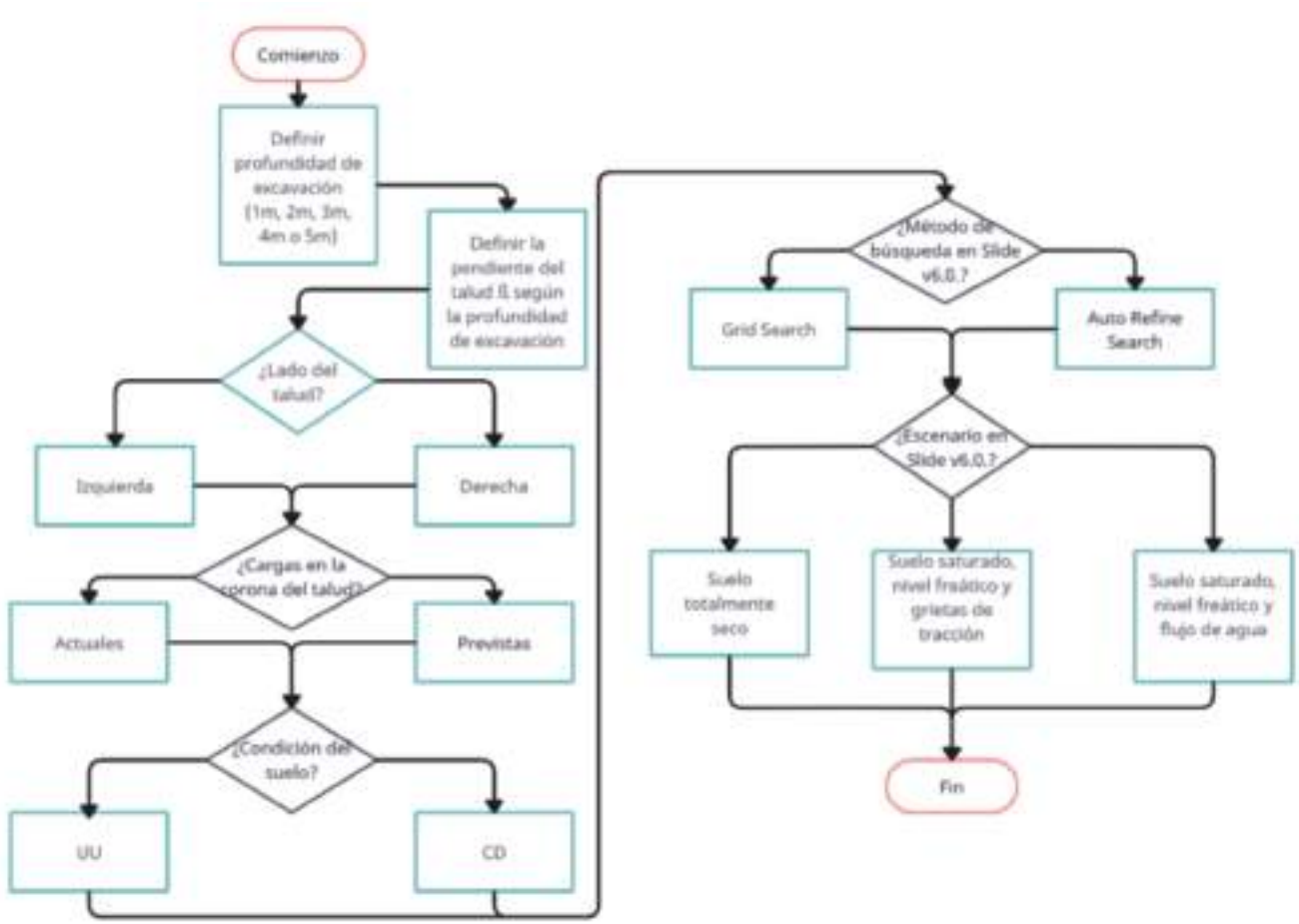


Figura 4: *Combinación de escenarios de simulación utilizados en Slide v6.0.*

Altura de fisuración

Analizando los escenarios planteados anteriormente (Figura 4), se tiene como situación más crítica al entorno que toma en cuenta las grietas de tracción y presencia de agua; siendo la altura de fisuración uno de los factores más influyentes.

La altura de fisuración crítica (z) se obtuvo considerando los valores más críticos en los diferentes estratos y tomando en cuenta el tipo de suelo predominante en cada lado del talud.

Para condiciones drenadas se sabe:

$$z = \frac{2 \cdot C}{\gamma} \sqrt{\frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi}}$$

Mientras que para condiciones no drenadas:

$$z = \frac{2 \cdot C}{\gamma}$$

Según la condición en la que se encuentre la simulación a realizarse en Slide v6.0. para cada lado del talud, se determinó que la altura de fisuración (z) para el lado izquierdo será 3,44 [m] (UU) o 7,23[m] (CD) por la predominancia del estrato del suelo tipo GC en este sector del talud, mientras que, para el lado derecho, el estrato principal es de tipo SC, obteniendo valores de altura de fisuración de 3,12 [m] (UU) o 5,82 [m] (CD).

RESULTADOS

Para evaluar los resultados obtenidos mediante Slide v6.0. ha sido necesario tomar en cuenta diferentes variantes, que se reflejan a continuación:

Cantidad de simulaciones considerando suelo totalmente seco	77
Cantidad de simulaciones considerando nivel freático	308
Cantidad de simulaciones considerando grietas de tracción	118
Cantidad total de escenarios	503
Cantidad de simulaciones realizadas en Slide v6.0.	1006
Métodos de cálculo utilizados	Cantidad de FS obtenidos por método
Bishop Simplificado	1006
Spencer	1006
GLE/Morgenstern-Price	1006
Total de datos de FS obtenidos	3018

Tabla 2: *Resumen de simulaciones realizadas en Slide v6.0. para la zona de estudio*

Se desarrollaron en total 503 escenarios (Tabla 2), y como Slide v6.0. utiliza la búsqueda mediante Grid Search y Auto Refine Search, fue necesario simular en el software durante 1006 ocasiones, obteniendo esta misma cantidad de factores de seguridad para cada método analizado, alcanzando un total de 3018factores de seguridad obtenidos.

A continuación (Figura 5), se presenta un ejemplo de una de las simulaciones realizadas con el método GLE/Morgenstern-Price para el talud derecho a una altura de 4 [m], y un ángulo ß=0°, donde se observa un cambio en el factor de seguridad de 1,849 (sin grietas de tracción) a 1.309 (con grietas de tracción).

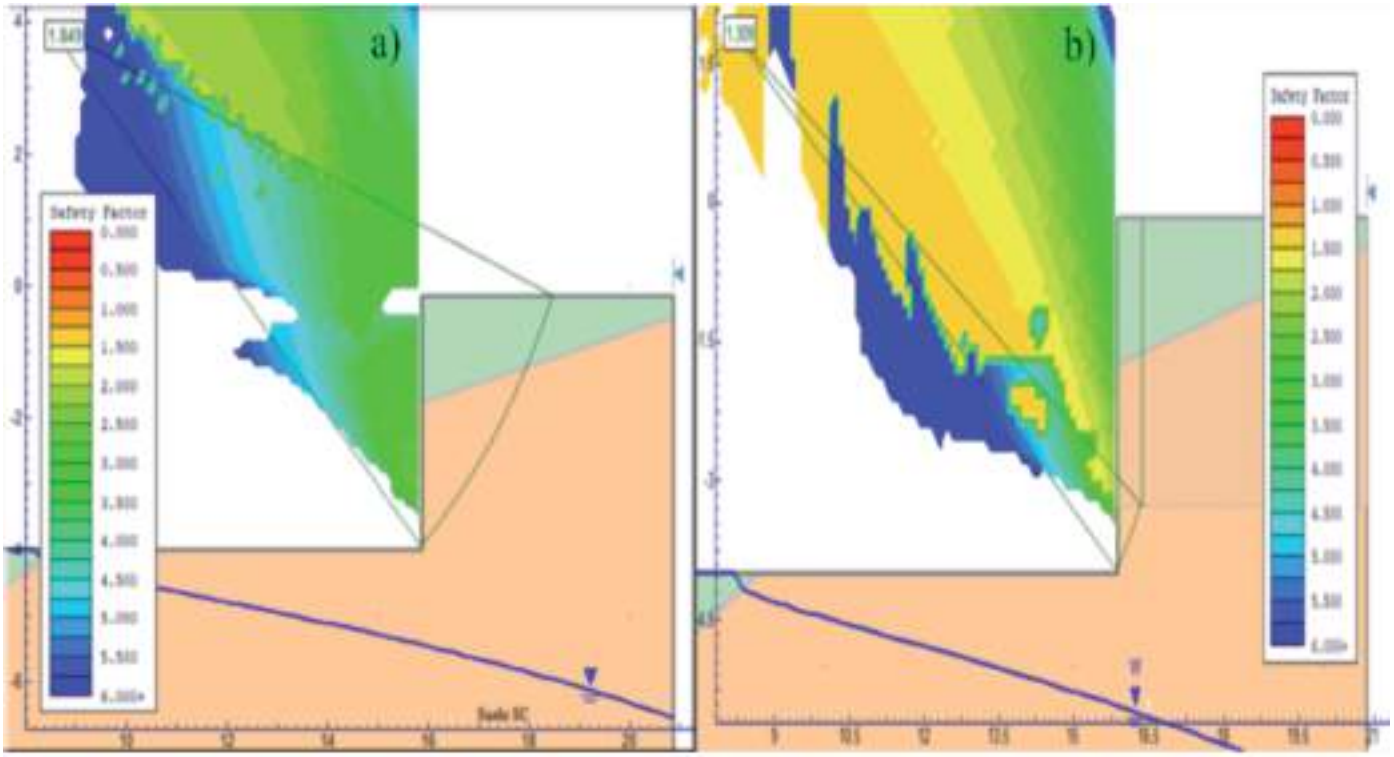


Figura 5: *Simulación por el método GLE/Morgenstern-Price para el talud derecho a una profundidad de 4 [m] y ß=0°, bajo diferentes escenarios: a) sin considerar grietas de tracción, b) considerando grietas de tracción*

La presencia de grietas de tracción también influye directamente en el comportamiento del círculo de falla como tal, variando el centro y radio de los mismos; además, las fuerzas normales entre dovelas también cambian, teniendo diferentes valores a lo largo del talud.

Para el escenario ofrecido como ejemplo anteriormente, se presenta la variación de la fuerza normal interdovelas a lo largo del círculo de falla generado para cada caso.

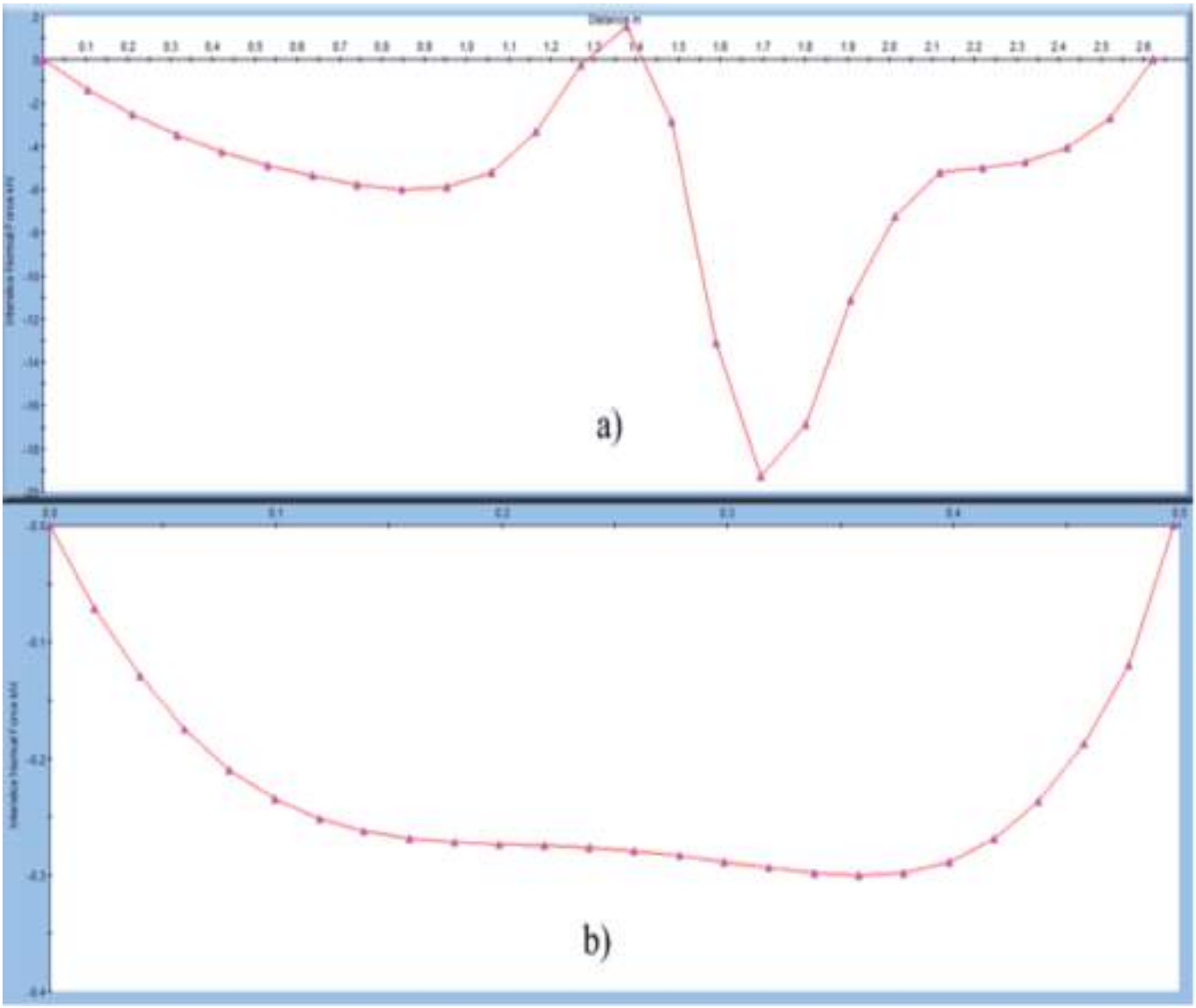


Figura 6: *Variación de la fuerza normal interdovelas para el talud derecho a 4 [m] de profundidad por el método GLE/Morgenstern-Price: a) sin considerar grietas de tracción, b) considerando grietas de tracció*

Nótese que en el escenario sin considerar grietas de tracción (Figura 6a), aparece una zona donde las fuerzas normales interdovelas son positivas, algo que teóricamente no es correcto, pues los suelos no pueden soportar esfuerzos de tracción. Por el contrario, en el escenario que considera la existencia de grietas de tracción (Figura 6b), todos los valores de las fuerzas normales interdovelas son negativos, es decir, son de compresión, siendo esfuerzos teóricamente correctos en la mecánica de suelos.

Con todas las simulaciones realizadas en Slide v6.0. y por la gran cantidad de datos correspondientes al factor de seguridad (FS), fue necesario utilizar metodologías de big data y minería de datos para poder comparar el escenario que sí considera grietas de tracción (escenario con nivel freático y grietas de tracción), con el escenario que no toma en cuenta la altura de fisuración (escenario con suelo totalmente seco y escenario con suelo saturado y nivel freático), obteniendo los siguientes resultados:

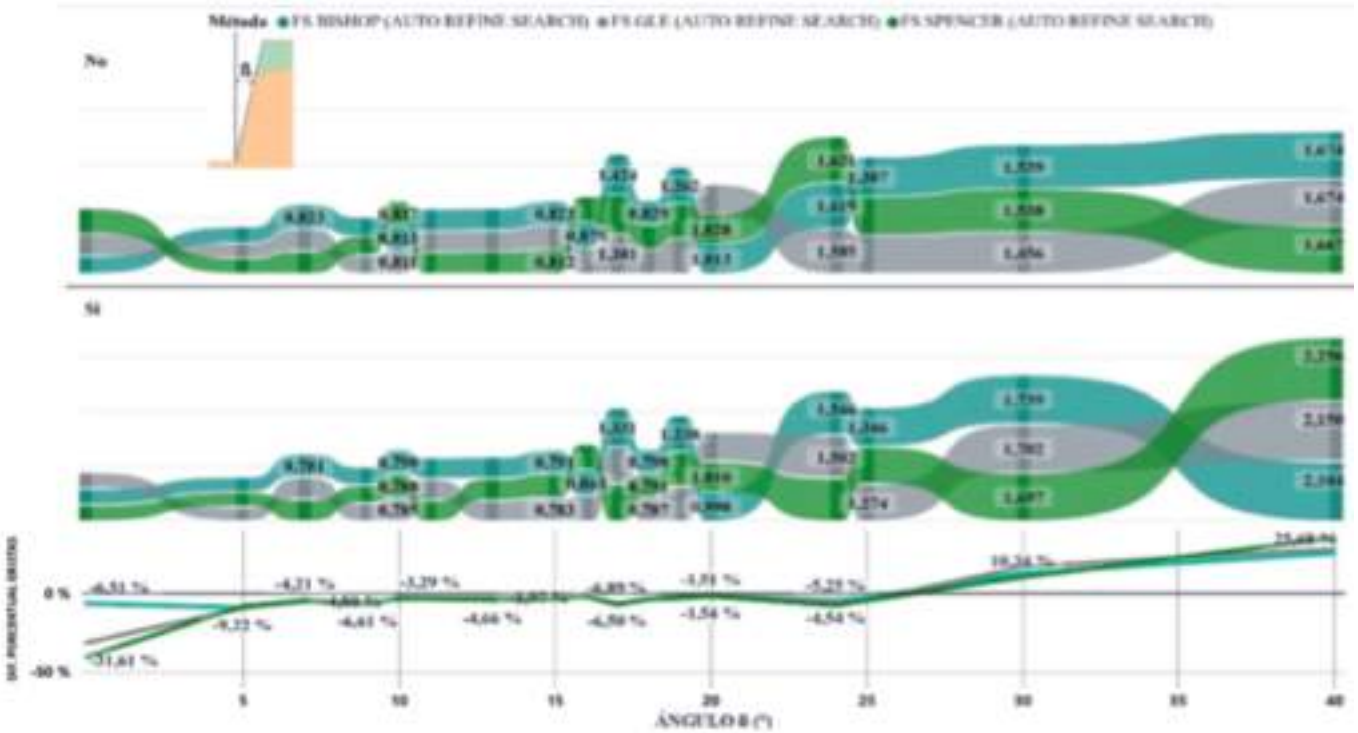


Figura 7: *Comparación del efecto de las grietas de tracción en el factor de seguridad a diferentes ángulos β para el talud izquierdo y en condición no consolidado no drenado (UU)*

Figura 8: *Comparación del efecto de las grietas de tracción en el factor de seguridad a diferentes ángulos β para el talud izquierdo y en condición consolidado drenado (CD)*

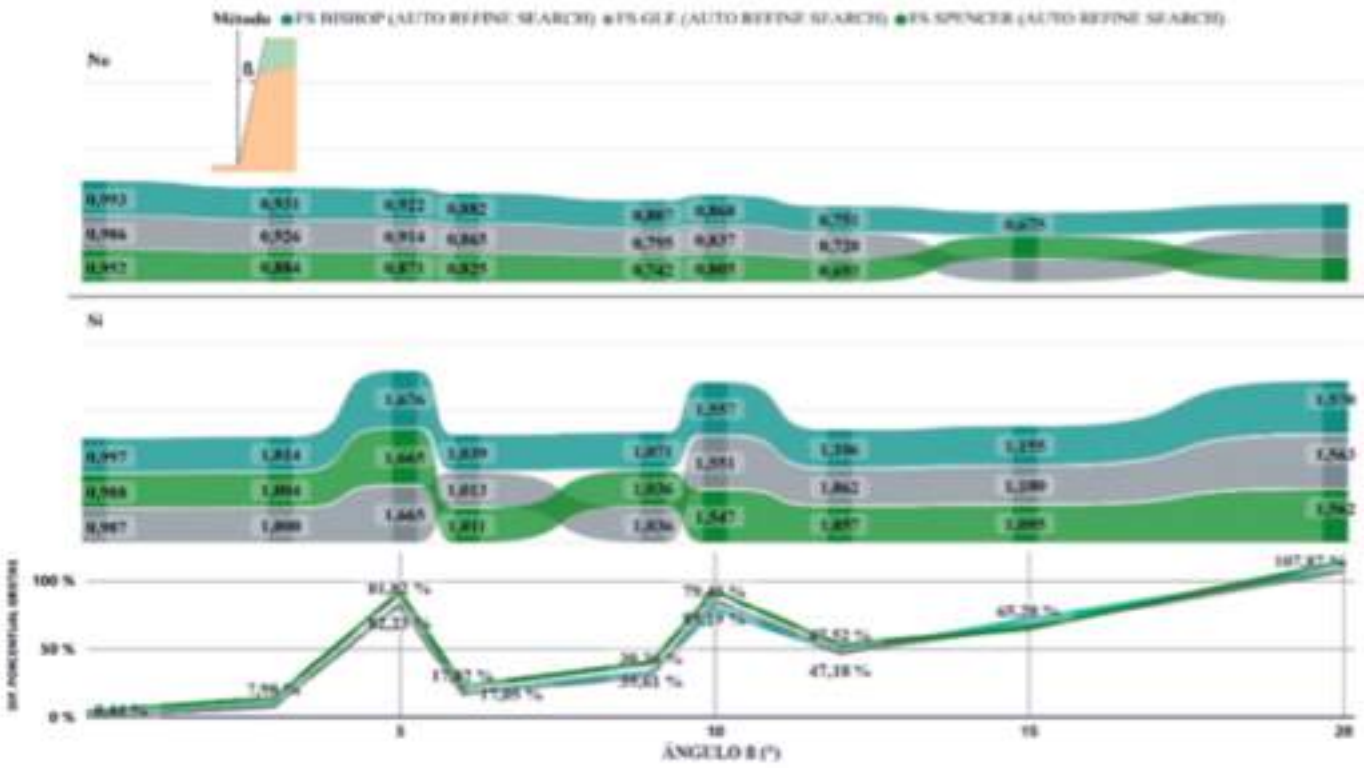


Figura 9: *Comparación del efecto de las grietas de tracción en el factor de seguridad a diferentes ángulos ß para el talud derecho y en condición no consolidado no drenado (UU)*

Las figuras 7, 8 y 9 presentan la comparación del efecto de las grietas de tracción en el factor de seguridad. Estas imágenes están conformadas por tres partes, una superior donde se muestran mediante un gráfico de cintas, los factores de seguridad mínimos obtenidos en Slide v6.0. para los métodos analizados y ordenados de menor a mayor para diferentes ángulos ß en la condición que no toma en cuenta el efecto de las grietas de tracción. De forma similar en la parte central aparece el gráfico de cintas para la condición que si toma en cuenta las grietas de tracción en las simulaciones con Slide v6.0. para diferentes valores de ß. La parte inferior de las figuras refleja la diferencia porcentual entre el escenario que toma en cuenta las grietas de tracción, respecto a aquel que no las considera para la determinación del factor de seguridad.

Para el talud izquierdo (Figuras 7 y 8), los factores de seguridad que consideran el efecto de las grietas de tracción son mucho menores cuando los ángulos ß son cercanos a 0°. De forma contraria, si los valores de ß son grandes, superiores a los 15°, los factores de seguridad mínimos son aquellos que no consideran la influencia de la altura de fisuración, reflejando inclusive que, considerar las grietas de tracción para estos ángulos ß implicaría que el cálculo de factores de seguridad dé resultados más elevados, siendo superiores en un 25% respecto a no tomar en cuenta los efectos de la fisuración en la cresta del talud.

Se puede notar que en condiciones no consolidado no drenado (Figura 7) y consolidado drenado (Figura 9), para un valor de ß próximo a los 10° se alcanza una diferencia porcentual de cero, es decir, considerar o no las grietas de tracción es indistinto pues se obtiene el mismo factor de seguridad.

Si la condición es no consolidado no drenado para el talud derecho (Figura 8) el efecto esperado es más adverso aún. Los factores de seguridad más bajos para cada ángulo ß se presentan en las situaciones que no toman en cuenta las grietas de tracción. Para valores de ß próximos a cero, puede percibirse que los factores de seguridad son bastante similares, tanto si se considera o no las grietas de tracción.

CONCLUSIONES

En conclusión, en base al análisis realizado se recomienda considerar el efecto de las grietas de tracción en el análisis de estabilidad de taludes que tengan un ángulo ß menor a los 10°, y para ángulos mayores a 10° no se debe considerar el efecto de la altura de fisuración, pues no se obtendrían los factores de seguridad mínimos.

Ante la posible presencia de esfuerzos de tracción interdovelas se recomienda analizar y garantizar que los círculos de falla analizados en las simulaciones de estabilidad tengan fuerzas normales interdovelas negativas para validar únicamente esfuerzos de compresión en los suelos.

Se recomienda desarrollar líneas de investigación utilizando esta metodología de análisis de estabilidad de taludes para diferentes tipos de suelos en diversas locaciones; también es necesario ampliar los escenarios planteados considerando alturas superiores a los 5[m], presencia de obras de contención o anclajes, que permitirán desplegar el estudio para un mayor rango de ángulos de inclinación del talud.

De la misma manera, resulta importante utilizar nuevos enfoques basados en el aprovechamiento de la tecnología, específicamente el manejo de **BIG DATA y minería de datos,** y sobre todo optimizar todos estos procesos con **inteligencia artificial (AI).**

REFERENCIAS

- **[1] Abramson, L**., Lee, T., Sharma, S., & Boyce, G. (2002). Slope Stability and Stabilization Methods. USA: John Wiley & Sons Inc.

- **[2] Custodio, E.**, & Llamas, M. R. (1983). Hidrología Subterránea. Barcelona: Ediciones Omega S.A.

- **[3] Das, B. M.** (2001). Fundamentos de ingeniería geotécnica. México: International Thomson Editores S.A.

- **[4] Gonzáles de Vallejo, L. I.**, Ferrer, M., Ortuño, L., & Oteo, C. (2002). Ingeniería Geológica. Madrid: Pearson Educación.
- **[5] Juárez Badillo, E.,** & Rico Rodríguez, A. (2005). Mecánica de suelos I: Fundamentos de la Mecánica de Suelos. México: LIMUSA.

- **[6] Juárez Badillo, E.**, & Rico Rodríguez, A. (2008). Mecánica de Suelos II: Teoría y Aplicaciones (Segunda ed.). México: LIMUSA.

- **[7] Spencer, E.** (1967). A Method of analysis of the Stability of Embankments Assuming Parallel Inter-Slice Forces. Géotechnique, 11-26.

- **[8] Whitlow, R. (1994).** Fundamentos de Mecánica de Suelos (Segunda ed.). México: Compañía Editorial Continental S.A. de C.V.

CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA ENFATIZADA EN LA OBTENCIÓN DE LA TENSIÓN ADMISIBLE

Erick Chacalluca Ticona
erickchlltn@gmail.com
Víctor Bermejo Franco
vicosue54@gmail.com

RESUMEN

El presente Proyecto de Investigación, permitió realizar la caracterización geotécnica de la Urbanización Jardines del Norte 10 de Octubre de la Ciudad de El Alto, para lo cual se realizaron in situ y en el laboratorio del área de suelos del IEM (Hugo Mansilla Romero)-UMSA, los ensayos de Contenido de Humedad, Granulometría, Peso Específico, Densidad por el Método de Trozos Inalterados, Densidad por el Método Cono de Arena, SPT, Compactación, CBR y Corte Directo, realizados bajo las normas ASTM y AASHTO. El estudio efectuado en el presente proyecto, permitirá contar con información base de datos, para ser usados en la elaboración y diseño de proyectos de obras civiles.

Debido a que el ensayo SPT es uno de los más usados y a la vez menos normados en suelos granulares en nuestro medio. Siendo que de esta deriva la tensión admisible del suelo se vió la necesidad de realizar el presente proyecto de investigación.

***Palabras clave**: Calicata, caracterización, geotecnia, ingeniería geotécnica, pozo, somera y sondeo.*

ABSTRACt

The present Research Project, allowed to carry out the geotechnical characterization of the Urbanization Jardines del Norte 10 de Octubre of the City of El Alto, for which they were carried out in situ and in the laboratory of the soil area of the IEM (Hugo Mansilla Romero)- UMSA, the essays Moisture Content, Granulometry, Specific Weight, Density by the Unaltered Chunks Method, Density by the Sand Cone Method, SPT, Compaction, CBR and Direct Shear tests, carried out under the ASTM and AASHTO standards. The study carried out in this project will allow for database information to be used in the preparation and design of civil works projects.

Because the SPT test is one of the most used and at the same time less regulated in granular soils in our environment. Since the admissible stress of the soil derives from this, it was necessary to carry out this research project.

***Keywords:** Pit, characterization, geotechnics, geotechnical engineering, well, shallow and survey.*

INTRODUCCIÓN

Se establece el objeto del presente proyecto es la caracterización geotécnica con la determinación de las propiedades físico mecánicas del suelo, de la Urbanización Jardines del Norte 10 de octubre del Distrito 7 de la Ciudad de El Alto.

Debido a que el ensayo SPT es uno de los más usados y a la vez menos normados en suelos granulares en nuestro medio. Siendo que de esta deriva la tensión admisible del suelo se vió la necesidad de realizar el presente proyecto de investigación.

MATERIALES Y MÉTODO

Número de las Calicatas

La Urbanización Jardines del Norte 10 de octubre tiene una superficie 9.3 ha aproximadamente. Según las recomendaciones de la Normativa de la Honorable Alcaldía Municipal de La Paz (H.A.M.) [1], el número

de calicatas de prospección geotécnica excavados fueron veinte (20).

Para Urbanizaciones:

SUPERFICIE [m^2]	Nº DE CALICATAS
De 3000 a 10000	9
De 10000 a 30000	15
De 30000 a adelante	20

Tabla 1: *Relación de Superficie y Calicatas*
Fuente: (H.A.M., 2007)

Profundidad de las Calicatas

Normativa H.A.M.

La normativa de la Honorable Alcaldía Municipal de La Paz (H.A.M.), del año 2000, indica que se debe de investigar hasta la profundidad que lleguen los bulbos de presión de los cimientos.

Debido al análisis elástico que se hace de los suelos, las características isotrópicas, isobaras y homogéneas de los bulbos de presión esta profundidad sería con tendencia hacia el infinito.

NTE E.050 Suelos y Cimentaciones del Perú

Según la Norma Técnica E.050 Suelos y Cimentaciones del Perú (Reglamento Nacional de Construcciones, 1997) [2].

$$p = Df + z \qquad (1)$$

p: Profundidad a alcanzar [m]

Df: Distancia vertical de la superficie del terreno al fondo de la cimentación [m] = 1 m.

Z = 1.5*B; siendo B el ancho de cimentación

B: Ancho de Cimentación [m] = 1 m

$$z = 1.5 * B = 1.5*1 = 1.5 \text{ m} \qquad (2)$$
$$p = 1 + 1.5$$
$$p = 2.5 \text{ m}$$

Pero en el mismo reglamento se indica que la profundidad p mínima debe ser de 3 m. (Reglamento Nacional de Construcciones, 1997)

Siendo este un proyecto académico, se toma las consideraciones:

- Mantener la integridad de las personas que ejecuten los ensayos.
- Con la finalidad de mantener la integridad de las personas que ejecuten los ensayos, por la estabilidad de la calicata (tablaestacas - enticados).
- Por motivos económicos para contratar el equipo de perforación.

Se tomó la profundidad mínima de 2 m. Resulta conveniente que se debe enfatizar que para un proyecto no académico se deben de tomar profundidades mayores, debido a que en la normativa para Estudios Geológico Geotécnicos empleada por la Honorable Alcaldía Municipal de La Paz (H.A.M.) no se explica claramente la definición de la citada profundidad.

Ensayos Realizados

Ensayos in Situ

- Ensayo SPT (ASTM D1586 - AASHTO: T-206-70)
- Ensayo de Densidad por el Método Cono de Arena (ASTM D-1556)

Ensayos en Laboratorio

- Ensayo de Contenido de Humedad (ASTM D2216-98)
- Ensayo Granulométrico (ASTM D422-63 - AASHTO T-27-93)
- Límites de Atterberg (LL:ASTM D423-66 - AASHTO T89-68) (LP:ASTM D424-59 - AASHTO T90-70)
- Ensayo Gravedad Específica (ASTM D854-02-AASHTO T100-70)

- Ensayo Densidad de Trozos Inalterados (ASTM D854-02 - AASHTO T233-86)
- Ensayo de Compactación (ASTM 1557)
- Ensayo de CBR (ASTM D1883 - AASHTO T193)
- Ensayo Corte Directo (ASTM D3080 - AASHTO T236)

Ensayo SPT (ASTM D-1586 - AASHTO: T-20)

Siendo el valor de tensión admisible uno de los valores más importantes, se enfatiza en el presente proyecto en el ensayo SPT.

El ensayo consiste en hincar una punta o cuchara normalizada en el terreno con ayuda de una masa también normalizada desde una altura de caída libre 75 cm, anotando los golpes que ayudan a hincarla, cada 15 cm hasta llegar a 45 cm. Diferenciando que si se usa puntaza ciega el resultado es la suma de todos los golpes y que si se usa cuchara el resultado solo es la suma de los últimos 30 cm.

El procedimiento a realizar en campo según Proyectos de Grado similares realizados cercanos a la urbanización será sin el uso del trípode, con hincado de la punta, dada la presencia importante de material grueso que no permite el uso de la cuchara estándar.

Cuando el terreno atravesado es grava, la cuchara normal no puede hincarse, pues su zapata se dobla. Con frecuencia se sustituye por una puntaza conica de la misma sección (no normalizada). El ensayo SPT no proporciona entonces muestra. El golpeo así obtenido debe corregirse dividiendo por un factor que se considera del orden de 1.3, (Jimenez, 1975) [3], pero esta es para un estudio de puntaza de abertura de 60°, en el caso del proyecto se usó una puntaza ciega de 11.16° de abertura. Según un ensayo realizado en el IEM se obtuvo que la suma de los tres primeros valores daba aproximadamente lo mismo que el uso de la cuchara.

Debido a las características granulares del suelo de la urbanización se hizo uso de una puntaza conica de punta cerrada del Instituo de Ensayo de Materiales, no contemplado en la norma ASTM D-1586.

"En la ciudad de La Paz el ensayo SPT en suelos granulares es ejecutado en calicatas y con una puntaza cónica no normalizada." Ireland, Moretto & Vargas (1970) [4]

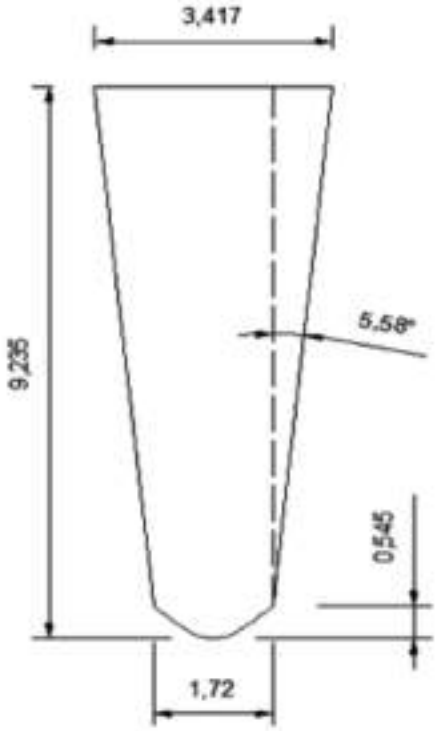


Figura 1: *Puntaza Cónica del IEM*
Fuente: *Elaboración propia*

Uso de Puntas

Cuchara Bipartida

$$N = N_{30} + N_{45} \qquad (3)$$

Puntaza Conica

$$N = N_{15} + N_{30} + N_{45} \qquad (4)$$

N = Número de golpes en campo

$$N_{60} = C_E * C_R * C_S * C_B * N \qquad (5)$$

Donde:

N = Número de Golpes de Campo

CE = Corrección por eficiencia

CR = Corrección por longitud de la barra

CS = Corrección por el tipo de muestreador

CB = Corrección por el diámetro de perforación

$$(N_1)_{60} = C_N * N_{60} \qquad (6)$$

Con la ecuación de Liao y Robert Whitman, (MIT), 1986

CN = Corrección por sobrecarga

$$C_N = \sqrt{\frac{1}{\sigma'}} \;\; ; \;\; C_N \leq 2 \qquad 7)$$

Donde:

σ' = Tensión efectiva [kg/cm^2]

Corrección por eficiencia

$$C_E = \frac{ERr}{60} \qquad (8)$$

Donde:

ERr : Radio de Energía

Respecto a la energía, como en la ejecución del proyecto se usó a dos personas para jalar el martillo tipo dona, la perdida de energía será mínima, solamente por rozamiento, siendo esta según la Tabla 6 de (Skempton, 1986) [5], siendo lo más similar al lanzamiento tipo japonés, por lo tanto, se usa una energía del 80%, por lo tanto, se asume CE = 1.33, pero como este no es un dato conocido también se muestra el caso en que $C_E = 1$.

Corrección por longitud de la barra

Longitud [m]	C_R
>10	1
6-10	0.95
4-6	0.85
0-4	0.75

Tabla 2: *Corrección por longitud de barra*
Fuente: *(Budhu, 2015) [6]*

$$C_R = 0.75$$

Corrección por el tipo de muestreador

Muestreador	C_S
Muestreador estándar	1.0
Muestreador de EEUUU sin revestimientos	1.2

Tabla 3: *Corrección por el tipo de muestreador*
Fuente: (Budhu, 2015)

Debido a uso de la puntaza ciega no normalizada, se hizo un estudio en el IEM de comparación entra la cuchara normalizada y la puntaza ciega y se obtuvo valores similares, por lo tanto, se asume n_3 =1, en el caso del uso de la puntaza ciega por relaciones empíricas se suma los tres primeros valores de N para 15, 30 y 45 cm, pero también se analiza el caso normalizado de sumar los dos valores de N para 30 y 45 cm.

Corrección por diámetro de perforación

Diámetro de perforación [mm]	C_B
60-120	1
150	1.05
200	1.15

Tabla 4: *Diámetro de perforación*
Fuente: *(Budhu, 2015)*

El ensayo se debería de hacer en sondeos de diámetros normalizados y no en calicatas, debido a la perdida de confinamiento, se obtuvo el diámetro equivalente mediante la igualación de áreas y según un nomograma se obtuvo el valor de esta corrección n4, pero como este no es un dato conocido también se muestra el caso en que $n_4 = 1$.

Área $_{\text{calicata}}$ *(cuadrada) = Área* $_{\text{calicata}}$ *(circular)*

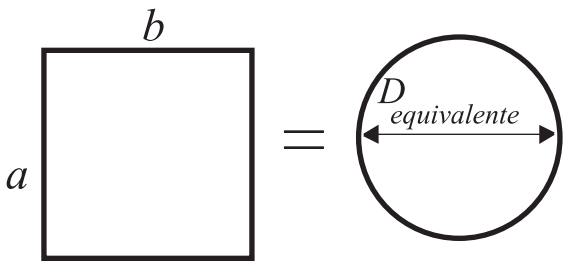


Figura 2: *Área rectangular y circular*
Fuente: *Elaboración propia*

$$\text{Área} = a * b \quad (9)$$

$$\text{Área} = \frac{\pi}{4} * D^2_{\text{equivalente}} \quad (10)$$

$$a * b = \frac{\pi}{4} * D^2_{\text{equivalente}} \quad (11)$$

$$D^2_{\text{equivalente}} = 2 * \sqrt{\frac{a * b}{\pi}} \quad (12)$$

Dando este para un valor máximo:

Diámetro de perforación [m]	C_B
2.55	1.9

Tabla 5: *Diámetro de perforación máximo y valor de* C_S
Fuente: *Elaboración propia*

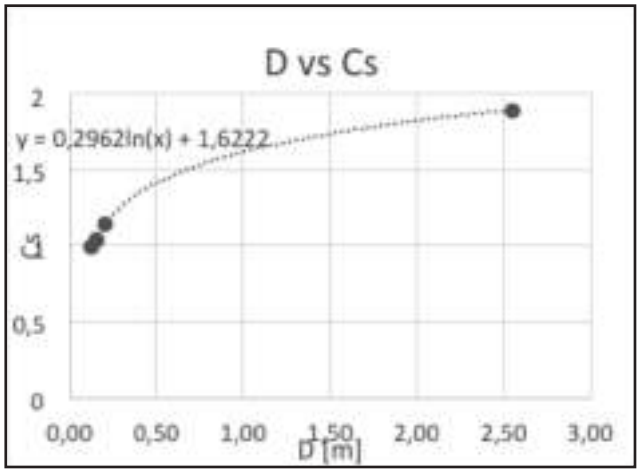


Figura 3: *Nomograma de Diámetro [m] y Corrección por diámetro de perforación* (C_S)
Fuente: Elaboración propia

Corrección por Sobrecarga

$$C_N = \sqrt{\frac{1}{\sigma'}} \quad (13)$$

σ' = Tensión efectiva [kg/cm^2]

Liao y Whitman, 1986

Por lo tanto, se tienen cuatro escenarios, para las correcciones:

Suma de N para 15, 30 y 45 cm

Asumiendo Correcciones

C_E	C_R	C_S	C_B
1.33	0.75	1	0.2962*ln(D)+1.6222

Correcciones no conocidas igual a uno

C_E	C_R	C_S	C_B
1	0.75	1	1

Tabla 6: *Escenarios para suma de N para 15, 30 y 45 cm*
Fuente: Elaboración propia

Suma de N para 30 y 45 cm

Asumiendo Correcciones

C_E	C_R	C_S	C_B
1.33	0.75	1	0.2962*ln(D)+1.6222

Correcciones no conocidas igual a uno

C_E	C_R	C_S	C_B
1	0.75	1	1

Tabla 7: *Escenarios para suma de N para 30 y 45 cm*
Fuente: Elaboración propia

Del modo conservador, igual se trabajan con el número de golpes de campo, llevados directamente al ábaco de Hough. [7]

Por ser conservadores, por experiencia, se recomienda usar los valores del número de golpes de campo de suma para los tres tramos, llevados al abaco de Hough y aplicando un factor de seguridad.

Correlaciones con parámetros geotécnicos

La resistencia al corte drenado en suelos granulares se puede estimar a partir de las correlaciones que se presentan:

Correlación	Referencia
$\phi' = 23.7 + 0.57*(N_1)_{60} - 0.0006*[(N_1)_{60}]^2$	Meyerhof, 1965
$\phi' = 27.1 + 0.30*(N_1)_{60} - 0.0054*[(N_1)_{60}]^2$	Peck, Hanson & Thornburn, 1974
$\phi' = \tan^{-1}\left[\frac{N_{SPT}}{32.5}\right]^{0.34}$	Schmertmann, 1975
$\phi' = \sqrt{(20\ (N_1)_{60}} + 20 \pm 3$	Hatanaka & Uchida, 1996
$\phi' = \sqrt{(15.4(N_1)_{60}} + 20$	Schnaid, 2009

Tabla 8: *Correlaciones para estimar el ángulo de fricción en suelos granulares a partir del ensayo SPT*
Fuente: (Soriano Camela) [8]

TENSIÓN ADMISIBLE

Método del Abaco de Hough

Se hace uso de las ecuaciones empiricas para entrar desde el eje de la derecha, con una paralela a la curva superior e infeiror de esta, usando según el porcentaje de suelos multiplicandolo por coeficientes, usando la siguiente ecuacion:

$$P = \%Gravas*5.83 + \%Arena*4.85 + \%Arcilla*2.8 \quad (14)$$

El autor B.K. Hough, 1957, como se muestra en los abacos, halla directamente la tensión admisible y no se menciona un factor de seguridad. Tradicionalmente en nuestro medio se usa un factor de seguridad.

Uso de Factor de Seguridad en el abaco de Hough

I. Apuntes Ing. Maximo Ballester

En los apuntes del Ing. Máximo Ballester Bullain, el menciona que para el abaco de Hough se debe de applicar un factor de seguridad entre 2 y 3, siendo 2 para suelos granualres y 3 para suelos finos.

II. Crepo Carlos, 2007

En el libro (Crespo, 2007) [9], menciona al abaco de Hough, donde para caso que el suelo se llegue a saturar, se debe aplicar un factor de seguridad del 50%, o dividido entre 2. Debido a la incertidumbre por las que el suelo pueda saturarse.

III. Ejecución del Ensayo

Debido a que el ensayo se lo realiza manualmente, esto puedo producir muchos errores. Como ser no mantener la verticalidad del equipo.

La edad del equipo.

Solamente se alcanza una profundidad de somera, siendo esta la superficie de la que deberia ser ejecutado el ensayo SPT, de los bulbos de presión.

Debido a que el abaco de Hough tiene limitaciones, como no tomar en cuenta la geometría de la cimentacion, angulo de ficcón, peso especifico a diferencia de la ecuación de Terzaghi.

La tensión admisible del abaco de Hough es recomendada por algunos ingenieros como predimensionamiento.

Ecuación de Terzaghi

Usando el análisis de equilibrio de Terzaghi expresó la capacidad de carga última de la siguiente forma:

$$q_u = c*N_c + q*N_q + \frac{1}{2}*\gamma*B*N_\gamma \quad (15)$$

Donde:

q_u: capacidad de carga ultima [kg/cm^2]

c: cohesión del suelo [kg/cm^2], debido a que el suelo del proyecto es un suelo granular se asume c = 0

q:γ *D_f [kg/cm^2]

γ : peso específico del suelo [kg/cm^3]

D_f: profundidad del cimiento [cm]

B: ancho del Cimiento [cm]

N_c, N_q, N_γ : factores de capacidad de carga adimensionales que son únicamente funcionales del ángulo de fricción del suelo

$$q_{adm} = \frac{q_u}{FS} \qquad (16)$$

FS: factor de seguridad = 3

(Das, 2001) [10]

Código Técnico de Edificación de España, Norma Técnica E.050 Suelos

En el Código Técnico de Edificación de España, Norma Técnica E.050 Suelos [11], se encuentra que en suelos granulares la presión vertical admisible de servicio suele encontrarse limitada por condiciones de asiento, más que por hundimiento. Dada la dificultad en el muestreo de estos suelos, un método tradicional para el diseño de cimentaciones consiste en el empleo de correlaciones empíricas más o menos directas con ensayos de penetración, o con otro tipo de ensayos in situ a su vez correlacionables con el mismo.

Para B* < 1.2 m

$$q_{adm} = 12 N_{SPT} \left(1 + \frac{D}{3B*}\right) \frac{S_t}{25} \qquad (17)$$

Donde:

S_t = El asiento total admisible en mm, asumido de 25 mm y 12.5 mm

N_{SPT} = Número de golpes en el ensayo SPT, corregido para una energía relativa del 60%, es decir aplicando el factor C_E

D = Profundidad del cimiento

B* = El ancho del cimiento

El valor $\left[1 + \frac{D}{3B*}\right]$ a introducir en las ecuaciones será menor o igual a 1,3

(Ministerio de Vivienda de España, 2006)

RESULTADOS

Granulometría

Calicata N°	Grava %	Arena %	Arcilla %	P kg/cm²
1	71,72	23,83	4,45	5,5
2	77,10	19,51	3,39	5,5
3	63,92	30,35	5,73	5,4
4	66,78	27,43	5,79	5,4
5	71,93	24,96	3,11	5,5
6	65,01	30,23	4,76	5,4
7	69,29	26,97	3,74	5,5
8	63,37	32,17	4,46	5,4
9	71,21	25,64	3,15	5,5
10	65,47	29,92	4,60	5,4
11	59,21	35,73	5,06	5,3
12	67,31	29,90	2,79	5,5
13	66,43	30,36	3,21	5,4
14	62,64	32,64	4,72	5,4
15	63,59	32,25	4,16	5,4
16	67,46	28,20	4,33	5,4
17	60,55	32,34	7,11	5,3
18	76,97	19,74	3,29	5,5
19	71,74	24,89	3,37	5,5
20	63,90	30,83	5,27	5,4

Tabla 9: *Porcentajes de Grava, Arena y Arcilla*
Fuente: *Elaboración propia*

Ecuación de Terzaghi

Ecuación de Terzaghi

Calicata N°	σ_{adm} [kg/cm²]
3	5,52
12	2,87
17	3,09

Tabla 10: *Ecuación de Terzaghi*
Fuente: *Elaboración propia*

Entre la ecuación de la CTE, que es donde se analiza la tensión admisible por asentamiento y en la ecuación de Terzaghi donde se analiza por capacidad portante ultima, según (Das, 2001) se recomienda tomara la menor de estas dos. Debido al tipo de suelo granular, según la (Ministerio de Vivienda de España, 2006), en suelos granulares la tensión admisible está limitada por condiciones de asentamiento más que por capacidad portante ultima.

Se enfatiza que se usa N llevados al abaco Hough y en los escenarios de correcciones se usa N_{60}.

Estos valores, son solamente demostrativos ya que no se tiene la certidumbre de los valores de corrección usados.

Siendo conservadores, por experiencia, se recomienda usar los valores del escenario de suma para N de campo 15, 30 y 45 cm, con el ábaco de Hough, aplicando un factor de seguridad.

1.1 Escenarios SPT

Suma de N para 15, 30 y 45 cm			Suma de N para 15, 30 y 45 cm Asumiendo correcciones ø °										Suma de N para 15, 30 y 45 cm Correcciones no conocidas igual a uno ø °									
Calicata		σ_{adm} [kg/cm^2]								σ_{adm} [kg/cm^2]										σ_{adm} [kg/cm^2]		
N°	N	Hough/F.S.	N_{60}	$(N_1)_{60}$	Meyerhof, 1965	Peck, Hanson Thornburn	Schmertmann, 1975	Hatanaka & Uchida, 1996	Fernando Schnaid, 2009	Hough/F.S.	CTE	Terzaghi	N_{60}	$(N_1)_{60}$	Meyerhof,	Peck, Hanson Thornburn	Schmertmann	Hatanaka Uchida	Fernando Schnaid, 2009	Hough/F.S.	CTE	Terzaghi
1	35	2,14	61	76	63,55	46,78	48,38	58,99	54,21	2,65	7,53	28,06	26	32	41,33	36,15	45,72	45,30	42,20	1,84	5,73	4,40
2	34	2,11	55	70	60,66	45,45	48,16	57,42	52,83	2,55	7,37	20,64	25	31	40,79	35,88	45,44	44,90	41,85	1,80	5,57	4,16
3	34	2,11	64	76	63,55	46,78	48,16	58,99	54,21	2,71	7,37	29,08	25	29	39,73	35,35	45,44	44,08	41,13	1,80	5,57	4,07
4	32	2,05	56	68	59,69	45,00	47,49	56,88	52,36	2,56	6,87	20,25	24	29	39,73	35,35	44,85	44,08	41,13	1,76	5,24	4,26
5	32	2,05	57	71	61,15	45,68	47,49	57,68	53,07	2,58	6,87	23,55	24	30	40,26	35,61	44,85	44,49	41,49	1,76	5,24	4,33
6	36	2,17	63	76	63,55	46,78	48,58	58,99	54,21	2,69	7,69	31,51	27	32	41,33	36,15	46,00	45,30	42,20	1,87	5,89	4,94
7	33	2,08	59	71	61,15	45,68	47,72	57,68	53,07	2,62	7,04	24,30	24	29	39,73	35,35	45,15	44,08	41,13	1,76	5,40	4,29
8	39	2,25	73	82	66,41	48,07	49,37	60,50	55,54	2,74	8,35	44,66	29	32	41,33	36,15	46,77	45,30	42,20	1,95	6,38	5,63
9	38	2,23	68	84	67,35	48,49	49,18	60,99	55,97	2,76	8,18	40,46	28	34	42,39	36,68	46,52	46,08	42,88	1,91	6,22	5,14
10	36	2,17	62	75	63,08	46,56	48,58	58,73	53,99	2,67	7,69	29,27	27	32	41,33	36,15	46,00	45,30	42,20	1,87	5,89	4,79
11	36	2,17	60	74	62,59	46,34	48,58	58,47	53,76	2,63	7,69	27,81	27	33	41,86	36,41	46,00	45,69	42,54	1,87	5,89	4,92
12	37	2,20	70	82	66,41	48,07	48,99	60,50	55,54	2,77	8,02	37,15	27	31	40,79	35,88	46,26	44,90	41,85	1,87	6,06	4,52
13	31	2,02	56	68	59,69	45,00	47,26	56,88	52,36	2,56	6,71	19,67	23	28	39,19	35,08	44,54	43,66	40,77	1,72	5,07	3,97
14	30	1,98	48	61	56,24	43,39	46,77	54,93	50,65	2,43	6,38	10,06	22	28	39,19	35,08	44,22	43,66	40,77	1,68	4,91	3,73
15	32	2,05	55	68	59,69	45,00	47,49	56,88	52,36	2,55	6,87	19,19	24	30	40,26	35,61	44,85	44,49	41,49	1,76	5,24	4,20
16	32	2,05	57	71	61,15	45,68	47,49	57,68	53,07	2,58	6,87	20,71	24	29	39,73	35,35	44,85	44,08	41,13	1,76	5,24	3,66
17	37	2,20	69	78	64,51	47,21	48,99	59,50	54,66	2,77	8,02	37,88	27	30	40,26	35,61	46,26	44,49	41,49	1,87	6,06	5,10
18	36	2,17	64	80	65,46	47,64	48,58	60,00	55,10	2,71	7,69	32,70	27	33	41,86	36,41	46,00	45,69	42,54	1,87	5,89	4,57
19	34	2,11	62	74	62,59	46,34	48,16	58,47	53,76	2,67	7,37	28,83	25	30	40,26	35,61	45,44	44,49	41,49	1,80	5,57	4,57
20	36	2,17	58	71	61,15	45,68	48,58	57,68	53,07	2,60	7,69	21,87	27	33	41,86	36,41	46,00	45,69	42,54	1,87	5,89	4,48

Suma de N para 30 y 45 cm			Suma de N para 30 y 45 cm Asumiendo correcciones ø °										Suma de N para 30 y 45 cm Correcciones no conocidas igual a uno ø °									
Calicata		σ_{adm} [kg/cm^2]								σ_{adm} [kg/cm^2]										σ_{adm} [kg/cm^2]		
N°	N	Hough/F.S.	N_{60}	$(N_1)_{60}$	Meyerhof,	Peck, Hanson Thornburn	Schmertmann,	Hatanaka & Uchida,	Fernando Schnaid, 2009	Hough/F.S.	CTE	Terzaghi	N_{60}	$(N_1)_{60}$	Meyerhof,	Peck, Hanson Thornburn	Schmertmann	Hatanaka Uchida	Fernando Schnaid, 2009	Hough/F.S.	CTE	Terzaghi
1	29	1,95	51	32	57,72	44,09	46,52	55,78	51,39	2,48	6,22	15,92	21	32	38,11	34,53	43,89	42,80	40,01	1,64	4,75	3,38
2	29	1,95	47	31	55,74	43,16	46,52	54,64	50,40	2,42	6,22	13,62	21	31	38,11	34,53	43,89	42,80	40,01	1,64	4,75	3,31
3	28	1,91	52	29	56,73	43,62	46,26	55,21	50,90	2,50	6,06	15,46	21	29	37,58	34,26	43,55	42,36	39,62	1,64	4,58	3,39
4	26	1,84	45	29	52,73	41,73	45,44	52,86	48,84	2,38	5,57	11,68	19	29	36,49	33,71	42,83	41,45	38,82	1,56	4,26	3,32
5	27	1,87	48	30	55,74	43,16	45,72	54,64	50,40	2,43	5,73	14,72	20	30	37,58	34,26	43,20	42,36	39,62	1,60	4,42	3,47
6	30	1,98	52	32	56,73	43,62	46,77	55,21	50,90	2,50	6,38	16,75	22	32	38,11	34,53	44,22	42,80	40,01	1,68	4,91	3,80
	27	1,87	48	29	54,74	42,68	45,72	54,06	49,89	2,43	5,73	14,06	20	29	37,03	33,99	43,20	41,91	39,22	1,60	4,42	3,46
8	32	2,05	60	32	59,20	44,78	47,49	56,61	52,12	2,63	6,87	22,32	24	32	38,65	34,81	44,85	43,24	40,39	1,76	5,24	4,46
9	32	2,05	57	34	60,66	45,45	47,49	57,42	52,83	2,58	6,87	20,62	24	34	39,73	35,35	44,85	44,08	41,13	1,76	5,24	4,03
10	29	1,95	50	32	55,74	43,16	46,52	54,64	50,40	2,47	6,22	15,11	21	32	37,58	34,26	43,89	42,36	39,62	1,64	4,75	3,56
11	29	1,95	49	33	55,74	43,16	46,52	54,64	50,40	2,45	6,22	15,01	21	33	38,11	34,53	43,89	42,80	40,01	1,64	4,75	3,65
12	30	1,98	56	31	58,22	44,32	46,77	56,06	51,64	2,56	6,38	17,50	22	31	37,58	34,26	44,22	42,36	39,62	1,68	4,91	3,49
13	25	1,80	45	28	53,24	41,97	45,15	53,17	49,10	2,38	5,40	11,90	18	28	35,95	33,44	42,45	40,98	38,41	1,51	4,09	3,11
14	24	1,76	38	28	49,68	40,26	44,54	50,98	47,19	2,23	5,07	7,49	18	28	35,95	33,44	42,05	40,98	38,41	1,51	3,93	2,93
15	26	1,84	44	30	53,24	41,97	45,44	53,17	49,10	2,36	5,57	11,61	19	30	36,49	33,71	42,83	41,45	38,82	1,56	4,26	3,15
16	26	1,84	46	29	54,24	42,45	45,44	53,76	49,63	2,40	5,57	11,50	19	29	36,49	33,71	42,83	41,45	38,82	1,56	4,26	2,85
17	30	1,98	56	30	57,23	43,86	46,77	55,50	51,15	2,56	6,38	19,24	22	30	37,03	33,99	44,22	41,91	39,22	1,68	4,91	3,95
18	28	1,91	50	33	56,73	43,62	46,26	55,21	50,90	2,47	6,06	14,95	21	33	38,11	34,53	43,55	42,80	40,01	1,64	4,58	3,39
19	27	1,87	49	30	55,24	42,92	45,72	54,35	50,14	2,45	5,73	14,98	20	30	37,03	33,99	43,20	41,91	39,22	1,60	4,42	3,55
20	29	1,95	46	33	53,74	42,21	46,52	53,47	49,37	2,40	6,22	11,63	21	33	38,11	34,53	43,89	42,80	40,01	1,64	4,75	3,32

Tabla 11: *Escenario de SPT*
Fuente: *Elaboración Propia*

Resumen general

Calicata N°	Prof. m	Humedad Natural %	Graveda Específica Gs	Densidad Trozos Inalterados Dh [g/cm^3]	Densidad por el Método Cono de Arena Dh [g/cm^3]	Límites de Atterberg L.L.	L.P.	I.P.	Clasificación Unificada SIGLA	Clasificación AASHTO SIGLA	σ_{adm} kg/cm^2 Hough/F.S.	Compactación H. Op.	D. S. max. kg/dm^3	expansión %	CBR 100%	97%	95%	Corte Directo Rápido c kg/cm^2	ø °
1	2,25	4,21	2,58			21,05	16,40	4,65	GW	A-1-a	2,14	6,55	2,19	0	40,00	32,50	28,75		
2	2,05	4,61	2,58	1,63		18,73	NP	NP	GW	A-1-a	2,11								
3	2,85	4,01	2,59		1,89	26,91	14,69	12,22	GW-GC	A-2-6	2,11	5,56	2,21	2	38,00	32,00	28,00	0,37	37,44
4	2,50	3,86	2,60			25,72	17,54	8,18	GW-GC	A-2-4	2,05								
5	2,15	4,93	2,58			23,43	19,92	3,51	GW	A-1-a	2,05								
6	2,50	4,09	2,59			16,63	NP	NP	GW	A-1-a	2,17								
7	2,50	4,21	2,58	1,85		17,86	NP	NP	GW	A-1-a	2,08								
8	3,00	3,70	2,60	2,16	2,25	23,86	17,04	6,82	GW	A-2-4	2,25								
9	2,20	3,61	2,58	1,82		19,51	18,27	1,23	GW	A-1-a	2,23								
10	2,50	4,18	2,58			18,17	17,77	0,40	GW	A-1-a	2,17								
11	2,25	4,28	2,60	1,83	1,82	21,73	NP	NP	GP-GM	A-1-a	2,17	5,49	2,24	4	42,50	30,00	24,00		
12	3,05	4,28	2,59			18,51	NP	NP	GW	A-1-a	2,20	4,85	2,26	0	58,00	34,00	23,00	0,72	38,96
13	2,50	4,03	2,59			22,26	14,91	7,36	GW	A-2-4	2,02								
14	2,05	3,88	2,59			19,89	13,63	6,26	GW	A-2-4	1,98								
15	2,25	3,80	2,59			19,73	17,55	2,18	GW	A-1-a	2,05	5,09	2,25	0	58,00	31,00	29,00		
16	2,50	4,51	2,51	1,77		19,44	16,02	3,43	GW	A-1-a	2,05								
17	3,00	4,31	2,61	2,12	2,16	23,65	18,11	5,54	GP-GM	A-1-a	2,20							0,56	38,46
18	2,30	3,29	2,56			21,85	16,65	5,19	GW	A-1-a	2,17								
19	2,50	4,93	2,58			24,38	18,57	5,81	GW	A-1-a	2,11								
20	2,50	3,65	2,55	1,75	1,77	21,63	NP	NP	GW-GM	A-1-a	2,17								

Tabla 12: *Resumen General*
Fuente: *Elaboración propia*

ANÁLISIS DE RESULTADOS

En las tablas siguientes se muestra las variaciones entre los diferentes resultados que tengan consonancia.

Comparación de Densidad

Se compara las densidades húmedas por el método Trozos Inalterados y por el método Cono de Arena.

Calicata N°	D.T.I. Dh [g/cm^3]	D.C.A. Dh [g/cm^3]	Variación %
8	2,16	1,89	13,24
11	1,83	2,25	20,72
17	2,12	1,82	15,28
20	1,75	2,16	21,13

Tabla 13: *Comparación de Densidad*
Fuente: *Elaboración propia*

Comparación de Angulo de Fricción

Se compara el ángulo de fricción, mediante el método el ensayo de Corte Directo y la correlación que más se aproxima a estos valores, siendo esta el escenario de N = N30 + N45, donde las correcciones no conocidas se asumen igual a uno y usando la ecuación de Meyehof,1965.

$$N_{30} + N_{45}$$
$$CNC = 1$$

Calicata N°	C.D. ø °	Meyerhoff ø °	Variación %
3	37,44	37,58	0,36
12	38,96	37,58	3,61
17	38,46	37,03	3,78

Tabla 14: *Comparación de Angulo de Fricción*
Fuente: *Elaboración propia*

Comparación de Tensión Admisible

Como se recomienda el valor de la tensión admisible en el acápite 3.2.1, se compara esta con el Abaco de Hough del escenario más próximo, siendo este el de $N = N_{30} + N_{45}$, asumiendo correcciones. Y para la comparación por asentamiento y por capacidad ultima, se hace la comparación con el escenario de $N = N_{30} + N_{45}$, donde las correcciones no conocidas se asumen igual a uno.

				Suma de N para 30 y 45 cm					
Suma de N para 15, 30 y 45 cm				miendo c		CNC=1	Variación		
Calicata		σ_{adm} [Kg/cm^2]		σ_{adm} [Kg/cm^2]				%	
Nº	N	Hough	Hough/F.S.	Hough	CTE	Terzaghi	3 y 2	H y C	H y T
1	35	4.29	2,14	4,96	4,75	3,38	14,65	10,22	23,66
2	34	4,23	2,11	4,83	4,75	3,31	13,38	11,62	24,21
3	34	4,23	2,11	4,99	4,58	3,39	16,69	8,12	21,87
4	32	4,10	2,05	4,76	4,26	3,32	14,92	3,76	20,98
5	32	4,10	2,05	4,87	4,42	3,47	17,10	7,53	16,68
6	36	4,34	2,17	4,99	4,91	3,80	13,96	12,26	13,47
7	33	4,16	2,08	4,87	4,42	3,46	15,55	5,97	18,40
8	39	4,50	2,25	5,27	5,24	4,46	15,67	15,11	0,86
9	38	4,45	2,23	5,16	5,24	4,03	14,75	16,23	9,94
10	36	4.34	2,17	4,93	4,75	3,56	12,67	8,88	17,33
11	36	4.34	2,17	4,90	4,75	3,65	12,01	8,88	17,33
12	37	4,40	2,20	5,13	4,91	3,49	15,28	11,00	21,11
13	31	4,03	2,02	4,76	4,09	3,11	16,54	1,47	25,79
14	30	3,96	1,98	4,45	3,93	2,93	11,58	0,91	30,10
15	32	4,10	2,05	4,72	4,26	3,15	14,12	3,76	35,91
16	32	4,10	2,05	4,80	4,26	2,85	15,67	3,76	35,91
17	37	4,40	2,20	5,13	4,91	3,95	15,28	11,00	10,68
18	36	4,34	2,17	4,93	4,58	3,39	12,67	5,38	24,71
19	34	4,23	2,11	4,90	4,42	3,55	14,75	4,49	17,46
20	36	4,34	2,17	4.80	4,75	3,32	9,91	8,88	26,58

Tabla 15: *Comparación de Tensión Admisible*
Fuente: *Elaboración propia*

CONCLUSIONES

- Se perforaron 20 calicatas, debido al área estimada de 9.3 ha de la Urbanización.

- Los valores obtenidos de contenido de humedad oscilan entre 3.29% y 4.93%.

- La gravedad especifica del suelo, oscila entre los valores de 2.51 y 2.61, siendo gravas (Fratelli, 1993)[13].

- La densidad de Trozos Inalterados, oscila entre los valores de 1.63 g/cm3 y 2.16 g/cm^3.

- La densidad por el método Cono de Arena, oscila entre los valores de 1.77 g/cm3 y 2.25 g/cm^3.

- Para el ensayo de Límite de Atterberg

  •Los Límites Líquidos (LL) están en el rango del 16.63% a 26.91%.

  • Los Límites Plásticos (L P) están comprendidos entre 9.55% y 24.01%, teniendo 6 muestras No Plásticas (NP).

  • El Índice de Plasticidad (IP) oscila entre 0.40% y 12.22%.

- Según el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (S.U.C.S.), se muestra un suelo homogéneo granular

  • 75% de las muestras corresponden a suelos GW, Grava bien graduada,

  • 10% a suelos GW-GC, Grava bien graduada con arcilla

  • 10% GP-GM, Grava mal graduada con limo

  • 5% GW-GM, Grava bien graduada con limo

- Según la norma AASHTO, los resultados nos muestran un suelo homogéneo

  • 75% de las muestras de suelo corresponde a suelos A-1-a, Fragmentos de piedra, grava y arena

  • 20% a suelos A-2-4, Grava y arena limosa

  • 20% A-2-6, Grava y arena arcillosa

- El valor de tensión admisible oscila entre 1.98 kg/cm^2 y 2.25 kg/cm^2, siendo Muy Gueso, según (Das, 2001).

- En el ensayo de compactación fue realizado en 5 calicatas, 1, 3, 11, 12 y 15

  • La humedad óptima encontrada oscila entre 4.85% y 6.55%

  • La Densidad Seca Máxima oscila entre 2.19 kg/dm^3 y 2.26 kg/dm^3.

- Los valores de CBR alcanzados para las humedades óptimas

  • La expansión oscila entre 0 y 4%

- Para el 100% oscila entre 38% y 58%
- Para el 97% oscila entre 30% y 34%
- Para el 95% oscila entre 23% y 29 %, siendo suelos para ser usados como material de sub-rasante.

- Para el ensayo de Corte Directo,
  - La cohesión del suelo presenta valores de 0.37, 0.72 y 0.56 kg/cm^2
  - El ángulo de fricción presenta valores de 37.44°, 38.96° y 38.46°.

RECOMENDACIONES

- Realizar una normativa para el estudio geotécnico del suelo boliviano.
- Realizar la verificación de la capacidad portante del suelo de fundación
- Para la construcción de edificaciones de mayor importancia se recomienda realizar el estudio geotécnico en función a la envergadura de la infraestructura, para garantizar la seguridad de la estructura.
- Según la norma de la H.A.M. se debe redefinir el concepto de profundidad para la prospección geotécnica.
- Para suelos granulares, obtener la densidad por densímetro nuclear u obtener muestras por congelamiento
- Realizar un estudio para la transmisión de energía para el ensayo SPT usado en el IEM.
- Realizar un estudio para el ensayo SPT realizados en calicatas
- El ensayo de corte se lo debería de hacer por el método normado Consolidado Drenado.
- Usar métodos alternativos como ser el DPSH.

REFERENCIAS

- **[1] H.A.M.** (2007). Honorable Alcaldìa Municipal de La Paz. La Paz. Obtenido de http://abigbolivia.com/informacion.html
- **[2] Reglamento Nacional de Construcciones.** (1997). Norma Técnica E.050 Suelos y Cimentaciones del Perú. Lima.
- **[3] Jimenez, J.** (1975). Geotecnia y Cimientos. Madrid: Editorial Rueda.
- **[4] Schanid, F.** (2009). Ensaios de Campo
- **[5] Skempton, A. W.** (1986). Standard penetration test procedures and the effects in sands of overburden pressure, relative density, particle size, ageing and overconsolidation. En A. W. Skempton, Géotechnique (págs. 425-447).
- **[6] Budhu, M.** (2015). Soil Mechanics Fundamentals. Arizona: Wiley Blackwell.
- **[7] Hough, B.** (1957). Basic Soil Engineering. New York: The Ronald Press Company.
- **[8] Soriano Camela,** C. Y. (s.f.). Obtenido de Aplicación del ensayo de penetración estándar en la determinación de parámetros geotécnicos de suelos granulares.
- **[9] Crespo, C.** (2007). Mecánica de Suelos y Cimentaciones. Mexico D.F.: Editorial Limusa, S.A.
- **[10] Das, B.** (2001). Principios de Ingeniería de Cimentaciones. California: International Thomson Editores.
- **[11] Ministerio de Vivienda de España**. (2006). CTE Código Técnico de la Edificación . España: Ministerio de Vivienda de España.
- **[12] Administradora Boliviana de Carreteras.** (2011). Manual de Especificaciones Técnicas Generales de Construcción.
- **[13] Fratelli, M.** (1993). Suelos, Fundaciones y Muros. Puerto Ordez: ASTROM

ESTIMACIÓN DE PARÁMETROS DE CORTE EN RESIDUOS SÓLIDOS URBANOS DE RELLENOS SANITARIOS

Gricel Alcira Portillo Miranda
gricelp@gmail.com

RESUMEN

Los valores de los parámetros de resistencia al esfuerzo cortante de los residuos sólidos urbanos depositados en los rellenos sanitarios varían según su grado de compactación y condiciones de drenaje. Tanto la cohesión como el ángulo de fricción interna no son una característica intrínseca del material por lo que según las condiciones a las cuales se encuentra el residuo estos valores tiene un amplio rango de variación. Además, se observó la importancia del tamaño de los cuerpos de prueba en ensayos de laboratorio ya que mientras mayor este el cuerpo de prueba los resultados pueden ser más representativos.

Palabras clave: *Residuos Sólidos urbanos, parámetros de resistencia al esfuerzo cortante, Rellenos sanitarios*

ABSTRACT

The values of the shear resistance parameters of urban solid waste deposited in sanitary landfills vary depending on their degree of compaction and drainage conditions. Both cohesion and the angle of internal friction are not an intrinsic characteristic of the material, so depending on the conditions under which the waste is found, these values have a wide range of variation. Furthermore, the importance of the size of the test bodies in laboratory tests was observed since the larger the test body, the more representative the results can be.

Keyword: *Sanitary lanfill, urban solid waste, resistance to shear stress*

INTRODUCCIÓN

La cantidad de RSU que generan los habitantes de una localidad está directamente relacionada con las costumbres, el consumo y las condiciones económicas de esta población. Los rellenos sanitarios son diseñados para tener un lugar seguro donde disponer los residuos solidos urbanos garantizando la salud publica y la no contaminación al medio ambiente, por tanto es de suma importancia garantizar la estabilidad de los taludes de residuos sólidos urbanos en estas estructuras. Para ello entre los datos que son necesarios para realizar el análisis de estabilidad se encuentran los parámetros de resistencia al esfuerzo cortante del residuo.

La composición gravimétrica del Residuo sólido urbano (RSU) presentada por Ordoñez y Villarraga (2007) quienes hacen una recopilación de datos de diferente paises muestran el contenido de materia orgánica, papel, plástico o goma, textiles, madera, metal , vidrio , minerales y otros, donde puede ser observado que el porcentaje más elevado en la mayoría de los países corresponde a la materia orgánica, que justamente es el material que cambia de características a medida que transcurre el tiempo.

Cabe considerar que el residuo solido urbano cuando llega al relleno sanitario es depositado en terrazas, y a la vez es compactado, por lo que el peso especifico del residuo varia según el grado de compactación y este grado de compactación tiene una influencia directa ante los parámetros de resistencia al esfuerzo cortante ya que influye en el peso específico del material. Para la determinación de parámetros de resistencia a corte, autores como Botero (1999),

Martins (2006) y Zekkos(2005), sugieren la utilización del ensayo de corte directo.

Autores como Konig y Jessberger (1997), Pagotto y Rimoldi (1987), Landva y Clark (1990), Richardson y Reynolds (1991), Withiam et al. (1995) y Gabr y Valero (1995) citados por Ordoñes y Villarraga (2007) proponen valores de ángulo de fricción que varía entre 10° a 53°, mientras que la cohesión varía de 0 a 67 kPa. Esta amplia dispersión de los datos de las pruebas dificulta la estimación precisa de la resistencia al corte.

Al tratarse de un material que cambia de características con el transcurrir del tiempo, autores como Zhan et al (2008) y Abreu (2015) realizaron un análisis de parámetros de corte donde observaron que los resultados varían según la edad del residuo.

MATERIALES Y MÉTODOS

El presente trabajo se basa en una revisión bibliográfica amplia de naturaleza comparativa de parámetros de resistencia al esfuerzo cortante de residuos sólidos urbanos y es complementado con algunos resultados obtenidos experimentalmente en el Instituto de Ensayo de Materiales de residuos sólidos urbanos provenientes de los rellenos sanitarios de la ciudad de La Paz.

ANÁLISIS DE RESULTADOS

Las dificultades para realizar un análisis de parámetros geotécnicos en los residuos sólidos urbanos son la heterogeneidad del material, la difícil manipulación del mismo, el cambio de características a lo largo del tiempo debido a la degradación de la materia orgánica y los protocolos de seguridad que se deben considerar para manipular este residuo.

De manera complementaria la composición del residuo puede ser muy diferente según la ubicación del punto donde se tome la muestra, además de la profundidad.

Qian X et al (2002) Apud Ordoñez y Villarraga (2007) argumentan que debido al alto contenido orgánico y a la naturaleza fibrosa, los desechos sólidos tienden a parecerse más a una turba que a un suelo típico. Siendo así resaltan la importancia de determinar los parámetros de resistencia a corte, a pesar de las limitaciones concernientes a heterogeneidad, biodegradación, condiciones ambientales, ya que estos resultados permiten un conocimiento geotécnico de estos materiales, además de llamar la atención en lo necesario de ejecutar estudios que permitan conocer mejor el comportamiento de estos materiales. La gran dispersión de los resultados obtenidos en la mayoría de los rellenos sanitarios estudiados, no permite asumir parámetros de cálculo para diseño, por lo tanto es necesario realizar ensayos que permitan evaluar los parámetros de resistencia al corte de cada relleno sanitario estudiado de manera puntual. Asi mismo mencionan que para estimar la resistencia de los desechos sólidos, se han usado tres técnicas: (Singh and Nurphy, 1990; Howland and Landva, 1992; cita-dos por Qian X, et al (2002):- 1) Obtención de muestras en campo y ensayos de laboratorio.2) Ensayos in situ. 3) Análisis regresivos de falla.

En ese sentido estos autores presentan parámetros recopilados de diferentes autores bajo diferentes tipos de ensayos, la Tabla N° 1 muestra estos resultados.

Autores	Tipo de ensayo	Parámetros de resistencia a esfuerzo cortante
Integral (2001)	Corte directo	Cohesión 20 Kpa Ángulo de fricción interna 25°
Dist Sanitario Los Angeles	Corte directo	Cohesión 38 Kpa Ángulo de fricción interna 0°
Carvalho (1999)		Cohesión 23 a 78 Kpa Ángulo de fricción interna 15° a 20°
Cooper	Ensayos	Cohesión 38 a 78 Kpa
Enginners (1985)	triaxiales	Ángulo de fricción interna 0°
Corp Earth Tech 1986	Ensayos triaxiales	Cohesión 0 Kpa Ángulo de fricción interna 35°
Gonzales y Espinosa A Soil Rock América (2003)	Piezocono	Cohesión 0 a 11 Kpa Ángulo de fricción interna 8.1° a 37°

Tabla N°1 : *Parámetros de resistencia a esfuerzo cortante obtenidos en campo y laboratorio*
Fuente : *Valores adaptados de Ordoñes y Villarraga (2007)*

Diferentes investigaciones fueron realizadas con el fin determinar parámetros de resistencia al esfuerzo cortante con ensayos de laboratorio que permitan evaluar cuerpos de prueba de mayores proporciones, dentro de estas investigaciones podemos mencionar los siguientes autores, Abreu (2015) , Martins (2006), Fucale y Araujo (2003) que realizaron ensayos en equipos de mayores dimensiones.

Martins (2006) presenta en su investigación una caja de 70 cm de lado y una altura total de 50 cm. y el autor consideró el peso específico entre 8 y 10 kN/m3. Por otra parte el equipo utilizó un gato hidráulico responsable del desplazamiento de la caja inferior del equipo. Durante esta fase hubo dos personas para operar el equipo. Uno de ellos fue el responsable de funcionamiento del sistema de aplicación de fuerza cortante, así como su lectura registrada en el manómetro, y la otra persona se encargaba de mantener la tensión normal constante, además de registrar el tiempo cada 5 mm de desplazamiento. A la velocidad de prueba promedio fue de 2 mm/min.

Fucale y Araujo (2003) realizaron ensayos de corte directo una caja de sección cuadrada (0,60 x 0,60 m) y altura de 0,6 m. La caja es partida, compuesta por la caja superior y la inferior con alturas iguales a 0,30 m.

Valores de peso específico fueron determinados en diferentes rellenos sanitarios, y este valor está en función de la profundidad, Abreu (2015), hace una recopilación de varios autores en la tabla N°2 se presentan algunos valores mencionados por este autor.

Autor	Lugar	Profundidad	Peso especifico (KN/m^3)
GeoSyntech 1996	Landfill California USA	45	12 a 21
Kavazanjan et al 1996	Azuza Landfill USA	55	10 a 17
Zalachoris 2010	Austin Comunity USA	1,2	11
Yu e Batle 2011	Rellenode Coll Cardús España	30	15 a 21
Zekkos 2005	Tri Cities landfill USA	32	11 a 23

Tabla N°2: *Valores de peso especifico de resíduos sólidos urbanos en rellenos sanitarios*
Fuente:*Valores adaptados de Abreu (2015)*

Respecto a los parámetros de resistencia al esfuerz cortante, Abreu presenta resultados con residuos de diferentes edades, en la tabla N°3 pueden observarse los resultados, este autor concluye que a medida que transcurre la edad del residuo, el ángulo de fricción se va incrementando y la cohesión va disminuyendo los ensayos fueron realizados en un equipo de corte directo donde el cuerpo de prueba tenía 50 cm de lado con una velocidad de corte de 1 mm/min.

Autor	Peso específico (KN/m^3)	Edad del residuo	Parámetros de resistencia a corte
Abreu (2015)	9.1	27 años	Cohesión 2.7 Kpa Ángulo de fricción interna 30°
Abreu (2015)	9.3	20 años	Cohesión 0.5 Kpa Ángulo de fricción interna 33°
Abreu (2015)	8.7	14	Cohesión 5.8 Kpa Ángulo de fricción interna 29°
Abreu (2015)	10.3	11	Cohesión 6.7 Kpa Ángulo de fricción interna 28°
Abreu (2015)	14.3	8	Cohesión 6.8 Kpa Ángulo de fricción interna 31°
Abreu (2015)	15.1	4	Cohesión 13.7 Kpa Ángulo de fricción interna 22°

Tabla N°3: *Parámetros de resistencia a corte en residuos de diferentes edades en el Brasil.*

En el área de suelos y geotecnia del instituto de ensayo de materiales se ensayaron algunos especímenes de RSU de los rellenos sanitarios de La Paz, correspondientes a 2 años y 7 años de edad. Los cuerpos de prueba ensayados presentaban 6 cm de diámetro y 2 cm de espesor.

Haciendo una comparación entre cuerpos de prueba con edades aproximadas del residuo y considerando velocidades aproximadas de la fase de corte en el ensayo de corte directo en cuerpos de prueba ensayados por Abreu (2015) en cuerpos de prueba con 50 cm de lado y en cuerpos de prueba ensayados en el Instituto de Ensayo de Materiales (2023), se puede observar una gran diferencia en el parámetro de cohesión, esto puede atribuirse al tamaño del cuerpo de prueba. Ya que cuando el cuerpo de prueba es de mayor tamaño este puede contener partículas mayores.

Después de un análisis extenso en la bibliográfica se vio conveniente minimizar el parámetro de cohesión

del residuo solido urbano ensayada en el IEM utilizando la cuarta parte del valor , con lo que puede considerarse una cohesión de 5,5 KPa para el residuo de 2 años de edad y un ángulo de fricción interna de 16° y para el residuo de 7 años de edad una cohesión de 6,25 KPa y un ángulo de fricción interna de 23° (valores expuestos en la tabla N°4)

Peso específico (KN/m^3)	Edad del residuo	Parámetros de resistencia a corte	Parámetros de resistencia a corte minimizados	Velocidad de ensayo
19.85	2 años	Cohesión 21 KPa Ángulo de fricción interna 16°	Cohesión 5.5 KPa Ángulo de fricción interna 16°	0,67 mm/min
16.96	7 años	Cohesión 25 KPa Ángulo de fricción interna 23°	Cohesión 6.25 KPa Ángulo de fricción interna 23°	0,67 mm/min

Tabla N°4: *Parámetros de resistencia a corte en residuos de residuos de la ciudad de La Paz*

CONCLUSIONES

Se concluye que los parámetros de resistencia a corte en residuos sólidos urbanos en un relleno sanitario no son parámetros intrínsecos del material , estos valores dependen de las condiciones de drenaje a los que estos materiales se encuentren y el peso específico, además del ensayo que se utilice para realizar esta determinación. Los valores de ángulo de fricción y cohesión del material pueden verse influenciados la edad del residuo y en el proceso de determinación de estos valores en ensayos de laboratorio también puede ser influenciados por el tamaño del cuerpo de prueba en este caso son sugeridos cuerpos de prueba de gran tamaño garantizando la mayor que la composición del cuerpo de prueba pueda incluir partículas de mayor tamaño.

REFERENCIAS

- **[1] Ordoñez C. A ,**(2007) Villarraga M. R Resistencia al corte de residuos sólidos urbanos: estado del arte. Politecnico colombiano . Politecnico N°5 agosto - diciembre de, pp. 115 - 123

- **[2] Zhan, TLT,** Chen, YM_ Ling, WA (2008) Caracterización de la resistencia al corte de municipales Residuos sólidos en el vertedero de Suzhou, China. Ingeniería Geológica, vol. 97, Números 3-4, págs. 97-111.

- **[3] Martins,** HL (2006) Evaluación de la resistencia de los residuos sólidos urbanos mediante Ensayos de corte directo en grandes equipos. Disertación maestría. Universidad Federal de Minas Gerais. Belo Horizonte. 116p.

- **[4]Abreu A. E. S** (2015) Tesis de doctorado Investigação geofísica e resistência ao cisalhamento de resíduos sólidos urbanos de diferentes idades Escola de Engenharia de São Carlos USP

- **[5] Fucale y Araujo** (2003) . Proyecto de caja de corte de grandes dimensiones.

DISEÑO DE MICROPAVIMENTO CON FIBRA DE VIDRIO PARA MANTENIMIENTO VIAL

Juan Luis Eguino Lima
jluigieguino@gmail.com

Ivan Miranda Choque
mircvan11@gmail.com

Oscar Luis Pérez Loayza
loayzaop@gmail.com

RESUMEN

Este proyecto pretende diseñar un micropavimento modificado mediante la incorporación de fibra de vidrio, para retrasar fisuras por reflexión y dar mayor cohesión a la superficie de rodadura.

Se usaron los lineamientos propuestos por la norma ISSA - A143 (International Slurry Surfacing Association, EE.UU.), comenzando con la caracterización y evaluación de los materiales a usarse en el diseño del micropavimento. Los agregados provienen de poblaciones de Beni y de La Paz, las emulsiones asfálticas son catiónicas modificadas con polímeros y provienen de las ciudades de La Paz y Santa Cruz. Debido a las limitaciones y cambios de materiales en el proyecto, de un total de cuatro mezclas (M1, M2, M3 y M4), sólo dos formaron parte del diseño (M2 y M4).

Se determinó la dosificación óptima de contenido de asfalto para el diseño de micropavimentos convencionales mediante los ensayos de Rueda Cargada (LWT) y Abrasión en Húmedo (WTAT), siguiendo los criterios de intersección y áreas equivalentes. Con estos resultados se determinó la dosificación óptima de fibra de vidrio (FV) utilizando el criterio de intersección.

Finalmente se cumplió el objetivo principal de diseñar un micropavimento modificado con fibra de vidrio, observándose que, al incorporar fibra existen mayores pérdidas en abrasión en húmedo, en términos de exudación de asfalto las diferencias no son significativas y respecto a la compactación y desplazamiento los resultados mejoran el desempeño del micropavimento. De esta manera, la mezcla M4+FV resulta la alternativa más factible, por su menor contenido en emulsión y consecuentemente mayor rentabilidad.

Palabras claves: *mantenimiento vial, micropavimento, fibra de vidrio, emulsión asfáltica, abrasión húmeda, exudación de asfalto.*

ABSTRACT

This project aims to design a modified microsurfacing by incorporating fiberglass, to delay cracks due to reflection and give greater cohesion to the rolling surface.

The guidelines proposed by the ISSA - A143 standard (International Slurry Surfacing Association, USA) were used, beginning with the characterization and evaluation of the materials to be used in the design of the microsurfacing. The aggregates come from the towns of Beni and La Paz, the asphalt emulsions are cationic modified with polymers and come from the cities of La Paz and Santa Cruz. Due to limitations and material changes in the project, of a total of four mixtures (M1, M2, M3 and M4), only two were part of the design (M2 and M4).

The optimal dosage of asphalt content for the design of conventional microsurfacing was determined through the Loaded Wheel (LWT) and Wet Abrasion (WTAT) tests, following the intersection criteria and equivalent areas. With these results, the optimal dosage of fiberglass (FV) was determined using the intersection criterion. Finally, the main objective of designing a modified micropavement with fiberglass was met, observing that, when incorporating fiber, there are greater losses in wet abrasion, in terms of asphalt exudation the differences are not significant and with respect to compaction and displacement the results improve the performance of the microsurfacing. In this way, the M4+FV mixture is the most feasible alternative, due to its lower emulsion content and consequently greater profitability.

Keywords: *road maintenance, microsurfacing, fiberglass, asphalt emulsion, wet abrasion, asphalt exudation*

INTRODUCCIÓN

Las vías terrestres diseñadas para comunicar un punto con otro, mejorando el transporte y reduciendo el tiempo de movilización, hoy en día se deterioran antes de alcanzar su vida útil proyectada. Esto debido a múltiples factores, movimientos verticales sobre el pavimento inducidos por la carga del tráfico que conducen a tensiones de corte, contribuyendo a la propagación hacia arriba de las fisuras. Y de la misma manera, movimientos horizontales inducidos por temperatura que producen esfuerzos de tracción en las fisuras ya existentes, dando paso a la rápida reflexión de las mismas.

Conforme a lo expuesto, la preservación del pavimento es un enfoque rentable y ecológico para aprovechar al máximo la vida útil de las carreteras y en nuestro país permitiría que el dinero de los contribuyentes bolivianos sea utilizado de la mejor manera. Aparte de la rentabilidad, cabe recalcar que un enfoque de conservación del pavimento produce menos emisiones de gases de efecto invernadero y los tiempos de aplicación son más rápidos que el enfoque alternativo convencional de reponer toda la carpeta.

Una gran alternativa para realizar mantenimiento y rehabilitar la superficie del pavimento asfáltico es la de incorporar las tecnologías de “mezclas asfálticas en frio” (Rajesh & Vinay, 2019) usando el método de los micropavimentos, que consiste en “una mezcla de asfalto emulsionado con polímeros, agregado mineral, agua y aditivos, proporcionados, mezclados y esparcidos de manera uniforme sobre una superficie preparada adecuadamente” (International Slurry Surfacing Association [ISSA] - A143, 2010, pág. 2). Entre las ventajas de este método se puede mencionar sus cortos plazos de ejecución, su rápida apertura al tránsito, puede regular deformaciones menores en la superficie, es un método rentable y de bajo impacto ambiental en la construcción.

Por tal motivo se plantea preservar la vida útil del pavimento con la aplicación de un micropavimento modificado que retrase la reflexión de fisuras producidas por el paso de las movilidades (Price, 2014) y que mejore la resistencia al cizallamiento y la tracción ejercidas por las cargas.

Fines

La finalidad de este proyecto, es de *diseñar un micropavimento convencional con incorporación de fibra de vidrio, para uso en mantenimiento vial.* Teniendo en cuenta que este material incorporado es utilizado en aplicaciones de uso general en la construcción civil, proporcionando al compuesto inicial mayor dureza superficial y mayor resistencia a ruptura transversal y longitudinal, por lo que será tomado en cuenta para el estudio como una adición que puede modificar la vida útil del micropavimento, desde una perspectiva de desempeño en laboratorio.

DESARROLLO DE LA INVESTIGACIÓN

El objetivo fundamental de la investigación es el de diseñar un micropavimento con emulsión modificada con polímeros, incorporando fibra de vidrio, cumpliendo normativas internacionales vigentes, ISSA A143 (International Slurry Surfacing Association, EE.UU.), Manual de Carreteras PERÚ (EG-2013, Tomo I).

Los distintos materiales usados en el proyecto fueron resultado de las limitaciones presentadas en el desarrollo del mismo. En el caso de las emulsiones debido a las producciones limitadas por parte del proveedor de La Paz y entorno a los agregados por la escasa disponibilidad de los primeros bancos de este material y la consecuente búsqueda de obtener resultados favorables para diseñar un micropavimento con incorporación de fibra de vidrio.

Las emulsiones fueron denotadas como sigue:

E-LP1 = Emulsión asfáltica La Paz 1.

E-LP2 = Emulsión asfáltica La Paz 2.

E-SC1 = Emulsión asfáltica Santa Cruz 1.

Y para el caso de los agregados, se usó la denotación:

A-BP1 = Agregado Beni Plomo.

A-BR2 = Agregado Beni Rojizo.

A-LPP1 = Agregado La Paz Plomo.

Caracterización de las Emulsiones Asfálticas Modificadas con Polímeros.

Según ISSA A143 (2010), las emulsiones "deben cumplir los requisitos de AASHTO M208 o ASTM D2397 para CQS-1h" (p.3) aparte de las excepciones requeridas por esta entidad. Para el proyecto, también se usó la norma EG-2013 del Perú en ensayos que no tenían especificaciones por parte de ISSA A143.

ENSAYO	Norma ISSA A143 (Rango)	Norma EG-2013 (Rango)
ENSAYOS EN LA EMULSIÓN		
Peso específico	----	----
Viscosidad Saybolt Furol, 25 °C	20 - 100 SFS	20 - 100 SFS
Residuo por evaporación	62% mín.	62% mín.
Prueba del tamiz N°20	0,10% máx.	0,10% máx.
Estabilidad de asentamiento y almacenamiento	1% máx.	5% máx.
Carga de partícula	Catiónica	Positiva
ENSAYOS EN EL RESIDUO		
Penetración, 25°C. 100g. 5s.	40-90 (0,1 mm)	50-90 (0,1 mm)
Ductilidad, 5°C	----	≥ 10 cm
Punto de ablandamiento (aparato anillo - bola)	57°C mín.	----
Recuperación elástica, 25°C. 20cm. 1h.	----	30% mín.

Tabla 1: *Especificaciones para los ensayos en la emulsión asfáltica modificada y residuos.*
Fuente: *Autoría propia.*

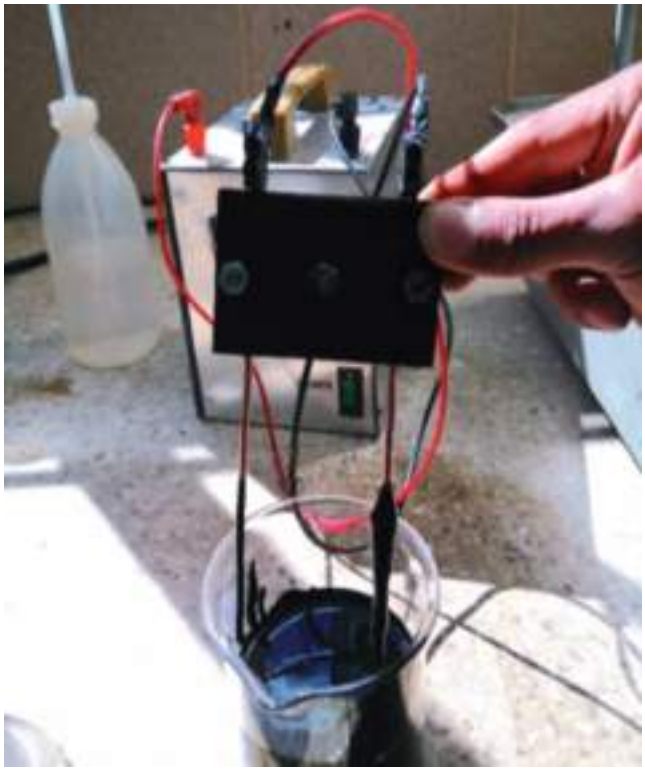


Figura 1: *Ejecución ensayo Carga de partícula.*
Fuente: *Autoría propia.*

Todas las emulsiones ensayadas cumplieron satisfactoriamente con los requisitos de la norma ISSA A143 y la norma peruana EG-2013.

Caracterización de los Agregados

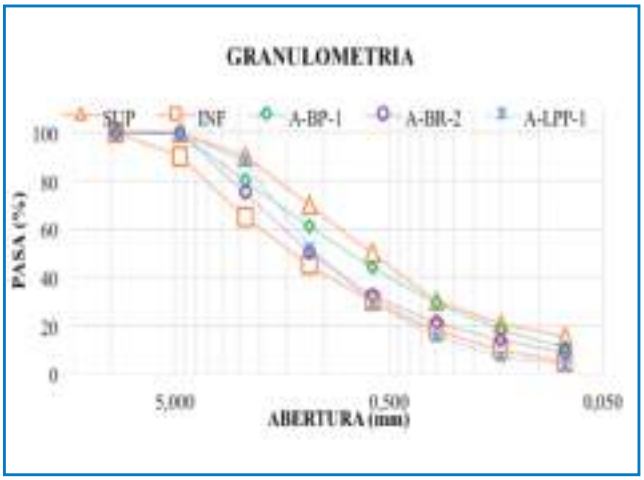
Se realizaron los siguientes ensayos:

ENSAYO	Especificación ISSA A143 (Rango)
Gradación (granulometría) (*)	*
Peso Específico y absorción del agregado	----
Equivalente de arena, suelos y agregados finos	65% mín.
Absorción del azul de metileno (TB 145)	5,5 mg/g máx.
Solidez o durabilidad de agregados por medio de sulfato de sodio o sulfato de magnesio	15% máx.
Resistencia a la degradación de agregado por abrasión e impacto en la máquina Los Ángeles	30% máx.
Cubicidad de partículas (chancado)	100%

Nota: *La gradación de los agregados debe encontrarse dentro de los tipos establecidos para micropavimentos según ISSA A143 (Tipo II o Tipo III).

Tabla 2: *Especificaciones para los ensayos en los agregados.*
Fuente: *Autoría propia.*

La granulometría de los tres agregados se encontró dentro de la faja tipo II, abarcando la tolerancia permitida.



Gráfica 1: *Granulometría de los agregados usados en el proyecto.*
Fuente: *Autoría propia.*

El agregado correspondiente al segundo banco de la ciudad de Beni (A-BR2) no cumplió con todos los requerimientos solicitados por la norma ISSA A143 (valor de equivalente de arena = 55.91% < 65% mínimo especificado), este hecho no descartó inmediatamente la mezcla como indica ISSA A143 (2010) "el sistema no necesariamente será descalificado si no logra cumplir los requisitos de un ensayo individual" (p.2). Los otros dos agregados (A-BP1 y A-LPP1) cumplieron satisfactoriamente con las especificaciones.

Figura 2: *Ejecución ensayo Equivalente de arena*
Fuente: Autoría propia.

Diseño del Micropavimento (Válido para Convencional y Modificado)

Para el diseño de los micropavimentos, los ensayos son los siguientes:

ENSAYO	Especificación ISSA A143 (Rango)
PRUEBAS DE TRABAJABILIDAD	
Tiempo de mezcla a 77 °F (25 °C) - (TB113)	2-5 minutos
Ensayo para medir la consistencia - (TB106)	2-3 cm.
Ensayo para decapado húmedo o revestimiento de mezclas de superficies curadas tipo slurry - (TB114)	90% mín.
Ensayo para determinar el endurecimiento y curado de sistemas tipo slurry mediante cohesión - (TB139) (*)	12 kg-cm (30 minutos) 20 kg-cm (60 minutos)
PRUEBAS MECÁNICAS	
Desplazamiento vertical y lateral después de 1000 ciclos de 125lb (56,71kg) - (TB147)	ΔV 10% máx. ΔL 5% máx.
Ensayo de asfalto excesivo por adhesión de arena "Rueda Cargada" (Loaded Wheel Test [LWT]) - (TB109)	538 g/m^2 máx.
Ensayo de abrasión húmeda de sistemas de superficies tipo slurry (Wet Track Abrasion Test [WTAT]) - (TB100)	538 g/m^2 máx.
Compatibilidad de clasificación mediante procedimiento Schulze- Breuer y Ruck - (TB144) (*)	11 ptos. mín.

Nota: *Estos ensayos requieren de equipos normados y no se encuentran disponibles en nuestra región, sumado a su alto costo de adquisición, no se los realizaron, se los menciona para fines informativos.

Tabla 3: *Ensayos para el diseño de micropavimento*
Fuente: *Autoría propia*

Las combinaciones de materiales usadas en el proyecto se denotaron de la siguiente manera:

M1 = Mezcla de A-BP1 & E-LP1.

M2 = Mezcla de A-BR2 & E-LP2.

M3 = Mezcla de A-BR2 & E-SC1.

M4 = Mezcla de A-LPP1+filler (1% cal) & E-SC1.

De estas combinaciones solo dos formaron parte del diseño final, las mezclas "M2" y "M4".

En primera instancia se realizó el diseño de un micropavimento convencional repitiendo las veces que sean necesarias las pruebas de trabajabilidad de la tabla anterior, con el objetivo de hallar el contenido óptimo de agua. Posteriormente con ese valor se realizaron las pruebas mecánicas de abrasión en húmedo y rueda cargada, ambas con variaciones porcentuales de emulsión, permitiendo obtener curvas de comportamiento de cada prueba, dichas gráficas fueron sometidas a criterios de intersección y áreas equivalentes para hallar el contenido óptimo de emulsión.

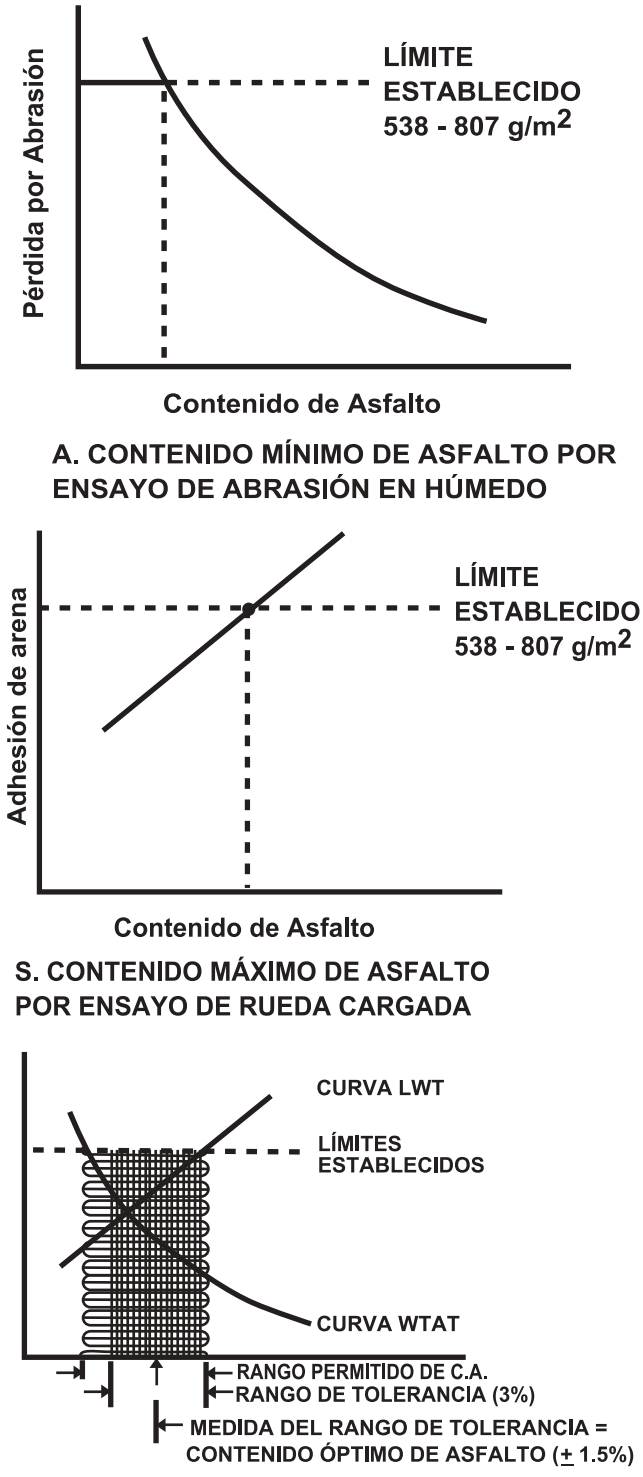


Figura 3: *Determinación gráfica del contenido óptimo de emulsión.*
Fuente: *Autoría propia basado en ISSA TB111*

Mezcla	Contenido óptimo de agua	Criterios p/ contenido asfalto residual		Promedio de Criterios	Contenido de asfalto en la emulsión	Emulsión promedio	Emulsión Adoptada
		Áreas equivalentes	Intersección				
M2	14,746%	11,02%	7,61%	9,31%	66,00%	14,11%	14,00%
M4	14,697%	7,41%	6,36%	6,90%	64,79%	10,65%	11,00%

Tabla 4: *Resumen de los contenidos óptimos de agua y emulsión óptima adoptada para el diseño de micropavimentos convencionales*
Fuente: *Autoría propia.*

Tras determinar los valores de diseño para el micropavimento convencional, se tomó esa dosificación como base del micropavimento modificado, incorporando fibra de vidrio en porcentajes entre 0,1 y 0,3 del peso de agregado seco. Luego se realizaron nuevamente pruebas mecánicas a las mezclas con fibra de vidrio para obtener a partir de estos datos nuevas curvas de comportamiento (LWT vs WTAT).

Por último, se halló el contenido óptimo de fibra de vidrio mediante el criterio de intersección de curvas.

Mezcla	Contenido Óptimo		
	Agua %	Emulsión %	Fibra de vidrio %
M2+FV	14,746	14,00	0,128
M4+FV	14,697	11,00	0,186

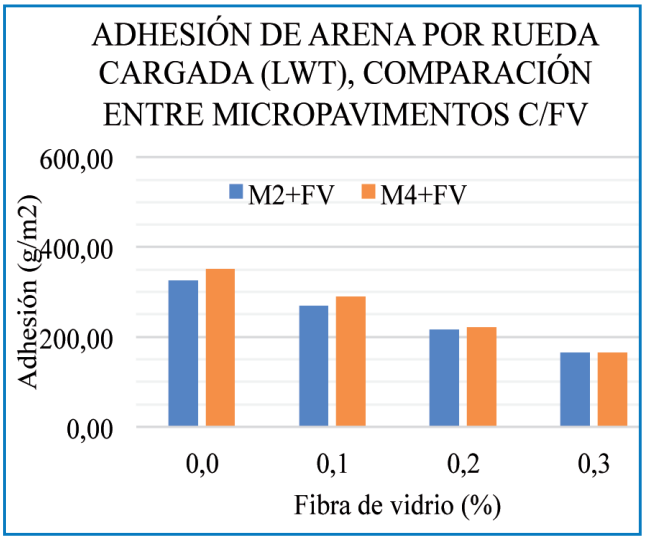
Tabla 5: *Resumen de los contenidos óptimos de agua, emulsión y fibra de vidrio para el diseño de micropavimentos con fibra de vidrio.*
Fuente: *Autoría propia.*

2 CONCLUSIONES

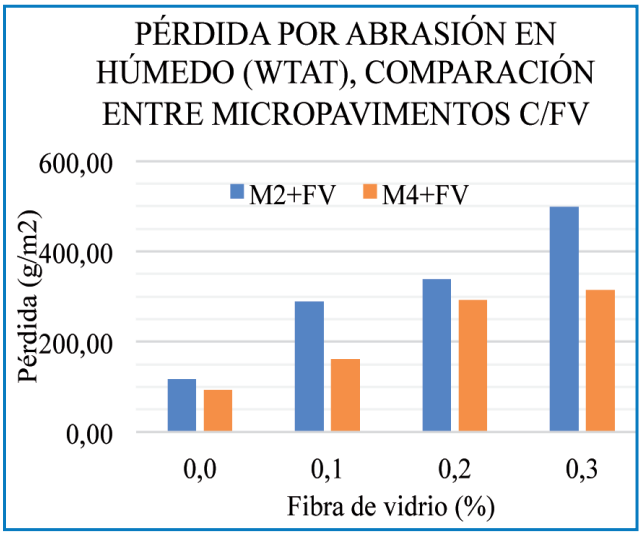
Se diseñó 2 tipos de micropavimentos con fibra de vidrio (M2+FV y M4+FV) utilizando dos distintas emulsiones modificadas con polímeros y dos bancos de agregados distintos, debido a las limitaciones, cambios y falta de material presentados en el proyecto.

Después de realizar los ensayos de calidad para las emulsiones y agregados usados en el diseño de micropavimento, se determinaron los contenidos óptimos de agua, emulsión y fibra de vidrio para los distintos diseños de micropavimento (convencional y modificado).

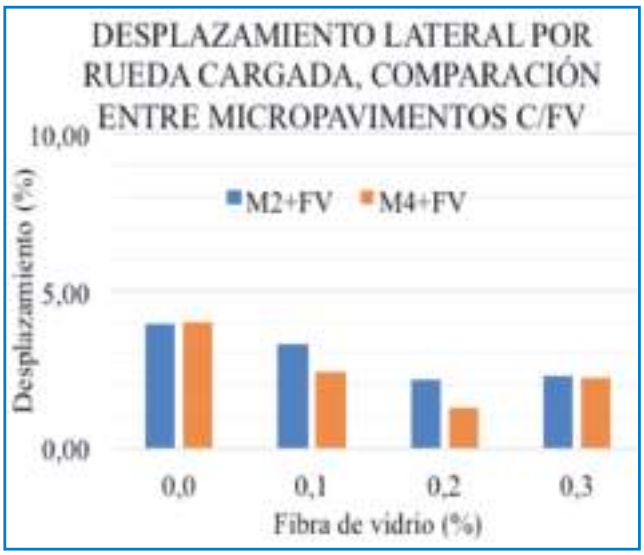
Se compararon los resultados de las pruebas mecánicas para los dos diseños de micropavimento.



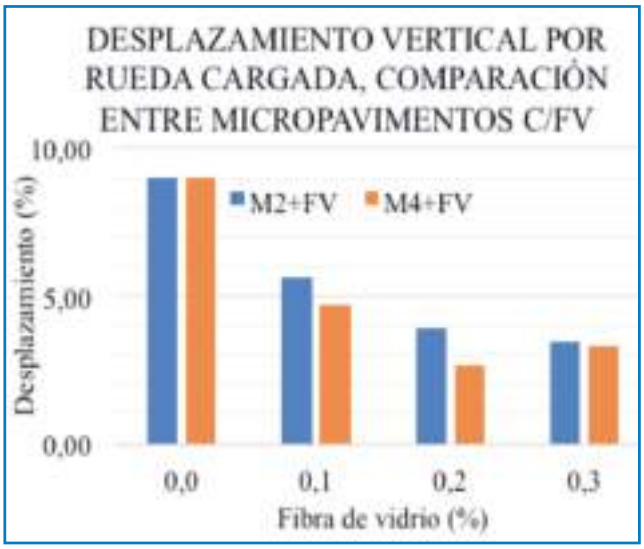
Gráfica 2: *Comparación de la adhesión de arena (exudación de asfalto) por Rueda Cargada (LWT) en mezclas con fibra de vidrio.*
Fuente: *Autoría propia.*



Gráfica 3: *Comparación de la pérdida por Abrasión en Húmedo (WTAT) en mezclas con fibra de vidrio.*
Fuente: *Autoría propia.*



Gráfica 4: *Comparación de desplazamiento lateral po Rueda Cargada (LWT) en mezclas con fibra de vidrio.*
Fuente: *Autoría propia.*



Gráfica 5:*Comparación de desplazamiento vertical por Rueda Cargada (LWT) en mezclas con fibra de vidrio.*
Fuente: *Autoría propia.*

Analizando el conjunto de resultados de las pruebas realizadas a las mezclas, se observa que la combinación M4+FV respecto M2+FV presenta diferencias mínimas en términos de exudación de asfalto, una menor pérdida de agregado en el ensayo de abrasión en húmedo, y una perceptible mejora en términos de compactación y desplazamiento, elementos que dependen de la calidad del agregado y la cantidad de emulsión.

Por lo tanto, la propuesta M4+FV resulta como la más favorable, proporcionando un menor costo de producción y consecuentemente mayor rentabilidad.

RECOMENDACIONES

Cumplir a cabalidad los parámetros mínimos especificados por ISSA A143.

Elaborar un tramo de prueba con y sin fibra de vidrio, para evaluar el desempeño del diseño. Se sugiere adoptar el método de Charmot, Ye, Zhu, & Yang (2013) evaluando fallas de la superficie a los 8 y 25 meses en ambos micropavimentos.

REFERENCIAS

- **[1] Administradora Boliviana de Carreteras** [ABC]. (2007-2008). Manuales Técnicos para el Diseño de Carreteras. Manual de ensayos de suelos y materiales * Asfaltos. Bolivia: ABC.

- **[2] Charmot, S.,** Ye, C., Zhu, Z., & Yang, Y. (2013). Measurements of the Effectiveness of Fiber Reinforced Microsurfacing Mixtures. Transportation Research Board 93rd Annual Meeting.

- **[3] Instituto Nacional de Vías [INVIAS].** (2012). Normas y Especificaciones. Colombia: INVIAS.
- **[4] International Slurry Surfacing Association [ISSA] -** A143. (2010). Norma de rendimiento recomendada para micro pavimentación. Illinois, EEUU: www.slurry.org.

- **[5] International Slurry Surfacing Association [ISSA] -** TB. (2005,2012). Technical Bulletins. Illinois, EEUU: www.slurry.org.

- **[6] Ministerio de Transportes y Comunicaciones. (2013).** Manual de Carreteras

- Especificaciones Técnicas Generales para Construcción. Tomo I (2013). Lima, Perú.

- **[7]** Price, P. (2014). Microsurfacing Suspended Fibre Technology: Product I nnovation. New South Wales, Australia: Downer Group.

- **[8] Rajesh, G.,** & Vinay, V. (20 de mayo de 2019). Prediction and validation of alternative fillers used in micro surfacing mix-design using machine learning techniques. Construction and Building Materials, 207, 519-527. Obtenido de https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0950061819304301

CONFIRMACIÓN METROLÓGICA Y TRAZABILIDAD EN EL INSTITUTO DE ENSAYO DE MATERIALES

Claudia Kelly Endara de Loza
clauendara.sg@gmail.com

RESUMEN

En conformidad con la implementación del sistema de gestión de la calidad en base a la norma NB/ISO 9001:2015 y del sistema de gestión de laboratorios de ensayo y calibración en base a la norma NB/ISO/IEC 17025:2018, el Instituto de Ensayo de Materiales, como parte esencial de sus actividades, está implementado la confirmación metrológica y trazabilidad como un conjunto de operaciones que aseguran la confianza en la validez de los resultados de sus mediciones.

Palabras clave: *confirmación metrológica, trazabilidad, calibración, verificación (comprobaciones intermedias), mantenimiento.*

ABSTRACT

In accordance with the implementation of the quality management system based on the NB/ISO 9001:2015 standard and the testing and calibration laboratory management system based on the NB/ISO/IEC 17025:2018 standard, the Institute of Materials Testing, as an essential part of its activities, metrological confirmation and traceability is implemented as a set of operations that ensure confidence in the validity of the results of its measurements.

Keywords: *metrological confirmation, traceability, calibration, verification (intermediate checks), maintenance*

INTRODUCCIÓN

El proceso de confirmación metrológica debe considerarse como necesario dentro de un laboratorio con el fin de poder conocer, controlar o minimizar el efecto de mediciones que puedan resultar erróneas en la calidad de los resultados de sus servicios.

La norma ISO 10012 indica: “La confirmación metrológica debe ser diseñada e implementada para asegurar que las características metrológicas del equipo de medición cumplan los requisitos metrológicos del proceso de medición. La confirmación metrológica está compuesta por la calibración y verificación del equipo de medición.” (p. 15)

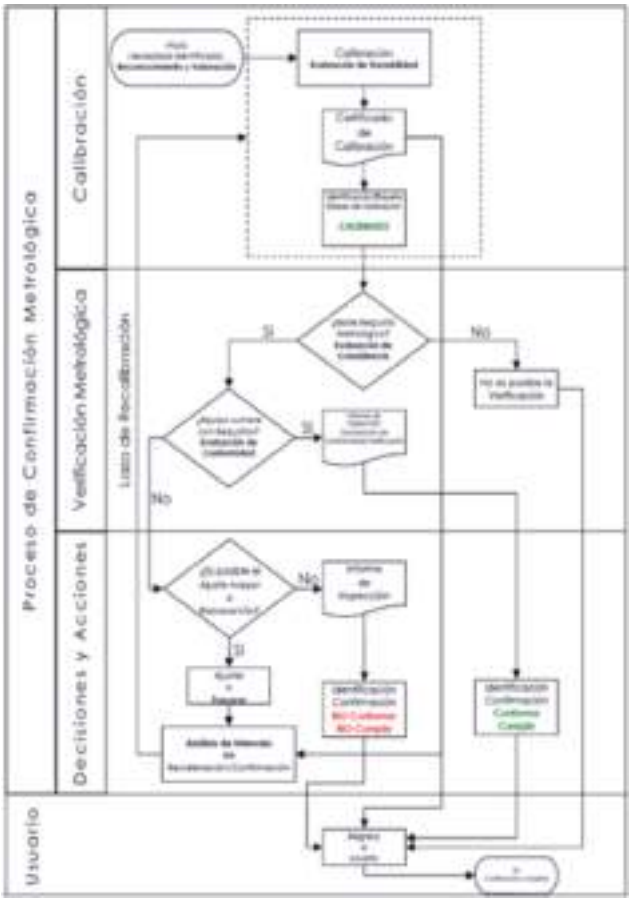
Dentro del marco de la implementación del sistema de gestión de la calidad, específicamente dentro del requisito 7.1.5.2 “Trazabilidad de las mediciones”, se menciona, en resumen, que el equipo de medición debe calibrarse o verificarse, o ambas, a intervalos especificados contra patrones trazables. En la norma 17025:2018 que tiene que ver con los requisitos generales para la competencia de los laboratorios de ensayo y calibración, en el requisito de equipamiento, se menciona la confirmación metrológica como parte esencial de las mediciones.

La trazabilidad metrológica es un elemento importante, que lógicamente se menciona en ambas normas y que se debe tener siempre en consideración dentro de la metrología industrial, siendo la propiedad de un resultado de medida por la cual el resultado se relaciona con una referencia, gracias a que anteriormente ha existido una cadena ininterrumpida y documentada de las calibraciones que se han llevado a cabo en un equipo.

PROCESO DE CONFIRMACIÓN METROLÓGICA

Todo instrumento o equipo de medición necesita ser calibrado por lo menos una vez dentro de lo que es su periodo de vida útil, sin embargo, se considera que estos equipos pueden ser verificados, y solo aquellos que verdaderamente afectan a la calidad del servicio deberán ser sujetos al proceso de conformación metrológica.

El proceso de confirmación metrológica tiene un sustento de acuerdo a la norma ISO 10012:2003 "Sistemas de gestión de la medición. Requisitos para los procesos de medición y los equipos de medición" y de acuerdo al gráfico se desarrolla en tres etapas:



Etapa I.: Calibración:

De acuerdo a un programa de calibración, se determinan los puntos de calibración, estos puntos se establecen en los rangos de uso del equipo. Es importante mencionar que la calibración no decide sobre la aptitud del equipo para un determinado proceso de medición, el equipo puede estar calibrado, pero no ser adecuado al proceso.

Dentro de las calibraciones es importante evaluar los resultados del certificado de calibración, como se solicita en el requisito 6.4.12 de la norma ISO/IEC 17025.

También se deben considerar los intervalos de calibración de los equipos, estos pueden ser determinados de acuerdo a técnicas que se mencionarán más adelante.

Etapa II. VERIFICACIÓN METROLÓGICA:

De acuerdo a la ISO 99 "La verificación es la aportación de evidencia objetiva de que un elemento dado satisface los requisitos especificados".

De acuerdo a un programa de verificación, se establece el procedimiento para realizar la verificación en los equipos de medición y los patrones a ser utilizados, de igual forma se establece la periodicidad.

Etapa III. DECISIONES Y ACCIONES:

Decisiones que se toman cuando el equipo o

instrumento de medición no llega a cumplir con los requisitos de la aplicación a la cual fue destinado, en consecuencia, se pueden realizar las siguientes acciones:

- Aplicación de ajustes, mantenimientos o reparación.

- O incluir correcciones a los errores sistemáticos del equipo, con el fin de llevarlo al error máximo permitido.

SELECCIÓN DEL PROVEEDOR DE CALIBRACIÓN

La calidad del servicio se ve afectada por el laboratorio de calibración a través del cual se obtiene la trazabilidad al SI (Sistema internacional de unidades), tanto en las normas ISO 17025 como en la ISO 10012 nos indican que estos deben ser realizados por proveedores de servicios de calibración reconocidos (laboratorios acreditados).

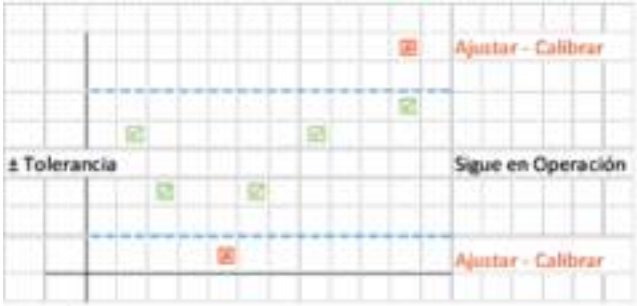
EVALUAR LA CONFORMIDAD DE LOS EQUIPOS O INSTRUMENTOS DE MEDICIÓN

Evaluar la conformidad de los equipos o instrumentos de medición implica confirmar que el equipo es apto (conforme) o no para su aplicación, esto se lo puede realizar considerando los siguientes criterios:

- Revisión de los resultados reportados en el certificado de calibración contrastada con la tolerancia asignada al equipo.

- Realizar verificaciones intermedias contrastando con patrones de verificación, con el fin de comprobar que el equipo se mantiene dentro de la tolerancia asignada entre calibraciones.

En todos los casos es importante que en las verificaciones se considere la incertidumbre expandida de medición.



INTERVALOS DE CALIBRACIÓN

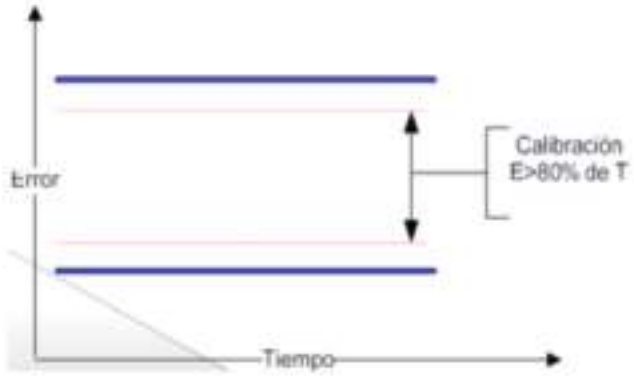
Para determinar el intervalo de recalibración, el intervalo de calibración/confirmación debe ser analizado de manera responsable. Existen documentos base para poder aplicar técnicas con el fin de calcular los intervalos de calibración/confirmación, dentro de estos documentos se encuentran los siguientes:

- NIST/GMP 11 Good Measurement Practice for Assignment and Adjustment of Calibration Intervals for Laboratory Standars: Es útil para la selección del periodo inicial de calibración.

- ILAC-G24/OIML D10 Lineamientos para la determinación de intervalos de calibración de los instrumentos de medición

Dentro de los métodos recomendados por la ILAC-G24/OIML D10, se encuentran los siguientes:

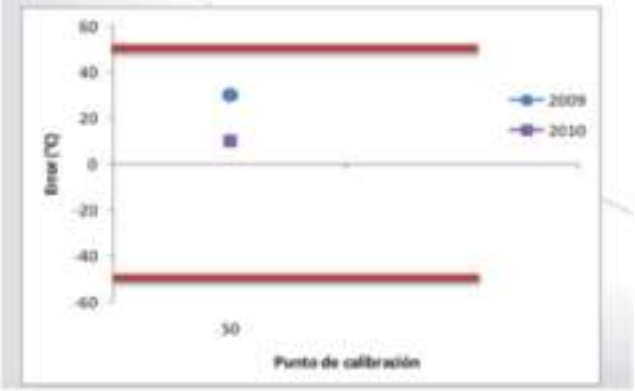
- **Método 1:** Ajuste automático o en escalera (tiempo calendario), el equipo es programado para realizar una calibración cuando el error se encuentre dentro del 80% del error máximo permisible.



- **Método 2:** Carta Control.

$$Intervalo \quad de \quad calibración = \frac{Tolerancia}{Deriva}$$

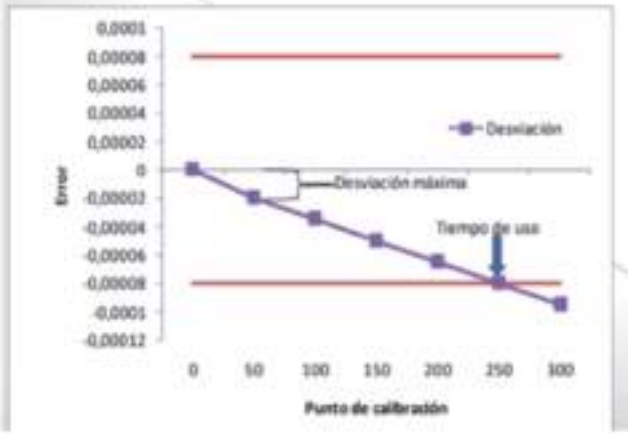
$$Deriva = \frac{Desviación}{t_2 - t_1}$$



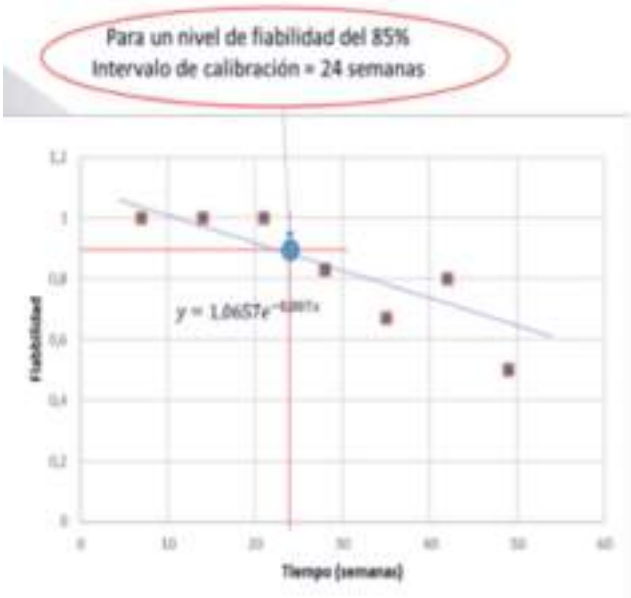
- **Método 3:** Tiempo en "uso"

$$Intervalo \quad de \quad calibración = \frac{Tolerancia}{Deriva}$$

$$Deriva = \frac{Desviación}{Tiempoen\ uso\ (horas)}$$



- **Método 4:** Verificación en servicio o prueba de "caja negra", los mecanismos usados para hacer el seguimiento a datos históricos como los procesos de: Verificación de error, verificación de error relativo, verificación de precisión, verificación del coeficiente de variación, verificación de sesgo, verificación de pendiente, verificación de incertidumbre, control de errores, pueden ser utilizados para evaluar este método.



- **Método 5:** Métodos estadísticos.

AJUSTE, MANTENIMIENTO Y REPARACIÓN

Como anteriormente se mencionó, en la tercera etapa de la confirmación metrológica, al momento de evaluar la conformidad de la capacidad de medición de los equipos, el resultado puede ser tener que reparar, ajustar o dar mantenimiento al equipo, con el fin de que se encuentre dentro de los límites de conformidad, esto puede ser realizado por proveedores de mantenimiento, por los fabricantes o representantes del equipo de medición.

CONCLUSIONES

El proceso de confirmación metrológica dentro de cualquier laboratorio, es muy importante, puesto que garantiza la confiabilidad de las mediciones.

Si bien en el Instituto de Ensayo de Materiales, se calibran equipos con el fin de reportar resultados confiables, se ha dado un paso muy importante, respecto a la acreditación de ensayos y certificación de la calidad, al implementar la confirmación metrológica, capacitando al personal para realizar de manera más eficiente la gestión de las mediciones.

El Instituto de Ensayo de Materiales demuestra la confiabilidad, imparcialidad e independencia en la prestación de servicios de laboratorio, implementando sistemas de gestión en base a las normas ISO 9001 e ISO/IEC 17025, que aseguran la confianza en sus resultados y con ello la satisfacción de sus clientes.

REFERENCIAS

- **[1] NB/ISO 9001:2015**, Sistemas de gestión de la calidad - Requisitos (Cuarta revisión). IBNORCA.

- **[2] NB/ISO/IEC 17025:2018**, Requisitos generales para la competencia de los laboratorios de ensayo y calibración. IBNORCA.

- **[3]NB/ISO 10012,** Sistemas de gestión de las mediciones - Requisitos para los procesos de medición y los equipos de medición (Primera revisión). IBNORCA.

PROYECTOS DE INVESTIGACIÓN GESTIÓN 2023

Nº	RESPONSABLE	NOMBRE DEL PROYECTO	ÁREA
1	Ing. Jorge Echazú Cortéz MSc. Ing. Verónica Gallardo Tapia	Correlación entre la pérdida de masa por corrosión y la resistencia a tracción de barras corrugadas para hormigón armado	MATERIALES DE CONSTRUCCIÓN
2	Ing. Jorge Echazú Cortéz MSc. Ing. Verónica Gallardo Tapia	Evaluación de lechadas para la inyección de cables de pretensado elaboradas con materiales disponibles en el mercado local	MATERIALES DE CONSTRUCCIÓN
3	MSc. Angel Ramos Maita	Bloques aligerados con botellas Pet para muros de divisiones en ambientes	MATERIALES
4	Ing. Jorge Echazú Cortéz Ing. Ronald Farid Pérez Butrón	Evaluación de la adherencia entre capas asfálticas mediante implementación del ensayo de corte para la elaboración de una propuesta de norma nacional	MATERIALES DE CONSTRUCCIÓN ASFALTOS
5	MSc. Ing. Victor Eduardo Bermejo Franco Ing. María del Carmen Cenzano Serrano	Estabilización de suelo arcilloso procedente del Campus Universitario de Cota Cota, con ceniza de bagazo de caña de azúcar y cal, para su empleo como material de subrasante	QUÍMICA DE LOS MATERIALES MECÁNICA DE SUELOS Y GEOTÉCNIA
6	Ing. Fernando Miguel Cerruto Anibarro	Evolución de la Resistencia a compresión en función a la edad de hormigones elaborados con tres tipos de cemento tipo IP disponibles en la ciudad de La Paz	HORMIGONES
7	Ing. Fernando Miguel Cerruto Anibarro	Evolución de la resistenciaa compresión en función al tiempo de curado intermitente tradicional en obra para hormigones elaborado con cemento tipo IP disponible en la ciudad de La Paz	HORMIGONES
8	MSc. Ing. Oscar Luis Pérez Loayza	Análisis y evolución de mezclas asfálticas sobre empedrado	ASFALTOS
9	MSc. Ing. Eliseo Jahdiel Villafuerte Oporto	Refuerzo de Estructuras de Hormigón armado con fibra de Carbono - Sistema EBR, aplicado a la normativa ACI 440.2 R-08	ESTRUCTURA
10	MSc. Ing. Gricel Alcira Portillo Miranda	Determinación de parámetros geotécnicos en residuos sólidos urbanos	MECÁNICA DE SUELOS Y GEOTÉCNIA
11	MSc. Ing. Gricel Alcira Portillo Miranda	Análisis de efectividad de la adición de una substancia orgánica proveniente de residuos domiciliares en la mejora de la erodabilidad del suelo	MECÁNICA DE SUELOS Y GEOTÉCNIA

INVESTIGACIÓN Y DESARROLLO
Nº 16
ISSN 2078 – 7721
INVESTIGACIÓN Y DESARROLLO
Revista
Instituto de Ensayo de Materiales
Carrera
Ingeniería Civil - UMSA
Nº 15
INVESTIGACIÓN Y DESARROLLO
Revista del Instituto de Ensayo de Materiales
INVESTIGACIÓN Y DESARROLLO