

Revista Ciencia y Construcción

Facultad de Ingeniería Civil Universidad Tecnológica de La Habana "José A. Echeverría" CUJAE

06

**Variables Para
Estimar La
Vulnerabilidad
Física Ante
Daños
Antrópicos: Zona
Patrimonial De
Camagüey**
**LA IMPORTANCIA
DEL PATRIMONIO**

38

**THE EFFECT OF NICKEL
SLAG ADDITION ON THE
CALIFORNIA BEARING
RATIO (CBR) VALUE OF
SOAKED LATERITE
SOILS IN CENTRAL AND
SOUTH KALIMANTAN
PROVINCES**
**A VALUABLE AND
COST-EFFECTIVE
SOLUTION**



48

**EL CRECIMIENTO
URBANO DE LA CIUDAD
DE RIOBAMBA Y SU
INFLUENCIA EN LOS
SERVICIOS BÁSICOS**

CIENCIA Y CIUDAD SE DAN LA MANO

Director/Editor Técnico

- Dra. Vivian Beatriz Elena Parnás, Universidad Tecnológica de La Habana, José Antonio Echeverría (CUJAE), Cuba

Editor Ejecutivo

- Dra. Ingrid Fernández Lorenzo, Universidad Tecnológica de La Habana, José Antonio Echeverría (CUJAE), Cuba

Editores Asociados

- Dr. Willian Cobelo Cristiá, Universidad Tecnológica de La Habana, José Antonio Echeverría (CUJAE), Cuba
- Dra. Zenaida Paulette Frómata Salas, Universidad de Oriente, Cuba
 - Dr. Rafael Larrúa Quevedo, Universidad de Camagüey, Cuba
- Dr. José Cataldo Ottieri, Universidad de la República, Udelar, Uruguay

Comité Científico

- Dra. Beatriz Camaño Schettini, Universidad Federal de Rio Grande del Sur (UFRGS), Brazil
- Dr. Carlos A. Recarey Morfa, Universidad Central de Las Villas, Marta Abreu, Cuba, Cuba
 - Dr. Francisco Lamas Fernández, Universidad de Granada, Spain
 - Dr. Gilberto Quevedo Sotolongo, Universidad Central de Las Villas, Marta Abreu, Cuba
- Dr. Geert Lombaert, KU Leuven University, Belgium
- Dr. José Fernando Martirena Hernández, Universidad Central de Las Villas, Marta Abreu, Cuba

Sumario 1

- 02 Consejo Editorial
- 03-04 Sumario
- 05 Sección 1: Artículos de Investigación
- 06-16 Variables Para Estimar La Vulnerabilidad Física Ante Daños Antrópicos: Zona Patrimonial De Camagüey
- MSc. Arq. Kenia Suárez Gerard
 - MSC. Ing. Mayte Guerra Saborit
 - Lic. Reinier Rodríguez Valdés
- 17-28 Influencia Del Contenido De RAP En La Granulometría Y El Contenido De Asfalto De Mezclas Recicladas
- MSc. Ing. Jessika Morales Fournier
 - Ing. Evelín Barrera Martínez
 - Dra. Ing. Anadelys Alonso Aenlle
- 29-37 Análisis De Las Canteras De La Provincia De Matanzas Para La Producción De Cemento (LC3) Mediante El Software QGIS
- Dr. Ing. Manuel Pedroso Martínez
 - Ing. Leonel Alejandro Acosta Prieto
 - Ing. Luis David Céspedes Domínguez
 - Ing. Sarah Enriquez Guerra
- 38-47 The Effect Of Nickel Slag Addition On The California Bearing Ratio (CBR) Value Of Soaked Laterite Soils In Central And South Kalimantan Provinces
- Harry Laksono
 - Rusdiansyah

Sumario 2

48-56 El Crecimiento Urbano De La Ciudad De Riobamba Y Su Influencia En Los Servicios Básicos

- MSc. Ing. Alexis Omar Martínez Espinoza
- MSc. Ing. Juan Xavier Sampedro Vásconez
- MSc. Lic. Edison Fernando Martínez Espinoza
- MSc. Arq. Natali Noriega Rivera

57-67 Influencia De Partículas Trituradas De PET En La Permeabilidad De Los Morteros Estructurales

- MSc. Ing. Joaquín Raúl Cuetara Ricardo
- Ing. Ricardo, Dayron Uranga Rodríguez
- Ing. Maikel Alfredo Bello Miranda

68-83 Modelo Computacional Para Analizar El Comportamiento De Geomallas Biaxiales Aplicadas En El Reforzamiento De Suelos Para Pavimentos

- Ing. Luis Miguel Pincay Baque
- Dr. Félix Michael Hernández López

84-97 Método Discreto En Pilotes Parala Obtención De Los Desplazamientos Verticales Y Horizontales, Aplicando La Interacción Dinámica Suelo Estructura

- Ing. Yosuary Almaguer Miranda
- Ing. Giselle Álvarez Rey
- Dr. Ing. Willian Cabelo Cristiá



Artículos de Investigación

Variables Para Estimar La Vulnerabilidad Física Ante Daños Antrópicos: Zona Patrimonial De Camagüey

Variables To Estimate Physical Vulnerability Under Anthropoc Damages: Patrimonial Zone Of Camagüey

Autores

Kenia Suárez Gerard¹, Mayte Guerra Saborit², Reinier Rodríguez Valdés³

¹ Arquitecta, Master en Conservación de centros históricos y Rehabilitación del patrimonio edificado. Universidad de Camagüey. Circunvalación Norte, Km 5 ½ Camagüey, Cuba. kenia.sgerard@gmail.com

² Ingeniera en Informática, Master en Informática Aplicada, Universidad de Camagüey. Circunvalación Norte, Km 5½ Camagüey, Cuba. mayte.guerra@reduc.edu.cu

³ Licenciado en Informática. Organización Básica Eléctrica de Camagüey. Circunvalación Norte, Km 2 ½ Camagüey, Cuba. reinier@eleccmg.une.cu

RESUMEN

El enfoque preventivo de la gestión de riesgo del patrimonio debe fortalecerse particularmente ante los efectos lentos, acumulativos y subyacentes de las afectaciones antrópicas del fondo habitacional en zonas históricas. Se ha constatado el incremento de los daños potenciales producidos por la acción o inacción humana en las viviendas de sitios patrimoniales, sin embargo, se manifiesta en gran medida, la falta de percepción y manejo de este tipo de amenazas. Es por ello que se acude al empleo de las técnicas de Inteligencia artificial para apoyar la identificación y evaluación de la vulnerabilidad que estas afectaciones provocan, considerando que hay referencias de experiencias de su aplicación, para algunos eventos naturales extremos en zonas urbanas históricas. Por tanto, se ha tomado como estudio de caso, un sector de la zona Patrimonio Mundial de la ciudad de Camagüey, para, determinar las variables significativas para la elaboración de una Base de conocimiento que permita estimar la vulnerabilidad físico-residencial ante impactos antrópicos. De esta forma, el análisis realizado permitió seleccionar los atributos para elaborar posteriormente, la base de conocimiento que contribuirá a estudios más completos y mejor soportados, para mostrar resultados bastante reales, tomar decisiones y proponer medidas de reducción de esta vulnerabilidad.

Palabras claves: afectaciones antrópicas, base de conocimiento, vulnerabilidad físico-residencial

ABSTRACT

The preventive approach to asset risk management should be particularly strengthened in the face of the slow, cumulative and underlying impacts of the anthropic effects of the housing stock in historic areas. There has been an increase in potential damage caused by human action or inaction in the houses of heritage sites, however, the lack of perception and management of this type of threats, is manifested to a great extent. That is why, the use of artificial intelligence techniques is used to support the identification and evaluation of the vulnerability that these effects cause, considering that, there are references of experiences of their application, for some extreme natural events in historical urban areas. Therefore, a sector of the World Heritage area of Camagüey city has been taken as a case study, to determine the significant variables for the elaboration of a Knowledge Base that allows estimating the physical-residential vulnerability to anthropic impacts. In this way, the analysis carried out made it possible, to select the attributes to later elaborate the knowledge base that will contribute to more complete and better supported studies, to show quite real results, make decisions and propose measures to reduce this vulnerability

Keywords: anthropic effects; knowledge base; physical-residential vulnerability

Nota Editorial: Recibido: Marzo 2022 Aceptado: Mayo 2022

1. INTRODUCCIÓN

El fondo residencial le otorga vitalidad y evolución, a los sitios patrimoniales. Sin embargo, para la sustentabilidad del hábitat en las zonas de valor patrimonial, las viviendas, deben protegerse con mayor eficiencia, ante los impactos provocados por la acción o inacción humana, aunque actualmente, se priorizan los estudios de daños por eventos naturales extremos y por los efectos del cambio climático. Sin embargo, hay un notable incremento a nivel global de estragos potenciales de amenazas originadas por la actividad humana, que degradan principalmente, al fondo residencial. Por ello, la vulnerabilidad físico-residencial ante afectaciones antrópicas, debe ser estimada para una mayor percepción de estas amenazas y mejor contribución a la conservación preventiva del fondo residencial, en las zonas urbanas históricas.

En este sentido, en la presente investigación, se considera que las técnicas de Inteligencia Artificial (IA) pueden contribuir acertadamente, a la estimación de la vulnerabilidad físico-residencial. Incluso, se tienen antecedentes del empleo de técnicas de IA para apoyar la gestión de riesgo del fondo edificado y varias de estas aplicaciones, se han centrado esencialmente ante los peligros naturales, principalmente, en la vulnerabilidad ante el peligro sísmico [1], [2], [3]. Estas técnicas han determinado la prioridad a atender, a partir del manejo de una gran cantidad de datos que posibilite saber la magnitud de lo que sucede. No obstante, para llegar a ello se requiere de la elaboración de una Base de Conocimiento (Knowledge-Base), definida como el conjunto de datos de los cuales se extrae el conocimiento, lo que permite manejarlo para la toma de decisiones y las acciones [4], la cual, a su vez, debe estar precedida de una adecuada selección de las variables significativas, para que estas herramientas puedan ser aplicadas con éxito.

La investigación se dedica a determinar las variables significativas para la elaboración de una base de conocimiento que permita estimar la vulnerabilidad físico-residencial ante impactos antrópicos en el centro histórico de la ciudad de Camagüey. Por tanto, se ha seleccionado como estudio de caso, al Sector 1 del Área Patrimonio Cultural de la Humanidad de este centro histórico, donde se manifiesta en notable medida, la problemática antes descrita. Este sector, dentro de la zona Patrimonio Cultural, es el de mayor centralidad y reúne un gran número de servicios comerciales, gastronómicos y culturales y aunque no tiene un carácter residencial, el uso de suelo para vivienda, es allí representativo. Luego, se aprovechan los diagnósticos y estudios realizados en el fondo residencial del Sector 1 de protección [5], [6] lo que prepararía la base de datos que posteriormente, permita elaborar la Base de conocimiento, para hacer uso de las técnicas de IA en la estimación de la vulnerabilidad físico-residencial ante impactos antrópicos.

2. DESARROLLO

La investigación tiene un alcance exploratorio-descriptivo y se apoya en investigaciones previas realizadas en el área de estudio [7], que facilitan informaciones acerca de los factores de riesgo antrópicos que causan daños al fondo residencial, en la zona analizada.

2.1. Algunas definiciones y comentarios sobre los ejes temáticos abordados



Las afectaciones antrópicas o humanas son definidas como fenómenos que producen daños y tienen su origen en la acción humana [8]. La complejidad de sus estudios y factores de riesgo, explican el porqué, no son pronosticados sus efectos con certeza. No obstante, es de gran preocupación el incremento de la vulnerabilidad física-residencial en zonas patrimoniales de la región a causa de impactos producidos por la actividad humana. Esta vulnerabilidad, que a grandes rasgos representa la propensión de las estructuras y elementos de las viviendas a sufrir daños físicos como resultado de la acción de eventos naturales y/o antrópicos, se asocia a diversas susceptibilidades desde factores internos y externos [9], [10].

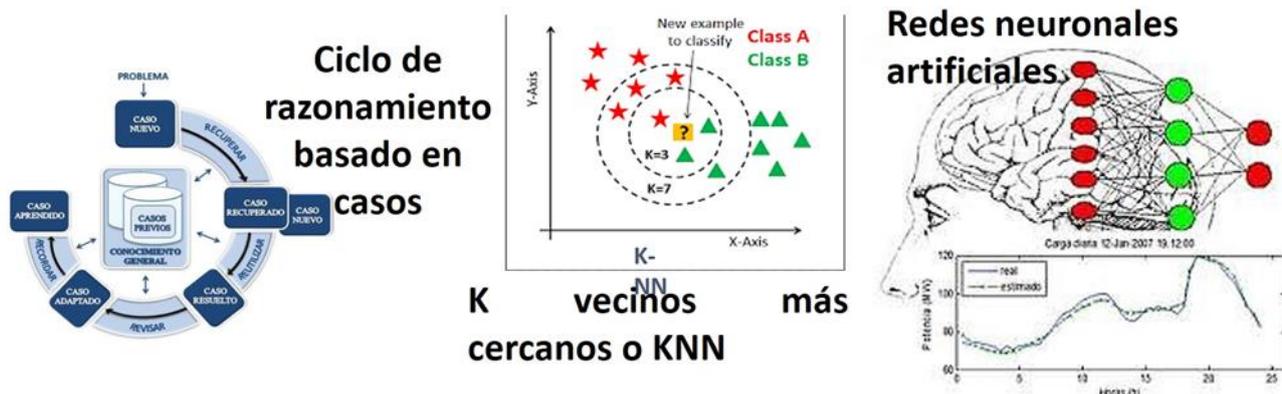


Figura 1: Ejemplos de técnicas o modelos de búsqueda de soluciones a problemas de la IA que se aplican a distintas esferas de las ciencias. **Fuente:** Martínez, M., Santana, E. & Beliz, N. (2017)

Por su parte, la inteligencia artificial (IA) es la rama de la ciencia de la computación que se ocupa de la automatización de la conducta inteligente y la misma ofrece, técnicas para enfrentar los problemas que su dimensión hace poco posible usar un algoritmo conocido (algorítmicamente intratables) y/o que carecen de algoritmo para resolverlos (no algorítmicos). Estas técnicas o métodos de solución de problemas de la inteligencia artificial (Figura 1), se seleccionan en dependencia de los problemas a los que se quiera dar respuesta como aplicaciones para: la planificación automática, el procesamiento de lenguaje natural, la robótica, la solución de problemas de diagnóstico, el control de sistemas, el reconocimiento de escritura y del habla, el procesamiento de imágenes y el agrupamiento [11].

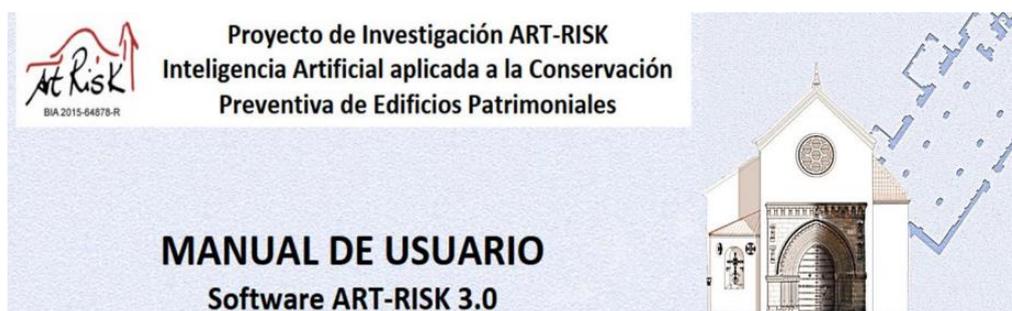


Figura 2: Referencia de gestión de riesgo del patrimonio con empleo de técnicas de IA. **Fuente:** Art-Risk, 2019.

En este sentido, las bases de conocimiento (KB: Knowledge Base), que es la herramienta que se desea conformar, a partir de determinar las variables significativas para estimar la vulnerabilidad física-residencial ante afectaciones antrópicas, surgen a partir de la investigación en Inteligencia Artificial, como respuesta a las necesidades que las aplicaciones de esta disciplina planteaban. En este caso, el requerimiento es crear una herramienta informatizada basada en modelos de inteligencia artificial, para apoyar la gestión preventiva de la vulnerabilidad física de las viviendas en sitios patrimoniales y ponerla, a disposición de instituciones, organismos y empresas inmersos en esta problemática.

Con el empleo de técnicas de IA para la gestión de riesgo, se han obtenido interesantes resultados, en [1]. Para el Proceso de descubrimiento del conocimiento en bases de datos o KDD, del inglés, Knowledge Discovery in Data bases, los algoritmos utilizados para ello, han permitido desarrollar modelos de estimación de la vulnerabilidad física en inmuebles [12]. En su mayoría, estas aplicaciones se dedican a peligros naturales. Un ejemplo de estas aplicaciones se basa en la conservación preventiva, en el Proyecto de Investigación ART-RISK (Figura 2), dedicado a los riesgos del patrimonio histórico y persigue: investigar herramientas de IA que permiten reproducir de manera aproximada el razonamiento humano y las relaciones existentes entre los factores de vulnerabilidad, los factores de riesgos y los parámetros históricos de inmuebles de valor, mediante la teoría de los conjuntos difusos con el fin de preservar el patrimonio edificado, con un modelo de explotación sostenible. Entre los aportes del mismo, se ofrece un software gratuito disponible Online, llamado ART-RISK 3.0 [13].

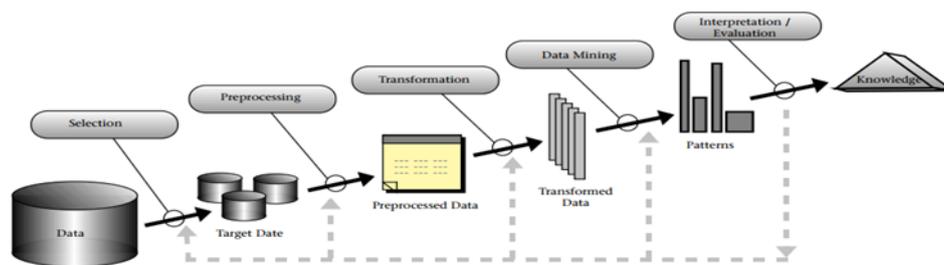


Figura 3: Visión general de los pasos que componen el proceso de KDD (Descubrimiento del conocimiento en bases de datos). **Fuente:** El proceso KDD.html, 2017.

Luego, ante la necesidad de mejorar la percepción y manejo de las afectaciones provocadas por el hombre que causan daños físicos directos a las viviendas de áreas antiguas, se requiere determinar las variables que permitirán la elaboración de una base de conocimiento (Knowledge-Base) para la estimación de su vulnerabilidad. Esta KB (Figura 3) representa un conjunto de datos de los cuales se extrae el conocimiento, lo que permite manejarlo.

Desde la primera etapa, se seleccionan los datos más importantes. Al pasar al procesamiento se realiza la limpieza de datos donde se buscan, además, los que resultan erróneos. En la transformación precisamente, se modifican datos, dentro de lo que se procede a la normalización para llevar de una escala a otra o para, por ejemplo, llevarlos de numérico a discreto o viceversa. Luego, en la etapa de Data Mining (Minería de datos), se seleccionaría el algoritmo de minería de datos y se entrenan, para buscar el patrón corregido. Al pasar este entrenamiento y la interpretación del mismo, se analizan los resultados considerando, cómo fue la clasificación y el aprendizaje y, se evalúa en dependencia de esto.

2.2. Algunas definiciones y comentarios sobre los ejes temáticos abordados

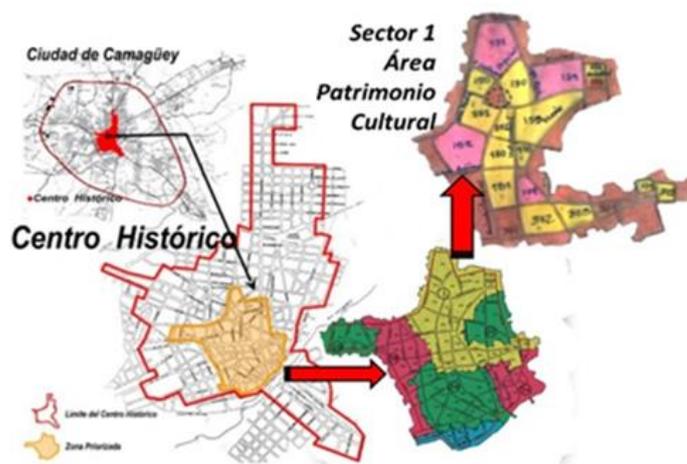


Figura 4: Centro histórico, área Patrimonio Cultural y Sector 1 con las manzanas estudiadas. **Fuente:** Elaboración propia.

Se realiza un diagnóstico urbano en diecisiete manzanas de donde según criterios de selección, se toman cuatro manzanas, para realizar el diagnóstico a nivel arquitectónico, es decir, por cada residencia (señaladas en color magenta en la figura) (Figura 4). En estas manzanas se aplica la "Ficha de inspección rápida de daños al fondo residencial por afectaciones antrópicas en zonas patrimoniales" a un total de 154 casas que constituyen los casos o instancias. Asimismo, de estas viviendas se obtiene información para determinar las variables o atributos (Figura 5).



Figura 5: Viviendas representativas del área de estudio.

Fuente: Elaboración propia.

La ficha de inspección aplicada se conformó al tomar algunas referencias en otras dos fichas diseñadas por diferentes instituciones como: la Dirección Nacional de la Vivienda que, en 2015 [15], la muestra en un Taller Nacional y, en las fichas de levantamiento que utiliza la Oficina del Historiador de la ciudad de Camagüey (OHCC) que la aplica el Plan Maestro y Gestión de la OHCC [16].

En las manzanas 129, 131, 179 y 182 (Figura 6) se declaran los peligros que afectan a gran parte de los inmuebles y, se valora su daño estimado, considerando los factores de vulnerabilidad. Esta inspección reveló los principales factores de riesgo antrópicos que afectan a las residencias ubicadas en las cuatro manzanas



Figura 6: Las cuatro manzanas donde se aplica la Ficha de inspección rápida

Fuente: Elaboración propia.

Se considera que los cuatro factores de riesgo antrópicos determinados en el área de estudio, son la incompatibilidad de materiales y procedimientos constructivos, la falta de mantenimiento constructivo, la afectación por tráfico vehicular inadecuado y el vandalismo sobre inmuebles abandonados o en ruinas. Estos son los más relacionados con la vulnerabilidad física, por los niveles de daño sobre las estructuras, los elementos no estructurales y redes (Tabla 1). En una breve definición, se afirma que se manifiestan como:

Tabla 1: Factores de riesgo antrópicos que más afectan al fondo residencial del Sector 1 del área Patrimonio Cultural de Camagüey. **Fuente:** Elaborada propia.

FACTORES DE RIESGO ANTRÓPICOS IDENTIFICADOS EN EL ÁREA DE ESTUDIO
Incompatibilidad de materiales y procedimientos constructivos
Falta de mantenimiento constructivo
Afectación por tráfico vehicular inadecuado
Vandalismo sobre inmuebles abandonados o en ruinas

- Incompatibilidad de materiales y procedimientos constructivos. Intervenciones constructivas con materiales actuales incompatibles con los originales y/o las antiguas técnicas o procedimientos constructivos que afectan la integridad de estructuras, de elementos arquitectónicos y de terminaciones originales.
- Falta de mantenimiento constructivo: Es un aumento de la vulnerabilidad física, que puede llevar al estado de ruina o al colapso.
- Afectación por tráfico vehicular inadecuado: Relacionado con los peligros de falta de mantenimiento, incompatibilidad de materiales y procedimientos constructivos y otros que aumentan la vulnerabilidad de las edificaciones ante el alto tráfico vehicular inadecuado por el centro histórico. No tiene la misma implicación que otros.
- Vandalismo sobre inmuebles abandonados o en ruinas: Hechos vandálicos sobre el inmueble en estado malo o ruinoso que aún tiene elementos y valores, pero se permite el saqueo del mismo. El desmantelamiento puede ser realizado por propietarios desconocedores de las consecuencias de estas acciones.

Estos peligros y factores de riesgo antrópicos han sido definidos con la realización de investigaciones previas y levantamientos a la escala urbana, como se trata en [6], además de, los resultados obtenidos con el uso de la Ficha de inspección rápida a escala arquitectónica. Esta utiliza un formato carta por las dos caras. En la parte anterior (Figura 7), se procuran los datos generales de dirección, manzana, tipología habitacional, atributos patrimoniales y hasta el Consejo Popular.

En la parte media de esta hoja, se encuentran datos de la tipología constructiva (nombradas con números romanos según establece la Dirección General de la Vivienda en Cuba, para las cinco tipologías de clasificación), de sistemas y detalles constructivos que aparezcan, de las modificaciones constructivas y las soluciones hidrosanitarias. Además, en esta parte se procesa un mínimo de datos sociológicos, que pueden ayudar a identificar factores de vulnerabilidad socioeconómicos.

En la parte inferior, se muestra la tabla de vulnerabilidad antrópica asociada al daño estimado en la cual, se exponen los peligros antrópicos manifiestos en el fondo habitacional con los factores que tributan a un índice de vulnerabilidad con carácter muy alto, alto, medio, bajo y casi nulo y, a la identificación de los factores de vulnerabilidad que inciden sobre cada uno de estos peligros. Al final de la ficha, se muestran las conclusiones de la inspección, donde se valora el estado físico de la vivienda en bueno, regular, malo e inhabitable, conjuntamente con el nombre del evaluador, la fecha de aplicación y la firma.

Figura 7: Cara principal de la Ficha de Inspección rápida de daños del fondo residencial por afectaciones antrópicas.
Fuente: Elaboración propia.

FICHA DE INSPECCIÓN RÁPIDA DE DAÑOS DEL FONDO RESIDENCIAL POR AFECTACIONES ANTRÓPICAS. ZONA PATRIMONIO MUNDIAL DEL CENTRO HISTÓRICO DE CAMAGÜEY					
Dirección: Calle _____ Número _____, entre _____ y _____ C.P. _____ Manzana _____ Función original del inmueble: _____					
Tipología habitacional: Casa: _____ Apartamento _____ Habitación en ciudadela: _____ Otros: _____ Si el inmueble posee atributos patrimoniales: Estilo arquitectónico _____ Grado de protección _____ Valor patrimonial _____					
Aspectos constructivos y redes Tipología constructiva: I _____, II _____, III _____, IV _____, V _____ Sistema constructivo (pórticos _____ muros de carga _____ mixto _____, otra _____) Detalles constructivos: Tipo de cubierta (plana _____, inclinada _____, otras _____ Especificar _____). Tipo de entripiso (tradicionales hasta inicios del siglo XX _____, de hormigón armado _____, prefabricado _____, con empleo del poliestireno expandido _____, de construcción compuesta _____, otros _____ Especificar _____) Elemento en voladizo (balcón _____, alero _____, losa _____). Modificaciones estructurales que alteran cargas, trazado original: con asistencia facultativa _____, modificada para trabajo por cuenta propia _____, para ampliación _____, con barbacoa _____, otro propósito _____ con tanques apoyados (en interior _____, en cubierta _____) Solución hidrosanitaria: cisterna _____, fosa séptica _____, letrina _____, tanques elevados _____, baño colectivo _____, pozo de agua _____, trampa de grasa _____. Datos sociológicos: Cantidad de personas residentes _____ niños 0-14 años: _____ Adultos mayores + de 60 años: _____					
VULNERABILIDAD ANTRÓPICA ASOCIADA AL DAÑO ESTIMADO					
FACTORES DE RIESGO ANTRÓPICOS DEL FONDO RESIDENCIAL DEL SECTOR 1 DEL ÁREA PATRIMONIO MUNDIAL DEL CENTRO HISTÓRICO DE CAMAGÜEY	ÍNDICE DE VULNERABILIDAD				
	Muy alta	Alta	Media	Baja	Casi nula
A INCOMPATIBILIDAD DE MATERIALES Y PROCEDIMIENTOS CONSTRUCTIVOS					
B FALTA DE MANTENIMIENTO PREVENTIVO A LAS EDIFICACIONES					
C AFECTACIONES POR TRÁFICO VEHICULAR INADECUADO					
D VANDALISMO Y DESMANTELAMIENTO EN INMUEBLES ABANDONADOS O EN RUINAS					
E USOS INCOMPATIBLES CON EL INMUEBLE					
F SOBREUSO DEL INMUEBLE					
Conclusiones Estado físico de la vivienda: Bien _____, Regular _____, Mal _____ (se considera Mal Inhabitable _____) Nombre del Evaluador: _____ Fecha de aplicación _____ Firma _____					

Elaborado por MSC. Arq. Kenia Suárez de la Universidad de Camagüey, basado en la ficha diseñada por la Dirección Nacional de la Vivienda, La Habana, 2015.

Como se aprecia, en la ficha aparecen los factores de riesgo antrópicos y los índices de vulnerabilidad para los mismos. Los primeros, se determinan desde la escala urbana, con el trabajo de mesa del equipo transdisciplinario, con la confección de la lista de chequeo y, del levantamiento de las 154 viviendas donde, a pesar de no haberse tomado fotos interiores -para no incomodar a los propietarios- se pudo realizar la inspección visual de los daños presentes que, en unos casos son mínimos y en otros, sin embargo, son excesivos y con niveles de afectación graves.

Por su parte, los segundos aspectos, o sea, los índices, reflejan la valoración de resultados de asociación de la vulnerabilidad al daño estimado producto de la ocurrencia de uno o más amenazas antrópicas, a las que las viviendas se encuentran expuestas. Luego, para definir el grado de exposición frente a cada amenaza, se correlaciona con los niveles de susceptibilidad identificados en el estudio: muy alto, para más de tres peligros antrópicos manifiestos; alto, por la exposición a tres peligros antrópicos palpables; medio, dada la manifestación de dos peligros antrópicos manifiestos; bajo, para un solo peligro antrópico manifiesto o varios con menos relevancia y; casi nulo, porque se comienza a manifestar una o más amenazas o puede ser temporal la exposición.

Luego, en la tabla a continuación se ilustran de forma general, resultados del levantamiento de daños por peligros antrópicos en las diecisiete manzanas estudiadas, con incidencia a esa escala de estos peligros por manzanas, lo cual lógicamente no coincide con lo encontrado con la aplicación de la Ficha de inspección rápida a nivel arquitectónico, sobre todo, porque de esta última se extrajeron, algunas variables significativas que ayudaron a entender el porqué del comportamiento de los niveles de incidencia (Tabla 2). Se remarcan en color amarillo las filas correspondientes a las manzanas 129, 131, 179 y 182, que fueron las cuatro manzanas seleccionadas, para hacer la inspección a nivel arquitectónico en el Sector 1 del área Patrimonio Cultural, como se ha mostrado previamente en la figura 6.

Tabla 2: Elementos y variables considerados desde la escala urbana, en el levantamiento para la identificación de los factores de riesgo antrópicos que más afectan al fondo residencial del Sector 1 del área Patrimonio Cultural. Fuente: Elaborada propia.

MANZANA	CANTIDAD DE LOTES	LOTES PARA VIVIENDAS	PREDOMINIO USO DE SUELO	TIPOLOGÍAS CONST. PREDOM.	PELIGROS MÁS SIGNIFICATIVOS
125	22	20	Residencial 90,9%	I	Falta de mantenimiento
129	47	31	Residencial 65,95%	III y I	-
130	20	16	Residencial 80%	III y I	Falta de mantenimiento
131	49	45	Residencial 91,80%	III y I	Falta de mantenimiento y afectación del tráfico
150	16	13	Residencial 81,25%	III y I	Falta de mantenimiento y afectación del tráfico
151	23	14	Residencial 60,85%	III y I	Falta de mantenimiento y afectación del tráfico
152	11	3	Servicios y oficinas	III y I	-
153	39	18	Comercio y servicios gastronómicos	III y I	Falta de mantenimiento y afectación del tráfico
174	12	12	Residencial 100%	III y I	Afectación del tráfico
178	8	1	Servicios 50% y comercio 37,5%	III	Afectación del tráfico
179	24	19	Residencial 79,15%	III y I	-
180	40	32	Residencial 80%	I	Falta de mantenimiento y pérdida de atributos
181	25	11	Comercio y servicios gastronómicos	I	Afectación del tráfico
182	38	27	Residencial 71,05%	III	Falta de mantenimiento y afectación del tráfico
302	34	27	Residencial 79,41%	III y I	-
303	11	5	Oficinas y Servicios	III y I	-
305	20	20	Residencial 100%	III y I	Falta de mantenimiento y afectación del tráfico

Por tanto, la aplicación de la Ficha de inspección rápida demostró que los peligros antrópicos y daños físicos detectados, que inciden en cada manzana y por ejes – donde las manzanas más críticas fueron la 131 y la 182- recaen principalmente en los elementos estructurales y no estructurales. También se manifiestan los factores de vulnerabilidad que contribuyen a mayor o menor escala en la evolución de los daños que se detectaron y, entre los principales factores de vulnerabilidad se puede mencionar al factor económico, que no les permite a los moradores intervenir los daños que tienen en sus viviendas además, incide el factor social, el cual tiene implícito el factor institucional, ya que las entidades responsables deberían llevar control, para la realización de mantenimientos e intervenciones adecuadas, y por otra parte, está el factor físico, donde interviene la trama urbana y los eventos naturales, propiciando un deterioro paulatino, debido a la antigüedad de las viviendas y su vulnerabilidad inherente.

3. RESULTADOS

3.1. Variables significativas y características de la base de conocimiento a elaborar

Tabla 3: Atributos con valores nominales y binarios.
Fuente: Elaboración propia

ATRIBUTO		VALORES
TIPOLOGÍA CONSTRUCTIVA		I o III (considerando lo que predomina en las viviendas)
SISTEMAS CONSTRUCTIVOS		Pórticos Muros de carga Mixto
DETALLES CONSTRUCTIVOS	Tipo de cubierta	Inclinada Plana
	Tipo de entepiso	Tradicionales hasta inicios del siglo XX Con técnicas y materiales actuales
	Elemento en voladizo	Balcón Alero Losa
	Con asistencia facultativa	0 o 1
	Asistidas por experiencia práctica	
	Con esfuerzo propio sin asistencia	
Para ampliación		
Para subdivisiones verticales u horizontales		
MODIFICACIONES ESTRUCTURALES		

De la ficha para el diagnóstico, se extrajeron las variables que estaban directamente relacionadas con la vulnerabilidad física-residencial. Es decir, se hizo un enfoque en los elementos estructurales, no estructurales y las redes que, por afectaciones de la acción o inacción humana, han hecho susceptible en distintos niveles a las casas. De estos análisis resultaron las variables significativas (Tabla 3).

Si se hace una breve explicación de cada atributo analizado en función de estimar la vulnerabilidad física-residencial, se percibe la diversidad e importancia de cada uno. La tipología constructiva y los sistemas constructivos o aspectos técnico-constructivos, se toman porque en el área de estudio predominan casi en su totalidad: la tipología constructiva I (muros de mampostería y losa de hormigón armado) y/o la tipología III que era la original (muros de mampostería y techos con soportes de madera con tejas de barro). Esta última, decrece con consecuencias negativas para las casas y las edificaciones contiguas a estas, por los diversos factores de riesgo, por lo que constituyen atributos con valores nominales.

La tipología estructural también se toma en consideración porque, aunque la mayoría de las residencias, sobre todo, las antiguas, se erigieron con anchos muros de ladrillos, se pueden encontrar arcadas sobre columnas y columnas de distintos materiales entre otros, que añaden atributos con valores nominales.

Los detalles constructivos por su parte, en ocasiones revelan daños que pueden poner en riesgo hasta la vida de los moradores. Esto añade más atributos con valores nominales, según el tipo de cubierta, de elementos de entresijos y si existen elementos en voladizo. En los tipos de cubierta, se ha decidido centrarse en lo que predomina en el área de estudio, en correspondencia con lo dispuesto en la metodología para la inspección técnica a inmuebles, desarrollada por la Dirección General de Vivienda del Ministerio de la Construcción, que las clasifica en planas, inclinadas y curvas [15]. Cuando se marca el tipo inclinado, el personal que realiza el diagnóstico debe considerar, los tradicionales techos de armadura con tejas (criollas o francesas) que caracterizan al Sector 1 y que pueden verse combinados con, soluciones contemporáneas de tejas de fibrocemento, de fibro-asfalto o de zinc, según el propietario haya intervenido. Al catalogar en, de tipo plana a la cubierta, se abarcan desde los tradicionales techos planos de vigueta y tablazón y de losa por tabla, y los que siguieron de la etapa republicana como: viga y losa, de bóveda catalana de cerámica, de perfiles y losas macizas de hormigón hasta, las actuales losas de hormigón armado que emergen en el paisaje urbano aceleradamente, muchas veces, combinadas con los techos tradicionales a los que, en un porcentaje notable, les han incrementado sus lesiones y patologías.

En el caso de los entresijos, aunque se conoce que, en este centro histórico, las viviendas se desarrollan en una planta predominantemente, hay un porcentaje notable de residencias de dos niveles, a lo que se le suman las transformaciones que se realizan. Por eso, se proponen la asignación de pesos a distintos valores, como es este caso pues, en ocasiones intervienen otros factores como la carga que se incrementa en los elementos estructurales deteriorados, por ejemplo. Asimismo, las modificaciones realizadas ante la creciente demanda de vivienda y/o los cambios de uso, en algunas partes de las residencias para fines comerciales o de servicios, obligan a considerar otros atributos más. Este grupo sería con valores binarios, o sea, 0 o 1, según estén presentes en la residencia pues, la forma en que se haya realizado la modificación, puede incrementar la vulnerabilidad.

Tabla 4: Variable de salida: la vulnerabilidad física-residencial ante afectaciones antrópicas determinadas en el área de estudio. **Fuente:** Elaboración propia

FACTORES DE RIESGO ANTRÓPICOS DETERMINADOS EN EL ÁREA DE ESTUDIO:	CLASES DE LA VULNERABILIDAD FÍSICO-RESIDENCIAL				
	Muy alta	Alta	Media	Baja	Casi nula
INCOMPATIBILIDAD DE MATERIALES Y PROCEDIMIENTOS CONSTRUCTIVOS					
FALTA DE MANTENIMIENTO PREVENTIVO					
AFECTACIONES POR TRÁFICO VEHICULAR INADECUADO					
VANDALISMO SOBRE INMUEBLES ABANDONADOS O EN RUINAS					

Por su parte, el atributo de decisión: la vulnerabilidad física-residencial, tendrá valores que serán las clases, o sea, el tipo de vulnerabilidad. Esta variable de salida, que es nominal, saldrá por cada factor de riesgo antrópico que se manifiesta en las instancias (Tabla 4).

Todo lo antes explicado resalta la importancia de un correcto diagnóstico. En la zona de estudio, son cuatro los factores de riesgo determinados. Por tanto, para tener resultados concretos se deberán elaborar bases de conocimiento en función de cada factor. En este caso, como se tienen cuatro atributos de decisión porque, derivarían de cada factor de riesgo antrópico determinados (por incompatibilidad, por falta de mantenimiento, por afectaciones del tráfico y por vandalismo sobre edificaciones), se denomina al procedimiento, multilabel o multietiqueta.

Con los 154 casos o instancias (cantidad de viviendas analizadas), se garantiza la base de datos para crear la base de conocimiento que permita extraer propiamente, el conocimiento. Esta base de conocimiento, debe ser estructurada en una serie de atributos nominales y binarios que se estiman sumarían un total de 313. Parte de estos atributos, aproximadamente unos 17, son nominales, al corresponder a los valores de las variables: tipologías constructivas, sistemas constructivos y detalles constructivos. Mas, una cantidad de 296 atributos serían binarios dentro de los que están contenidos, los cinco de las modificaciones constructivas realizadas y el resto, corresponde con la presencia o no, de las lesiones que contribuyen al incremento de la vulnerabilidad física, ya sea en elementos estructurales, en los no estructurales, o en las redes, ya que estas lesiones aparecen en la cara posterior de la ficha y se consideran según el estado en que esté el inmueble. Como se ha apuntado, el último atributo es el atributo de decisión (vulnerabilidad física-habitacional) que es nominal también, con cinco clases. Como se ha determinado tener, un atributo de decisión, por cada factor de riesgo, identificado en el área para el Sector 1, se tendrán cuatro variables de salida.

4. CONCLUSIONES

Se considera necesario el empleo de las técnicas de IA, para estimar la vulnerabilidad física-residencial ante afectaciones antrópicas en zonas patrimoniales. Ello contribuiría a obtener resultados más completos y mejor soportados, con el fin de mostrar la realidad, tomar decisiones y proponer medidas.

Resultó de gran apoyo la aplicación de la Ficha de inspección rápida de daños físicos al fondo residencial por afectaciones antrópicas, en el Sector 1 de la Zona Patrimonio Cultural del centro histórico de Camagüey. Con los datos aportados en la inspección, se pudieron determinar las variables significativas que posibilitarían la conformación de la base de conocimiento para la estimación de la vulnerabilidad física-residencial.

La elaboración de una base de conocimiento, ante la muy escasa información existente, ofrecería una herramienta novedosa y viable para trabajar desde una postura preventiva, en la conservación del patrimonio arquitectónico residencial.



1. E. Maldonado and G. Chio, "Índice de vulnerabilidad estructural ante los efectos de remoción en masa en edificaciones de mampostería basado en conjuntos difusos," *Revista Ingeniería de Construcción*, vol. 27, pp. 23-39, 2011.
2. C. M.L., O. D. Cardona and A. H. Barbat, "Evaluación de la habitabilidad de edificios afectados por sismo utilizando la teoría de conjuntos difusos y las redes neuronales artificiales," *Revista Internacional de Métodos Numéricos para Cálculo y Diseño en Ingeniería*, vol. 27, no. 4, p. 278–293, 2011.
3. L. Pérez-Martínez, E. Tápanes-Suárez, O. Santos-Pérez, J. A. Cabrera-Hernández and D. Nogueira-Rivera, "Procedimiento para Índice Sintético de Gestión Ambiental: validación con minería de datos," *Ingeniería Industrial*, vol. XLII, no. 2, 2021.
4. S. L. Mestizo, "Inteligencia artificial y simulación," *La Ciencia y el Hombre*, vol. XXIV, 2011.
5. K. Suárez, *Vulnerabilidad del fondo habitacional... ¿por peligros naturales?*, Camagüey: El Lugareño, 2019.
6. K. Suárez and O. F. Fernández, *Guía de identificación de factores de riesgo antrópicos en viviendas de zonas patrimoniales: estudio en el centro histórico de Camagüey*, Camagüey: Universidad de Camagüey, 2021.
7. K. Suárez, "Ficha de inspección rápida de daños por peligros antrópicos del fondo residencial de zonas patrimoniales," *Facultad de Construcciones, Universidad de Camagüey*, Camagüey, 2017.
8. O. Rojas and C. Martínez, "Riesgos naturales: evolución y modelos conceptuales," *Revista Universitaria de Geografía*, vol. 20, pp. 83-96, 2012.
9. J. A. Miyashiro, *Vulnerabilidad físico habitacional: tarea de todos ¿responsabilidad de alguien?*, Lima: SAC, 2009.
10. F. J. Angeleri, "La vulnerabilidad física del patrimonio arquitectónico en Mendoza. Estudio de la condición de vulnerable y diseño de un método de evaluación," Mendoza, 2013.
11. [R. Ortiz, M. Moreno, J. Becerra, S. Corona and P. Ortiz, "El análisis de riesgos en los centros históricos: estudio de las fortificaciones urbanas del centro histórico de Sevilla," *Revista PH*, no. 104, pp. 342-361, 2021.
12. S. R. Timarán, I. Hernández, S. J. Caicedo, A. Hidalgo and J. C. Alvarado, "El proceso de descubrimiento de conocimiento en bases de datos," in *Descubrimiento de patrones de desempeño académico con árboles de decisión en las competencias genéricas de la formación profesional*, Bogotá, Universidad Cooperativa de Colombia, 2016, pp. 63-86.
13. P. Ortiz, "Art-Risk: Inteligencia artificial aplicada a la conservación preventiva de edificios patrimoniales," 24 enero 2021. [Online]. Available: <https://www.upo.es/investiga/art-risk-service/art-risk3/index.html>. [Accessed 9 agosto 2021].
14. M. Martínez, E. Santana and N. Beliz, "Análisis de los paradigmas de inteligencia artificial, para un modelo inteligente de gestión de la energía eléctrica," *Revista de Iniciación Científica*, vol. 3, pp. 77-84, 2017.
15. D. G. d. I. Vivienda and Ministerio de la Construcción, "Metodología para caracterizar estado técnico, vulnerabilidad y riesgo del fondo edificado," *Dirección General de la Vivienda*, La Habana, 2015.
16. D. d. P. M. y. Gestión, *Inventario y catalogación de edificios del centro histórico de la ciudad de Camagüey. Ficha arquitectónica para inmuebles*, Camagüey: Oficina del Historiador de la ciudad de Camagüey, 2001.



Influencia Del Contenido De RAP En La Granulometría Y El Contenido De Asfalto De Mezclas Recicladas

Influence Of The RAP Content On The Granulometry And The Asphalt Content In The Recycled Mix.

Autores

Jessika Morales Fournier¹, Evelín Barrera Martínez², Anadelys Alonso Aenlle³

¹Docente, Asistente, Universidad Tecnológica de la Habana “José Antonio Echeverría” (CUJAE), Centro de Estudios de Construcción y Arquitectura Tropical (CECAT), Calle 114 #11901 e/ Ciclovía y Rotonda, Marianao - CP 19390. moralesf@civil.cujae.edu.cu

²Ingeniera Civil, Universidad Tecnológica de la Habana “José Antonio Echeverría” (CUJAE), Centro de Estudios de Construcción y Arquitectura Tropical (CECAT), Calle 114 #11901 e/ Ciclovía y Rotonda, Marianao - CP 19390. evelinbm12@nauta.cu

³Docente, Titular, Universidad Tecnológica de la Habana “José Antonio Echeverría” (CUJAE), Centro de Estudios de Construcción y Arquitectura Tropical (CECAT), Calle 114 #11901 e/ Ciclovía y Rotonda, Marianao - CP 19390. anadelys@civil.cujae.edu.cu

RESUMEN

La combinación granulométrica de las mezclas recicladas se determina combinando la del árido natural y el recuperado del RAP; aunque en la fabricación, el porcentaje de asfalto del RAP que participa en dicho proceso, es una variable que no se conoce su valor exacto. Para obtener el porcentaje de asfalto natural a añadir en las mezclas se emplean fórmulas validadas en estudios que contemplan el porcentaje de RAP y el asfalto presente en él. En este sentido, es objetivo de este trabajo analizar la variación de la granulometría y del contenido de asfalto en las mezclas recicladas mediante las consideraciones iniciales de los diseños y los resultados obtenidos al final de la fabricación de los mismos. Se comparan estas variaciones con las tolerancias establecidas en la NC 253: 2005. Para esto se fabricaron mezclas por el método Marshall con cuatro contenidos de asfalto (3,5%, 4%, 4,5%, 5%) y tres porcentajes de RAP (0%, 10% y 20%). Luego, se realiza el ensayo de extracción por disolvente con el empleo de la centrífuga de flujo continuo, para determinar el contenido de asfalto total que presentan las mismas y una vez separado el asfalto del árido se lleva a cabo el análisis granulométrico de las mezclas estudiadas. Obteniéndose como resultados que las variaciones entre los contenidos de asfalto (inicial y rectificadas) cumplen con la tolerancia establecida para los diseños con 0% y 20% de RAP, mientras que las granulometrías incumplen para todas las mezclas, arrojando los mayores resultados para el tamiz 9,52mm.

Palabras claves: afectaciones antrópicas, base de conocimiento, vulnerabilidad físico-residencial

ABSTRACT

The granulometry of the recycled mixtures is determined by combining that of the natural aggregate and that recovered from the RAP; although in manufacturing, the percentage of asphalt in the RAP that participates in this process is a variable whose exact value is unknown. To obtain the percentage of natural asphalt to be added in the mixtures, formulas validated in studies that consider the percentage of RAP and the asphalt present in it are used. In this sense, the objective of this work is to analyze the variation of the granulometry and the asphalt content in the recycled mixtures by means of the initial considerations of the designs and the results obtained at the end of their manufacture. Comparing these variations with the tolerances established in NC 253: 2005. For these comparisons, mixtures were manufactured by the Marshall method with four asphalt contents (3.5%, 4%, 4.5%, 5%) and three percentages of RAP (0%, 10% and 20%). Then, the solvent extraction test is carried out with the use of the continuous flow centrifuge, to determine the total asphalt content that they present and once the asphalt is separated from the aggregate, the granulometric analysis of the studied mixtures is carried out. Obtaining as results that the variations between the asphalt contents (initial and rectified) comply with the tolerance established for the designs with 0% and 20% RAP, while the granulometries fail to comply with them for all mixtures, yielding the highest results for the 9.52mm sieve.

Keywords: asphalt content, granulometry, reclaimed asphalt pavement (RAP)

Nota Editorial: Recibido: Febrero 2022 Aceptado: Marzo 2022

1. INTRODUCCIÓN

La conservación de la red vial es en la actualidad un aspecto de gran importancia debido a los recursos que moviliza. El presupuesto necesario para el mantenimiento, así como los problemas ambientales que de él se derivan, justifican la búsqueda de nuevas técnicas que permitan reducir costos y protejan el medio ambiente. En este contexto, el reciclado, como medio de racionalizar los recursos, se convierte en una necesidad [1, 2].

El uso de la técnica de reciclado de los pavimentos para la construcción y rehabilitación de carreteras es un tema que ha tomado gran importancia desde hace años [3-7], debido a la reutilización y potencialización de los materiales existentes en las mezclas asfálticas que contribuye a la preservación del medio ambiente, por la disminución de explotación de canteras en búsqueda de nuevos agregados, además del aporte que ofrece a la mezcla el asfalto envejecido presente en el material recuperado.

El reciclado de pavimentos asfálticos se realiza utilizando materiales de pavimentos deteriorados que han perdido en gran medida sus propiedades iniciales, aunque en casos muy especiales puede actuarse también sobre materiales en condiciones de servicio para mejorar sus características. Estos materiales se obtienen generalmente mediante el fresado, la demolición de pavimentos deteriorados o de excesos de producción y se le denomina pavimento asfáltico recuperado (RAP: Reclaimed Asphalt Pavement, por sus siglas en inglés).

El RAP está constituido por un conjunto de áridos recubiertos por asfalto envejecido. La calidad del RAP es un factor importante en el reciclado de los pavimentos y depende fundamentalmente de la oxidación de la mezcla y de las deficiencias en la mezcla inicial dependiendo del contenido de asfalto y la distribución granulométrica de los áridos. Esto trae consigo que existan diferencias en el material debido a que los acopios de RAP no siempre provienen de una misma obra, por lo que puede haber variaciones significativas en cuanto a calidad de áridos, contenido y tipo de asfalto [8, 9]. La variabilidad de este material trae consigo que su caracterización sea de gran importancia para lograr un correcto diseño de mezcla.

Para la realización de la caracterización del RAP no solo se deben determinar sus propiedades sino también la de sus materiales componentes (asfalto envejecido y árido recuperado), realizando fundamentalmente los ensayos que se establecen en la tabla 1.

Tabla 1: Ensayos para la caracterización del RAP y de sus materiales componentes.

Material	Propiedades
RAP	Densidad
	Contenido de humedad
	Contenido de asfalto
Asfalto envejecido	Penetración del asfalto
	Índice de penetración del asfalto
	Punto de reblandecimiento del asfalto
	Viscosidad absoluta del asfalto
Árido recuperado	Análisis granulométrico
	Material más fino que el tamiz No.200
	Equivalente de arena
	Resistencia al desgaste (Los Ángeles)
	Partículas planas y alargadas
	Peso específico y absorción

Dentro de las propiedades del RAP, la granulometría del árido recuperado y el contenido de asfalto son parámetros de vital importancia para el diseño de mezclas ya que con la granulometría se comprueba que todo el material a reciclar pasa por el tamiz 25mm [9, 10] y que el tamaño máximo de este árido no sea mayor que el tamaño máximo de la mezcla; además de ser esta granulometría la que se emplee para la realización de la combinación granulométrica con el resto de las fracciones de los áridos naturales y obtener la curva granulométrica final de los diseños con adiciones de RAP.

El contenido de asfalto envejecido del RAP se utiliza para determinar el contenido de asfalto nuevo a adicionar en las mezclas para lograr el porcentaje de asfalto final que se quiera para el diseño. El aporte del asfalto del RAP se puede obtener mediante la ecuación 1 y de no considerarse este o de presentarse una variación puede generar en la mezcla final problemas de exudaciones, contenidos de huecos, deformaciones plásticas e incluso falta de asfalto en las mezclas [11, 12].

$$Pr = Pc - (Pa * Pp) \quad (1)$$

Donde Pr es el porcentaje de asfalto nuevo a adicionar en las mezclas, Pc el porcentaje total de la mezcla, Pa el porcentaje que presenta el RAP y Pp el contenido de RAP en las mezclas.

Para la determinación del contenido de asfalto existen diferentes ensayos dentro de los que se encuentra el de extracción por solvente o el horno de ignición. El ensayo de extracción tiene como objetivo la separación del asfalto y del árido mediante el empleo de un disolvente y un equipo extractor que permite el cálculo del contenido de asfalto luego de realizado el ensayo por diferencia a partir de las masas del árido extraído, de la humedad y del material mineral en el extractor. Por otro lado, con el empleo del horno de ignición el asfalto en las mezclas es quemado y su contenido se calcula como la diferencia entre la masa inicial de la mezcla asfáltica y la masa residual del árido con ajustes por un factor de corrección y por el contenido de humedad, factores que son considerados en el método de extracción. De manera general en ambos métodos de ensayo el contenido de asfalto se expresa como un porcentaje de masa de la mezcla libre de humedad [13].

Los métodos de ensayos analizados no solo se emplean para obtener el contenido de asfalto presente en las mezclas sino también para determinar la granulometría de mezclas asfálticas para control de calidad, aceptación por especificación y estudios de evaluación de mezclas [14].

Producto de la gran importancia que tiene el contenido de asfalto envejecido del RAP y la granulometría del árido presente en este material en el diseño de mezclas asfálticas, en esta investigación se persigue como objetivo evaluar la variación de la granulometría y del contenido de asfalto en las mezclas recicladas a partir de las consideraciones iniciales de los diseños y de los resultados obtenidos al final de la fabricación de los mismos.

2. MATERIALES Y MÉTODOS

Para cumplimentar los objetivos se fabrican mezclas asfálticas, donde se confecciona la dosificación con las granulometrías de las fracciones de áridos natural y la del árido reciclado sin asfalto. Así mismo el contenido de asfalto nuevo a adicionar en las mezclas se establece según la ecuación 1 anteriormente planteada. Luego de fabricadas las mezclas, se procede a realizarle la extracción por disolvente con el empleo de la centrífuga de flujo continuo; a tres muestras de cada diseño, para separar el asfalto de los áridos y de esta manera determinar el contenido de asfalto total, así como la granulometría de la mezcla. Con los resultados obtenidos en estos parámetros al determinar la estimación inicial en el diseño de las mezclas y con los ensayos (rectificado) se realiza una comparación para obtener las variaciones que presentan estos resultados y su cumplimiento con las tolerancias establecidas en la NC 253: 2005 [15].

2.1. Materiales a emplear en los diseños de las mezclas asfálticas

Para la realización de los diseños de mezclas se emplean tres fracciones de áridos naturales, una de RAP y asfalto 50/70. Los áridos son calizos procedentes de la Cantera de Fontcalent situada en la provincia de Alicante, España (fracciones 0-4mm, 4-12mm y 12-20mm). El RAP obtenido del fresado de los pavimentos, fue sometido a un proceso de homogenización y tamizado para luego ser acopiado en la planta de asfalto de Fontcalent de la Empresa Constructora PAVASAL. Para esta investigación fue usada la fracción 0-10mm. El asfalto es 50/70 procedente de la petrolera REPSOL.

2.2. Caracterización de los materiales

Para caracterizar los materiales se determinaron las propiedades de los áridos naturales, del asfalto, del RAP y de sus materiales componentes según establecen las normativas.

- ✓ Caracterización del asfalto natural.

En la tabla 2 se muestra la caracterización del asfalto natural empleado en la confección de los diseños, así como los rangos especificados en las normas cubanas.

Tabla 2: Caracterización del asfalto natural.

Propiedades	Resultados	Rangos especificados
Penetración (1/10mm)	58	50-70
Punto de Ablandamiento (°C)	50,8	51-58

El asfalto utilizado en el presente trabajo se clasifica como 50/70. Tal y como se indica en la tabla 1, los valores de las propiedades analizadas cumplen con los índices de calidad establecidos en la NC 253: 2005 [15].

✓ Caracterización de árido natural

En la tabla 3 se muestra la caracterización de las tres fracciones de áridos que se emplean para diseñar las mezclas asfálticas en caliente, las cuales cumplen con los criterios de calidad establecidas en las normativas.

Tabla 3: Caracterización de las fracciones del árido natural.

Propiedades	Fracciones de árido natural		
	12-20mm	4-12mm	0-4mm
Peso específico corriente (g/m ³)	2,68	2,69	2,65
Absorción (%)	0,5	0,4	1,02
Desgaste de los Ángeles (%)	28	28	-
Índice de partículas planas y alargadas (%)	16	18	-
Equivalente de arena (%)	-	-	67

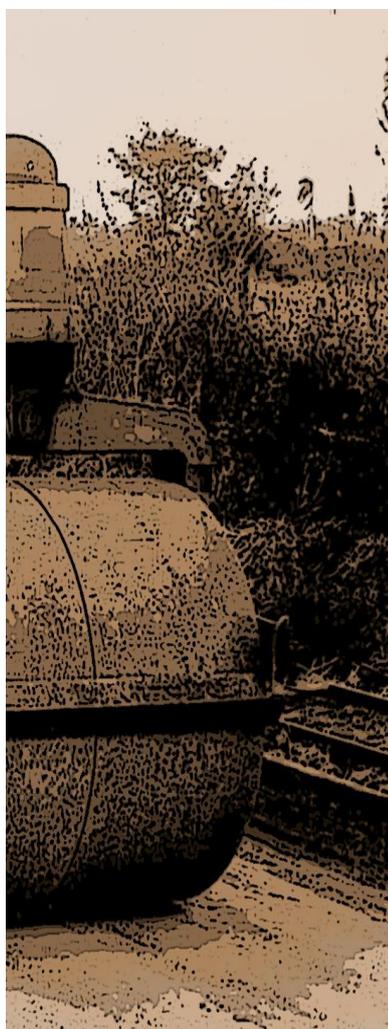
✓ RAP

La caracterización del RAP se muestra en la tabla 4, donde además se compararon los resultados obtenidos con los rangos recomendados para cada una de las propiedades, encontrándose los mismos dentro de los límites establecidos.

Para la determinación del contenido de asfalto se utiliza el método extracción mediante el empleo del disolvente percloroetileno [16] y como equipo la centrifuga de flujo continuo según los requerimientos establecidos en la norma española UNE-EN 12697-1 [17].

Tabla 4: Características generales del RAP.

Propiedades	Fracción 0-10mm	Rangos Recomendados [8, 18]
Contenido de asfalto (%)	5,81	Normal: 4,5-6 Máximo: 3-7
Contenido de humedad (%)	3,4	Normal: hasta un 5 Maximo:7-8



2.3. Análisis granulométrico de las fracciones de áridos

En la figura 1 se muestran las curvas obtenidas en el ensayo de granulometría realizado a cada una de las fracciones del árido natural, así como para el árido recuperado del RAP, obtenido con la extracción del asfalto envejecido presente en el material.

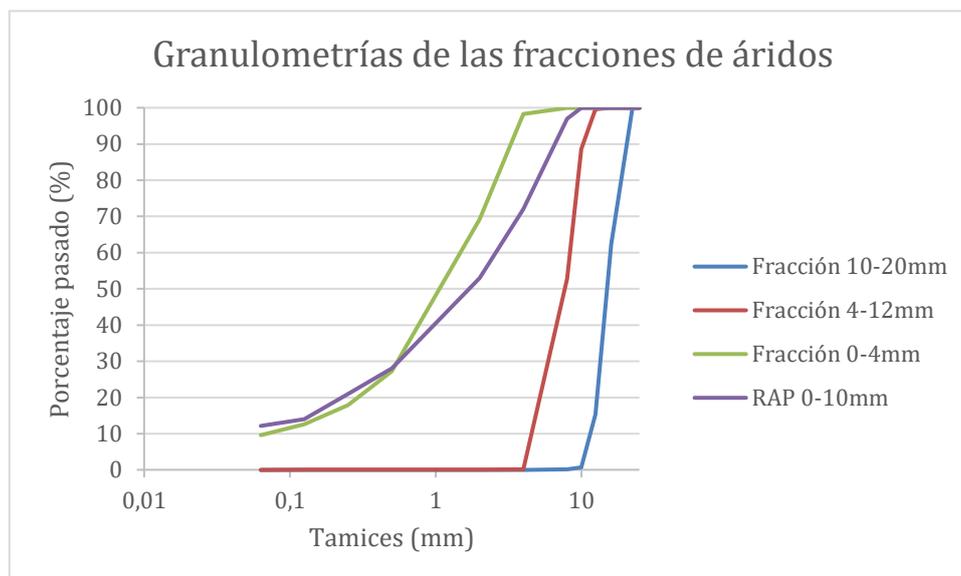


Figura 1: Curvas granulométricas de las fracciones de áridos a emplear en las mezclas.

2.4. Diseños de mezclas

Para la realización de la investigación se confeccionan tres mezclas asfálticas densas de tamaño máximo 19mm, una mezcla convencional (0% de RAP) y dos recicladas con 10% y 20% de RAP, en cada caso se utilizarán cuatro contenidos de asfalto (3,5%, 4,0%, 4,5% y 5%). La mezcla convencional se emplea como patrón para comparar con el resto de las mezclas fabricadas. Para la fabricación de las mezclas estudiadas se emplea el método Marshall (NC 261: 2005) [19] y el material reciclado se adiciona a la mezcla a temperatura ambiente. El RAP obtiene la temperatura por transferencia de calor a partir de aumentar la temperatura de calentamiento de los áridos naturales (tabla 5) para lograr que la temperatura resultante del mezclado de las distintas fracciones de áridos (árido natural y RAP) se encuentren dentro del límite establecido en la NC 261:2005 [19].

Tabla 5: temperatura de calentamiento de los áridos de las mezclas.

Diseños de mezclas	Temperatura del RAP (°C)	Temperatura de calentamiento del árido natural (°C)	Rango de temperatura (°C). NC 261:2005 [19]
0% RAP	25	150	140-155
10% RAP		165	
20% RAP		180	

En la tabla 6 se presenta la combinación granulométrica de cada uno de los diseños de mezclas analizados.

Tabla 6: Combinación granulométricas de los diseños de mezclas.

Diseños de mezclas	Proporción de material por fracción de árido (%)			
	12-20mm	4-12mm	0-4mm	RAP 0-10mm
0% RAP	23	27	50	-
10% RAP	23	27	40	10
20% RAP	23	27	30	20

En la figura 2 se pueden observar las curvas granulométricas de cada una de las mezclas diseñadas en la investigación.

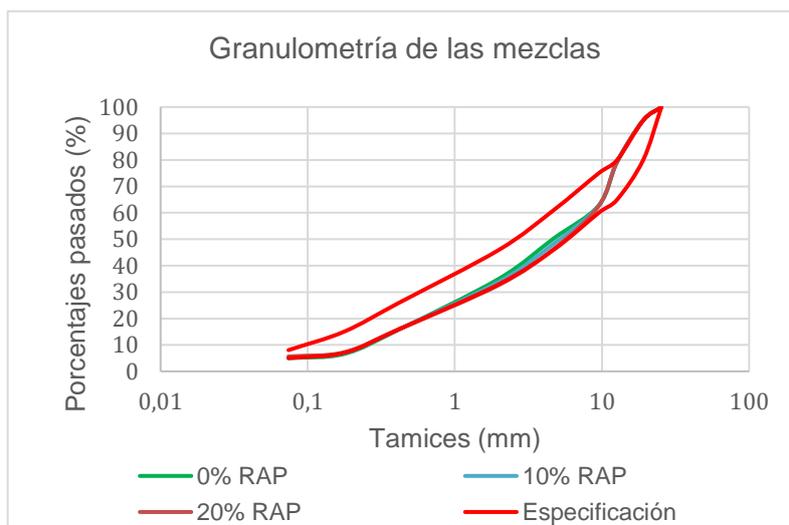


Figura 2: Curvas granulométricas de las mezclas.

2.5. Contenido de asfalto a emplear en las mezclas asfálticas

En la tabla 7 se muestran los contenidos de asfaltos nuevo a adicionar en los diseños de mezclas para los distintos porcentajes de RAP a partir de la aplicación de la ecuación 1.

Tabla 7: Contenidos de asfalto de los diseños de mezclas

Contenido de RAP (%)	Contenido de asfalto envejecido en el RAP (%)	Contenido de asfalto total en la mezcla (%)	Contenidos de asfalto nuevo a adicionar en las mezclas (%)
0% RAP	5,81	3,5	3,5
		4,0	4,0
		4,5	4,5
		5,0	5,0
10% RAP		3,5	2,9
		4,0	3,4
		4,5	3,9
20% RAP		5,0	4,4
		3,5	2,3
		4,0	2,8
		4,5	3,3
			5,0

3. ANÁLISIS DE LOS RESULTADOS

Con los resultados obtenidos de contenido de asfalto y granulometrías de las mezclas después de fabricadas (rectificadas) se realiza una comparación entre estos y los parámetros iniciales fijados en el diseño de las mezclas para verificar de esta manera que las variaciones entre ambos se encuentren dentro de las tolerancias establecidas en la NC 253: 2005 [15].

3.1. Análisis granulométrico

Las granulometrías de las mezclas después de fabricadas y extraído el asfalto se obtuvieron para los cuatro contenidos de asfalto estudiados (3,5%, 4%, 4,5% y 5%). A partir de esta y de la granulometría inicial se hallaron las diferencias entre ambas para posteriormente ser comparadas con las tolerancias establecidas en la NC 253: 2005 [15] como se muestra en la tabla 8 a la 10. Además, en la figura 3 a la 5 se puede observar el comportamiento granulométrico de las mismas y su cumplimiento con los husos granulométricos establecidos para una mezcla densa de tamaño máximo 19mm.

✓ Mezclas con 0% de RAP.

Tabla 8: Variaciones de las granulometrías de las mezclas con 0% de RAP.

Tamices (mm)	Granulometrías (porcentaje pasado)					Diferencias entre las granulometrías en función del contenido de asfalto				Tolerancias NC 253: 2005 [15].
	Inicial	Rectificada en función del contenido de asfalto				3,5%	4,0%	4,5%	5,0 %	
		3,5%	4%	4,5%	5%					
25,4	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	0,0	0,0	0,0	0,0	
19,1	95,0	100,0	100,0	99,0	100,0	-5,0	-5,0	-4,0	-5,0	
12,7	79,3	85,0	87,0	88,0	83,0	-5,7	-7,7	-8,7	-3,7	±7
9,52	62,8	75,0	76,0	74,0	75,0	-12,2	-13,2	-11,2	-12,2	±5
4,7	50,3	50,0	51,0	52,0	48,0	0,3	-0,7	-1,7	2,3	
2	35,1	31,0	31,0	32,0	32,0	4,1	4,1	3,1	3,1	
0,42	15,9	13,0	8,0	8,0	9,0	2,9	7,9	7,9	6,9	±4
0,177	6,6	5,0	5,0	5,0	5,0	1,6	1,6	1,6	1,6	±2
0,074	5,0	3,8	3,9	3,7	3,8	1,2	1,1	1,3	1,2	±1

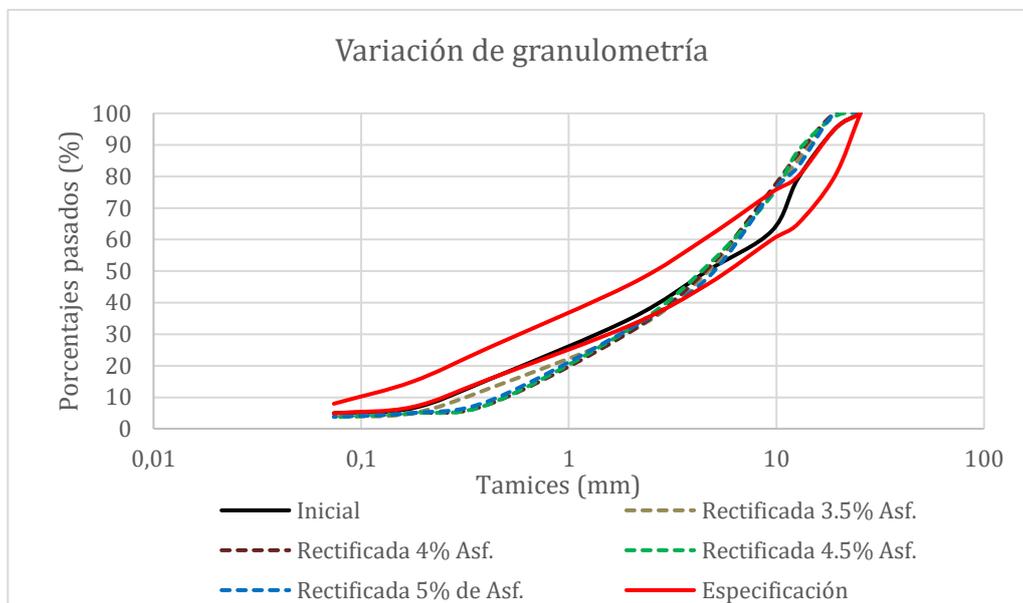


Figura 3: Curvas granulométricas de los diseños con 0% de RAP.

Como se puede apreciar en la tabla 8 las variaciones entre la granulometría inicial y la rectificada de los diseños de mezclas con 0% de RAP para cada uno de los contenidos de asfalto analizados se encuentran por fuera de las tolerancias establecidas para cada uno de los tamices de control excepto en el tamiz 0,177mm. Las mayores variaciones se aprecian en el tamiz 9,52mm.

En la figura 3 se puede observar como las curvas granulométricas rectificadas incumplen con los requerimientos establecidos en la NC 253:2005 [15] para una mezcla densa de tamaño máximo 19mm, evidenciándose que las mezclas presentan ausencia de fino, además se evidencia que entre las mezclas rectificadas, para cada contenido de asfalto, no existen diferencias excepto en el tamiz 0,42mm y solo entre la curva con 3,5% de asfalto y el resto, por lo que existe una homogeneidad entre ellas.

✓ Mezclas con 10% de RAP.

Tabla 9: Variaciones de las granulometrías de las mezclas con 10% de RAP

Tamices (mm)	Granulometrías (porcentaje pasado)					Diferencias entre las granulometrías en función del contenido de asfalto				Tolerancias NC 253: 2005 [15].
	Inicial	Rectificada en función del contenido de asfalto				3,5%	4,0%	4,5%	5,0%	
		3,5%	4%	4,5%	5%					
25,4	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	0,0	0,0	0,0	0,0	
19,1	95,0	100,0	100,0	100,0	100,0	-5,0	-5,0	-5,0	-5,0	
12,7	79,3	85,0	91,0	83,0	76,0	-5,7	-11,7	-3,7	3,3	±7
9,52	62,7	75,0	79,0	71,0	68,0	-12,3	-16,3	-8,3	-5,3	±5
4,7	48,3	47,0	52,0	45,0	40,0	1,3	-3,7	3,3	8,3	
2	33,9	30,0	33,0	30,0	27,0	3,9	0,9	3,9	6,9	
0,42	16,0	9,0	10,0	8,0	7,0	7,0	6,0	8,0	9,0	±4
0,177	6,9	6,0	7,0	5,0	5,0	[1] 0,9	[2] -0,1	[3] 1,9	[4] 1,9	±2
0,074	5,3	4,6	5,0	4,1	3,7	0,7	0,3	1,2	1,6	±1

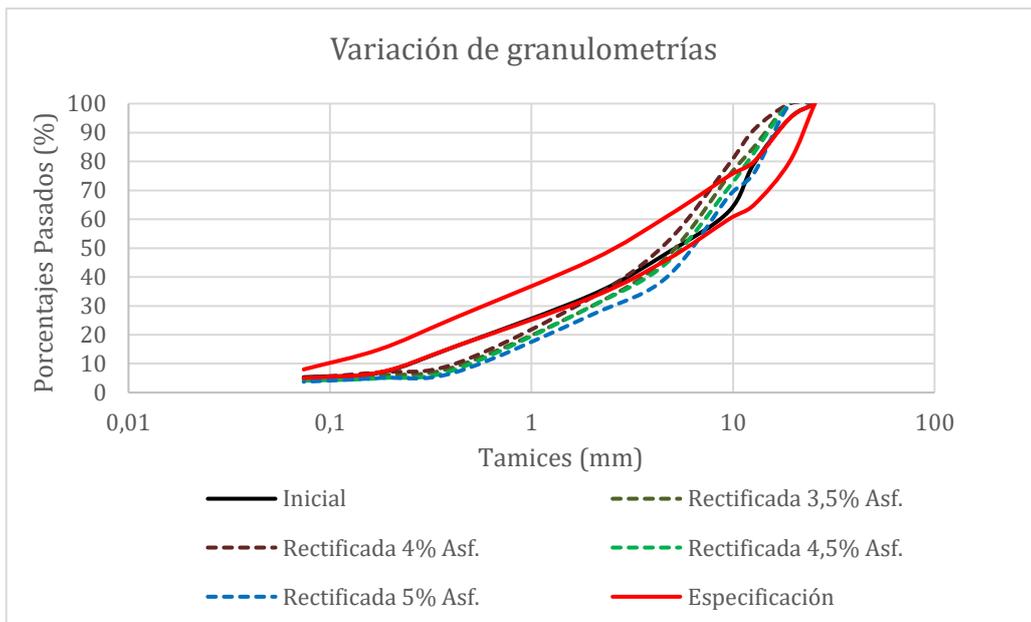


Figura 4: Curvas granulométricas de los diseños con 10% de RAP.

En la tabla 9 se aprecia que todas las mezclas presentan variaciones por encima de las tolerancias establecidas en la NC 253: 2005 [15], obteniéndose los mayores resultados en el tamiz de control 9,52mm. En la figura 4 se puede observar también como las granulometrías rectificadas obtenidas presentan ausencia de finos y no cumplen con las especificaciones establecidas en la NC 253: 2005 [15], evidenciándose una homogeneidad en el comportamiento de las curvas granulométricas, aunque con diferencias entre ellas más notables que la mezcla son RAP.

- ✓ Mezclas con 20% de RAP.

Tabla 10: Variaciones de las granulometrías de las mezclas con 20% de RAP.

Tamices (mm)	Granulometrías (porcentaje pasado)					Diferencias entre las granulometrías en función del contenido de asfalto				Tolerancias NC 253: 2005 [15]
	Inicial	Rectificada en función del contenido de asfalto				3,5%	4,0%	4,5%	5,0 %	
		3,5%	4%	4,5%	5%					
25,4	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	0,0	0,0	0,0	0,0	
19,1	95,0	100,0	100,0	100,0	99,0	-5,0	-5,0	-5,0	-4,0	
12,7	79,3	94,0	85,0	85,0	88,0	-14,7	-5,7	-5,7	-8,7	±7
9,52	62,6	73,0	77,0	73,0	79,0	-10,4	-14,4	-10,4	16,4	±5
4,7	46,3	44,0	48,0	44,0	45,0	2,3	-1,7	2,3	1,3	
2	32,7	28,0	31,0	30,0	30,0	4,7	1,7	2,7	2,7	
0,42	16,0	7,0	9,0	9,0	9,0	9,0	7,0	7,0	7,0	±4
0,177	7,2	5,0	7,0	6,0	7,0	2,2	0,2	1,2	0,2	±2
0,074	5,6	4,1	5,4	4,9	4,9	1,5	0,2	0,7	0,7	±1

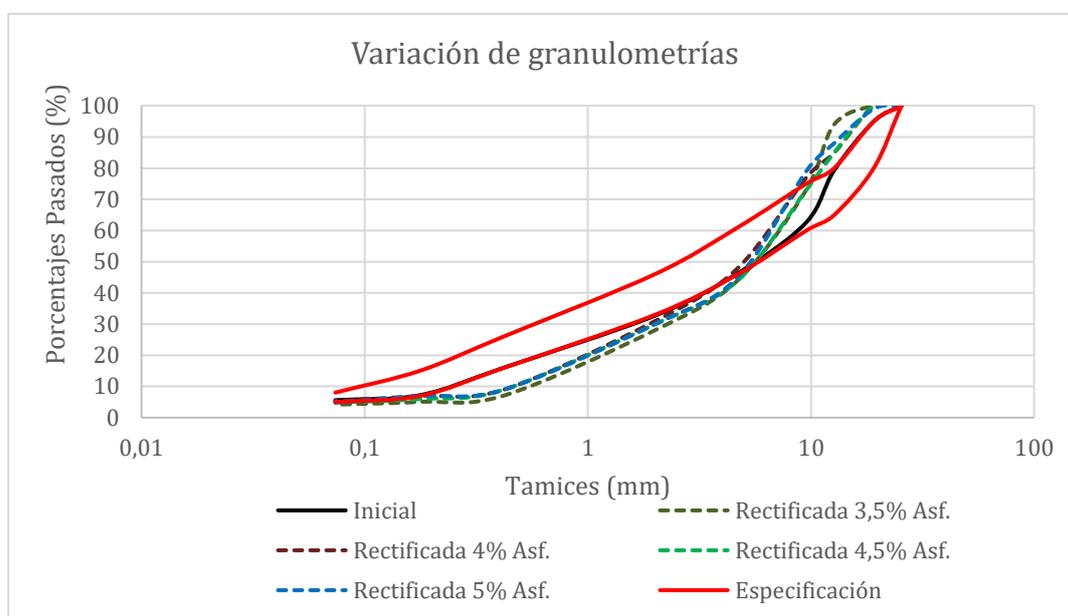


Figura 5: Curvas granulométricas de los diseños con 20% de RAP.

En la tabla 10 se muestran que las variaciones obtenidas entre las granulometrías analizadas presentan valores fuera de las tolerancias establecidas para cada tamiz de control y obteniéndose las mayores variaciones para el tamiz 9,52mm nuevamente. Además, se puede observar en la figura 5 que todos los diseños presentan granulometría rectificadas que no cumplen con las especificaciones granulométricas establecidas en la NC 253: 2005 [15], al igual que para las mezclas analizadas anteriormente se evidencia una ausencia de fino. Las granulometrías rectificadas presentan una homogeneidad entre ellas ya que todas presentan el mismo comportamiento.

Luego de analizadas las variaciones entre las granulometrías para cada uno de los diseños de mezclas con adiciones de RAP (0%, 10% y 20%) y en función de los contenidos de asfalto, se obtiene que estas se encuentran fuera del rango permitido por las tolerancias de los tamices de controles. Además, todos los diseños rectificadas presentaron curvas granulométricas por fuera de los husos establecidos en la normativa NC 253: 2005 [15] evidenciándose ausencia de fino en las mismas, lo que puede estar provocado por realizar una combinación granulométrica de las fracciones del árido natural y del RAP empleado cercana en todo momento a los límites máximos y mínimos establecidos.

A partir de la homogeneidad que presentan las granulométricas rectificadas de los diseños analizados y su similitud en sus comportamientos o tendencia de las curvas se sugiere revisar la granulometría de la mezcla a partir de la combinación de las distintas fracciones de áridos (natural y recuperado del RAP) para verificar su coincidencia con la teórica diseñada.

3.2. Contenido de asfalto

Con el ensayo de extracción por solvente realizada a las muestras de los diseños de mezclas analizados se obtuvieron los contenidos de asfalto que presentaban estas mezclas luego de su fabricación. Por lo que en la tabla 11 se muestra un resumen de los contenidos de asfalto estudiados durante la investigación, para de esta manera realizar una comparación entre estos (total y rectificado) y verificar si las variaciones entre ambos porcentajes se encuentran dentro de la tolerancia establecida en la NC 253: 2005 [15].

Tabla 11: Diferencias en el contenido de asfalto de los diseños de mezclas.

Diseños de mezclas	Contenidos de asfalto (%)	Contenido de asfalto (%)			Diferencias (total y rectificado)	Tolerancias NC 253: 2005 [15].
		Nuevo	Total	Rectificado		
0% RAP	3,5	3,5	3,5	3,49	-0,01	±0,3
	4	4	4,0	4,92	+0,92	
	4,5	4,5	4,5	4,41	-0,09	
	5	5	5,0	4,76	-0,24	
10% RAP	3,5	2,9	3,5	3,5	0	
	4	3,4	4	4,31	+0,31	
	4,5	3,9	4,5	4,11	-0,39	
	5	4,4	5	3,86	-1,14	
20% RAP	3,5	2,3	3,5	3,38	-0,12	
	4	2,8	4	4,04	+0,04	
	4,5	3,3	4,5	4,22	-0,28	
	5	3,8	5	4,78	-0,22	

Con los resultados obtenidos en la tabla 11 se evidencia como los diseños de mezclas con 0% y 20% de RAP presentan, para todos los contenidos de asfalto a estudiar, variaciones dentro de las tolerancias establecidas. Además, se observa en los diseños que no presentan RAP, que con la realización de la extracción de asfalto los contenidos obtenidos son inferiores al que realmente debería tener, lo que se le atribuye a que este ensayo tiene como inconveniente que el asfalto no es extraído completamente, es decir que se dejan residuos de este material en los áridos recuperados [20]. Con respecto a los diseños que presentan RAP se obtienen las mayores variaciones para las mezclas con 10% ya que en estas solo para un 3,5% de asfalto no se sobrepasa las tolerancias.

4. CONCLUSIONES

1. Las curvas granulométricas determinadas mediante la estimación inicial a partir de la combinación granulométrica de las distintas fracciones de áridos (árido natural y árido recuperado del RAP) y la rectificadas obtenidas luego de fabricadas las mezclas, arrojan variaciones entre ellas que incumplen con las tolerancias establecidas en la NC 253: 2005, obteniéndose los mayores resultados para el tamiz 9,52mm.
1. Las curvas granulométricas rectificadas obtenidas luego de fabricados los diseños de mezclas para los distintos porcentajes de asfalto incumplen con los husos granulométricos establecidos para una mezcla densa de tamaño máximo 19mm evidenciándose, además, que presentan ausencia de fino.
2. Las variaciones obtenidas entre el contenido de asfaltos estudiados (inicial y rectificadas) para los diseños de mezclas con 0% y 20% de RAP se encuentran dentro del límite establecido por la NC 253: 2005.



1. L. F. M. Beltrán, "Pavimento asfáltico eco-sostenible con pavimento asfáltico recuperado RAP, aplicaciones y beneficios en Colombia," Ing. Tesis de diploma, Universidad Militar Nueva Granada, Bogotá, Colombia, 2021, <http://hdl.handle.net/10654/39686>,
2. S. P. M. Perez and P. A. A. O. Maicelo, "Use of recycled asphalt as an aggregate for asphalt mixtures: literary review," Innovative Infrastructure Solutions, vol. 6, pp. 1-11, 2021.
3. R. M. Martínez, A. A. Aenlle and M. G. Lobera, "Mezclas asfálticas de bajo impacto ambiental para la rehabilitación de las carreteras en Cuba," Revista Cubana de Ingeniería, vol. 8, pp. 14-23, 2017.
4. F. Miranda-Argüello and J. P. Aguiar-Moya, "Mezclas asfálticas con RAP: pavimentos asfálticos reciclados.," PITRA LanammenUCR, vol. 10, 2019.
5. J. D. Minguela, "Reflexiones sobre el reciclado de firmes. Una rehabilitación estructural de moda y definitiva," Carreteras: Revista técnica de la Asociación Española de la Carretera, pp. 51-59, 2020.
6. A. C. A. Saravia and R. I. Reymundez, "Aprovechamiento de material de pavimento asfáltico envejecido para reciclaje en caliente y reutilización en mezcla asfáltica en caliente," Ing. Tesis de diploma, Universidad Ricardo Palma, Lima, Perú, Facultad de Ingeniería, 2020, <http://repositorio.urp.edu.pe/handle/URP/3689>,
7. R. J. P. Morales, "Estudio y análisis de los procesos de obtención, almacenamiento y uso del material de pavimento asfáltico reciclado en las diferentes obras viales.," Ing. tesis de diploma, Ingeniería Civil, Universidad de Antioquia, Medellín, Colombia., 2021, <http://hdn.handel.net/10495/21785>,
8. J. A. Ibarra, "Estudio del comportamiento de mezclas bituminosas recicladas en caliente en planta," Departamento de infraestructura del transporte y del territorio, , Universidad Politécnica de Cataluña, España, 2003, 84-688-2900-5.
9. F. J. P. d. T. González, "Innovación y desarrollo en las mezclas asfálticas en la Red de Carreteras del Estado," Revista Técnica de la Asociación Española de la Carretera, vol. Extraordinario, 2013.
10. PG-4, Pliego de Prescripciones Técnicas Generales para obras de conservación de carretera (PG-4). M. Dirección General de Carreteras, 2002.
11. I. J. M. Fournier, "Obtención de una mezcla asfáltica en caliente a partir de la utilización del pavimento asfáltico recuperado.," Departamento de Ingeniería Vial, Universidad Tecnológica de La Habana José Antonio Echeverría, marzo 2019,
12. J. F. Sanjuán, "Reciclado en caliente de capas bituminosas.," Revista Técnica de la Asociación Española de la Carretera, vol. Extraordinario CILA, 2013.
13. INV E- 732-13, Extracción cuantitativa del asfalto en mezclas en caliente para pavimentos, AASHTO, 2012.
14. INVE-729-07, Método para determinar el contenido de asfalto de mezclas en caliente por ignición., AASTHO, 2007.
15. NC 253: 2005 Carreteras. Materiales bituminosos. Hormigón asfáltico en caliente. Especificaciones., O. N. d. Normalización, 2005.
16. I.N.V.E-729-07, Método para determinar el contenido de asfalto de mezclas en caliente por ignición., 2007.
17. UNE-EN 12697-1, Contenido de ligante soluble, C. T. A. C. 41, 2013.
18. F. E. P. Jiménez, R. M. Recasens and C. M. Laínez, "Proyecto Paramix. Investigación sobre reciclado de pavimentos," Revista Técnica de la Asociación Española de la Carretera, pp. 77-85, 2003.
19. NC 261: 2005, Determinación del contenido óptimo de asfalto empleando el equipo Marshall., O. N. d. N. (NC), Abril 2005.
20. E. Y. HAij, P. E. Sebalý, R. West, N. Morian and L. Loria, "Recommendations for the Characterization of RAP aggregate properties using traditional testing and mixture volumetrics," Road Materials and Pavement Design., vol. 12, pp. 209-233, 2012.



Análisis De Las Canteras De La Provincia De Matanzas Para La Producción De Cemento (LC3) Mediante El Software QGIS

Analysis Of The Quarries Of The Province Of Matanzas For The Production Of (LC3) Using QGIS Software

Autores

Manuel Pedroso Martínez¹, Leonel Alejandro Acosta Prieto², Luis David Céspedes Domínguez³, Sarah Enriquez Guerra⁴

¹Ingeniero Civil y Doctor en Ciencias. Profesor Auxiliar de la Universidad de Matanzas. Autopista a Varadero km 3½ Matanzas 44740, Cuba. Teléfonos: +53 53696326 o +53 59947059 (corporativo) manuel.pedroso@umcc.cu

ORCID: <https://orcid.org/0000-0001-9767-9379>

²Ingeniero Civil. Trabajador de las FAR. Especialista B

³Ingeniero Civil. Profesor Instructor del Departamento de Construcciones, Facultad de Ciencias Técnicas de la Universidad de Matanzas. Autopista a Varadero km 3½ Matanzas 44740, Cuba. Teléfono: +53 54122340 luisdavid9407@gmail.com ORCID: <https://orcid.org/0000-0001-8291-6589>

⁴Ingeniero Civil. Profesora Asistente del Departamento de Construcciones, Facultad de Ciencias Técnicas de la Universidad de Matanzas. Autopista a Varadero km 3½ Matanzas 44740, Cuba. Teléfono: +53 52477477 sarahenriquez@gmail.com ORCID: <https://orcid.org/0000-0002-8872-2942>

RESUMEN

El cemento Portland es uno de los materiales de construcción más empleados en la vida moderna, aunque su producción representa un alto consumo de energía, además de emitir grandes volúmenes de CO₂ a la atmósfera. Una solución ambientalista es el empleo de materiales cementicios suplementarios tal es el caso del cemento bajo en carbono (LC3). Actualmente la provincia de Matanzas no cuenta con un sistema de información actualizado que brinde la localización exacta de las canteras y los materiales que en ellas se explotan. El objetivo de la presente investigación es analizar estratégicamente las canteras de la provincia de Matanzas para la producción del LC3 mediante el software QGIS. Se propone un procedimiento que consta de 4 etapas, donde se caracteriza el objeto de estudio, se diseña un mapa para localizar las canteras de la provincia de Matanzas mediante el software QGIS y se realiza un análisis de los materiales existentes en las canteras localizadas para la producción de LC3. Según análisis realizados a las canteras en el territorio matancero se localizaron en un mapa de la provincia de Matanzas desarrollado por el software QGIS un total de 11 canteras con posibles materiales para la producción del LC3, de ellas: Préstamos Laguna, yacimiento abandonado con reserva donde pudiera existir arcilla caolinítica; 9 yacimientos de calizas, donde solo la cantera de Alacranes se encuentra activa y Canasí, yacimiento activo que explota el yeso fuera de los límites de Matanzas.

Palabras claves: canteras, cemento bajo en carbono, software de sistema de información geográfica

ABSTRACT

Portland cement is one of the most widely used construction materials in modern life, although its production represents a high energy consumption, in addition to emitting large volumes of CO₂ into the atmosphere. An environmental solution is the use of supplementary cementitious materials such as low carbon cement (LC3). Currently, the province of Matanzas does not have an updated information system that provides the exact location of the quarries and the materials that are exploited in them. The present investigation responds to the project of Construction Materials for the Matancero Territory, the objective is to strategically analyze the quarries of the province of Matanzas for the production of the LC3 using the QGIS software. A procedure consisting of 4 stages is proposed, where the object of study is characterized, a map is designed to locate the quarries of the province of Matanzas using the QGIS software and an analysis of the existing materials in the quarries located for the LC3 production. According to analyzes carried out on the quarries in the Matanzas territory, a total of 11 quarries with possible materials for the production of LC3 were located on a map of the province of Matanzas developed by the QGIS software, including: Laguna Loans, an abandoned deposit with a reserve where there may be kaolinic clay; 9 limestone deposits, where only the Alacranes quarry is active and Canasí, an active deposit that exploits gypsum outside the limits of Matanzas.

Keywords: quarries, low carbon cement, geographic information system software.

Nota Editorial: Recibido: Mayo 2022 Aceptado: Junio 2022

1. INTRODUCCIÓN

Durante varios años el Centro de Investigaciones y Desarrollo de Estructuras y Materiales (CIDEM) de la Universidad Central "Marta Abreu" de Las Villas ha desarrollado valiosas investigaciones, donde se han obtenido resultados muy satisfactorios, pues se ha desarrollado un producto, consistente en un tipo de cemento mezclado a partir de la combinación de Clínquer, caliza y arcilla calcinada (cemento de bajo carbono), que se basa en la disminución del consumo energético y las emisiones del CO₂ a la atmósfera, donde se aprovecha la reacción sinérgica entre la alúmina presente en el metacaolín y el carbonato de calcio contenido en la caliza [1].

Las canteras para producir este cemento bajo en carbono (LC3) debe contar con: rocas calizas, arcillas caoliníticas para la obtención del metakolín y yeso. Para su localización se emplea la tecnología de sistemas de información geográfica (SIG) ya que poseen la capacidad para obtener y presentar los resultados de los análisis en mapas temáticos que resulta fundamental en cualquier estudio geográfico.

La provincia de Matanzas no cuenta actualmente con una planta para la producción del LC3 ni con un sistema de información actualizado que brinde la localización exacta de las canteras activas y los materiales que en ellas se explotan a pesar de ser una de las provincias de Cuba que posee un fuerte incremento en los últimos años de la demanda de materiales debido a la expansión de actividades como construcciones para el turismo en el poblado de Varadero, mantenimiento y reconstrucción de patrimonios históricos en el municipio de Matanzas, la necesidad de la reconstrucción del fondo habitacional y la construcción de nuevas viviendas. Esto se debe a los pocos estudios ingeniero-geológico realizados en cada una de las regiones de la provincia, pues se centran en el estudio de las formaciones estratigráficas de Güines y Canímar.

Para dar respuesta a la problemática existente, se plantea como objetivo: Analizar estratégicamente las canteras de la provincia de Matanzas para la producción del LC3 mediante el software QGIS.

2. DESARROLLO



La caracterización ingeniero-geológica de un territorio matancero solo se obtiene mediante la realización de un mapa al día de hoy. Estos mapas se confeccionan a partir de los datos aportados por los levantamientos ingeniero-geológicos, la perforación de calas de investigación de suelos, la aplicación de métodos geofísicos, los resultados de ensayos de laboratorio de mecánica de suelos y rocas y la aplicación de ensayos in situ. Estos mapas resultan indispensables pues tienen como objetivo el ordenamiento territorial que se encuentra estrechamente vinculado con el aprovechamiento de los suelos y rocas. También interviene en el uso para investigaciones ingeniero-geológicas en busca de materiales para la construcción [2].

Los SIG se han utilizado como una herramienta de investigación y aplicación desde la década del 1970. Estos están diseñados para almacenar, recuperar, manipular, analizar datos geográficos y mapas. El almacenamiento de su información se presenta en una geodatabase que proporciona orden, la estructura y la normalización de sus datos. Es considerada como una de las herramientas más poderosas en la recopilación y organización de datos espaciales [3].

Para los autores de la investigación, los SIG funcionan con dos tipos diferentes de información geográfica: formatos raster (archivo de imagen) y vectorial (archivo de puntos, líneas y polígonos).

QGIS es un proyecto de SIG de código abierto que se inició en 2002. El objetivo inicial del proyecto era crear un visor de datos espaciales. Hoy en día este software ha alcanzado un punto de evolución que supera a gran parte de los paquetes de software SIG y convirtiéndose en el favorito por muchos usuarios para la visualización de datos espaciales diario, edición, tareas de análisis y en la educación. Además de proporcionar una interfaz de Python programa de aplicación Application Programming Interface (API), que se utiliza para ampliar su funcionalidad. QGIS funciona en la mayoría de las plataformas Linux, BSD, Unix, Windows y Mac OSX y se ha publicado bajo una licencia libre GNU [4, 5]. Desarrollar QGIS bajo esta licencia quiere decir que se puede inspeccionar y modificar el código fuente. Con esto se logra que los usuarios siempre tengan acceso a un programa SIG gratis y que pueda ser libremente modificado.

La localización de las canteras mediante el software QGIS nos permitirá la obtención de un mapa ingeniero-geológico de forma digital libre y gratuita para cualquier entidad estatal que lo necesite y para el avance del Proyecto de Materiales de Construcción para el Territorio Matancero llevado a cabo en la Universidad de Matanzas.

Producción actual del LC3

A partir del 2019 hasta el 2020, Cuba trabaja en la importación de 10 plantas para la producción de LC3 suministradas por la empresa portuguesa IPIACNery, la que ya produce estas fábricas a gran escala para el continente africano y que según el profesor Martirena transferirá los planos de ingeniería de detalle a la Empresa Sidero-Mecánica "Fabric Aguilar Noriega" (Planta Mecánica) de Villa Clara para la producción de estas plantas de cemento dentro del país, además de suministrar los accesorios que sean imposibles de fabricar o conseguir en Cuba [6].

Actualmente se trabaja en la instalación de fábricas de LC3 en 18 países diferentes, entre ellos India, China, Indonesia, Tailandia, Guatemala, México, Ecuador, Colombia, Perú, Costa de Marfil, Camerún y Senegal. El 25 de mayo de 2019 entró en funcionamiento la planta experimental para la producción de LC3 perteneciente a la Universidad de las Villas, con la promesa de lograr hasta siete toneladas diarias del material, destinada a la producción local de materiales de la construcción. La planta es operada por la Empresa Geominera del Centro y presenta todos los equipamientos para producir material de manera óptima, totalmente automatizada, y se apoya, además, en las Industrias Putin de Instalaciones Automáticas para Cerámica (IPIAC) [1].

La puesta en marcha de la fábrica acarrea una inyección directa a la producción local de materiales para la construcción destinados fundamentalmente al Programa de la Vivienda, pues el estado cubano ha destinado recientemente un crédito de alrededor de 6 millones de euros para la adquisición de 20 plantas más que serán instaladas en diferentes zonas del país a muy corto y mediano plazo hasta el mes de abril de 2020 en dependencia de las áreas con disponibilidad de materias primas certificadas por la Empresa Geominera del Centro perteneciente al Ministerio de Energía y Minas [6]). Según [7] las provincias de Pinar del Río, La Habana, Ciego de Ávila, Las Tunas y Santiago de Cuba poseen plantas a mediano plazo para la producción del LC3 y las provincias de Artemisa, Villa Clara, Sancti Spiritus, Camagüey y Holguín a corto plazo.

Tras analizar el procedimiento realizado por [8, 9, 10] para la localización y análisis de las canteras mediante el software QGIS se desarrolla un nuevo procedimiento por etapas que permite de una manera más factible el análisis de las canteras tanto activas como abandonadas y el trabajo conjuntamente con el software QGIS, donde se integra y se ajusta a las condiciones existentes en la presente investigación cada uno de estos métodos elaborados por los autores antes mencionados.



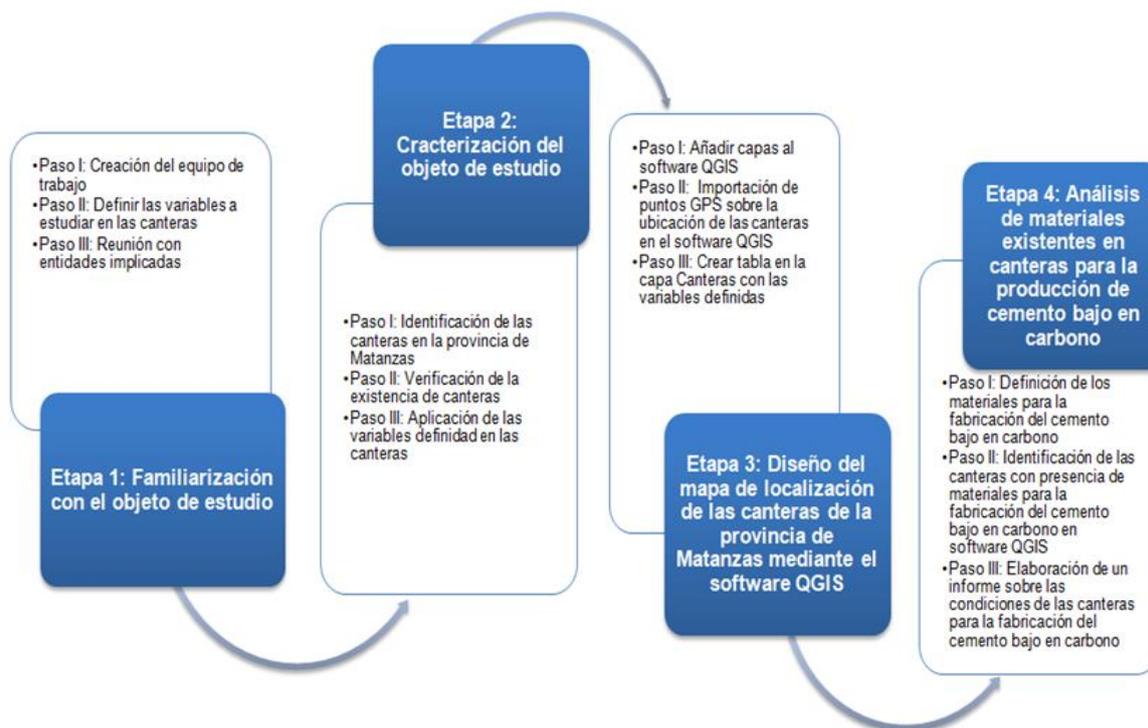


Figura 1: Procedimiento propuesto para analizar las canteras de la provincia de Matanzas para la producción del LC3

Resultado y discusión

Para cumplir con el objetivo propuesto los autores, luego de aplicar procedimiento propuesto para analizar las canteras de la provincia de Matanzas para la producción del LC3, consideran pertinente detallar los resultados obtenidos a partir de la Etapa 4: Análisis de materiales existentes en canteras para la producción de LC3.

- Paso I: Definición de los materiales para la fabricación del LC3

Según [11] en investigaciones realizadas en la Universidad Central “Marta Abreu” de las Villas y la Universidad Politécnica de Lausana en Suiza, para la producción del LC3 es necesario materiales cementicios suplementarios como el yeso, la caliza y la arcilla calcinada que permita la sustitución del clinker hasta un 50%. Estos materiales comúnmente se pueden encontrar en explotaciones mineras de materiales para la construcción.

La arcilla calcinada se obtiene a partir del proceso de calcinación de la caolinita. Este mineral arcilloso requiere de la menor temperatura para la deshidroxilación de su estructura lo que trae asociado un menor costo energético [12]. El mineral más abundante y disponible para la producción de cemento es el CaCO_2 en forma de piedra caliza. Estas pueden ser usadas en su estado natural, finamente molida, como adición mineral [13]. El yeso es un mineral natural de pureza y composición variables, que introduce un amplio rango granulométrico [10]. Este se emplea para la producción del LC3 en el proceso de molienda como retardador de fraguado.

- Paso II: Identificación de las canteras con presencia de materiales para la fabricación del LC3 en software QGIS

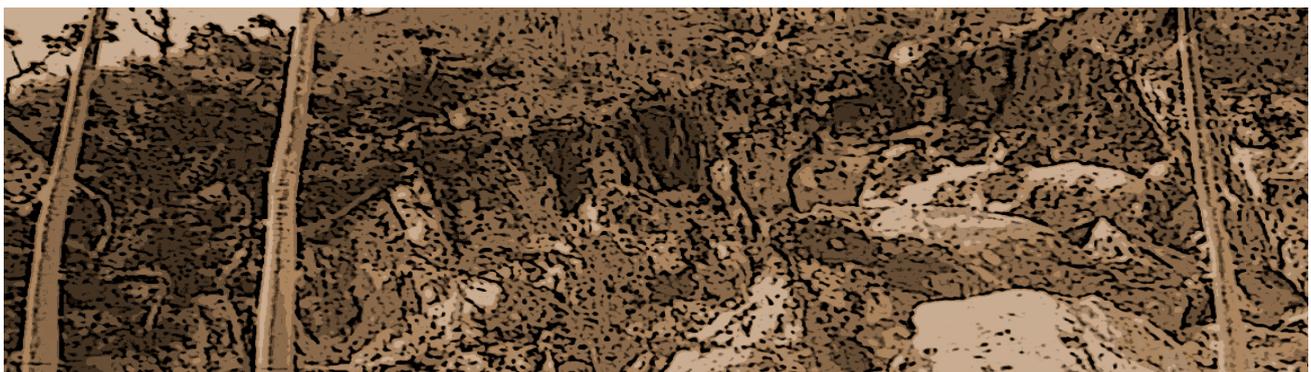
A partir del análisis de los materiales para la producción del LC3 de las canteras de la provincia de Matanzas se obtiene como resultado que de 257 yacimientos investigados en el territorio matancero solo 15 (5.8%) son de arcilla, 9 (3.5%) son de caliza y no existen canteras de yeso.

De las 15 explotaciones mineras de arcillas encontradas ninguna forma parte de yacimientos activos, todos estos se localizaron en canteras abandonadas con reserva, que no necesariamente coincide con el material para el cual fue explotada inicialmente. Es necesario aclarar que para la obtención del cemento ecológico la arcilla debe ser del tipo caolinita, lo cual no es posible definir debido a que se encuentran abandonadas y no existe ningún estudio mineralógico de los mismos, sin embargo según el Léxico Estratigráfico de Cuba publicado por Instituto de geología y paleontología (2013) se puede inferir que en la formación Guevara (gv) y Villarroja (vr) existe la posibilidad de encontrar este tipo de arcilla [14]. A continuación se muestran las formaciones geológicas a partir del mapa elaborado por la Academia de Ciencia (1988) de los 15 yacimientos de arcilla localizados en el territorio matancero [15].

Tabla 1: Formación geológica de las 15 canteras de arcilla localizadas en la provincia de Matanzas

No	Nombre de las canteras	Formación geológica
1	Dolores	Vía Blanca (vb)
2	Préstamos para Alevinaje	Canímar (cnm)
3	Préstamos para Alevinaje Álvaro Reynoso	Canímar (cnm)
4	Camilo II	Güines (gn)
5	Mariate	Güines (gn)
6	Préstamos 1	Güines (gn)
7	Préstamos 2	Güines (gn)
8	Descanso	Güines (gn)
9	Préstamos 3	Güines (gn)
10	Préstamo Presa 19	Tinguaro (tgr)
11	Préstamo EIDE	Canímar (cnm)
12	Jovellanos	Güines (gn)
13	Préstamos Laguna	Villarroja (vr)
14	Préstamos Km 206-209	Arabo (arb)
15	La Paloma 7	Santa Teresa (st)

En la tabla anterior se puede observar que la única cantera que cumple con el tipo de formación geológica propuesta en el Léxico Estratigráfico de Cuba es Préstamos Laguna. Tras una entrevista realizada al M. Sc. Ing. Ovidio Rodríguez Rodríguez se logró obtener algunas de las zonas de formación Villarroja y Guevara donde puede existir la arcilla de tipo caolinita como se muestra en la figura 2, a partir de estudios realizados por él.



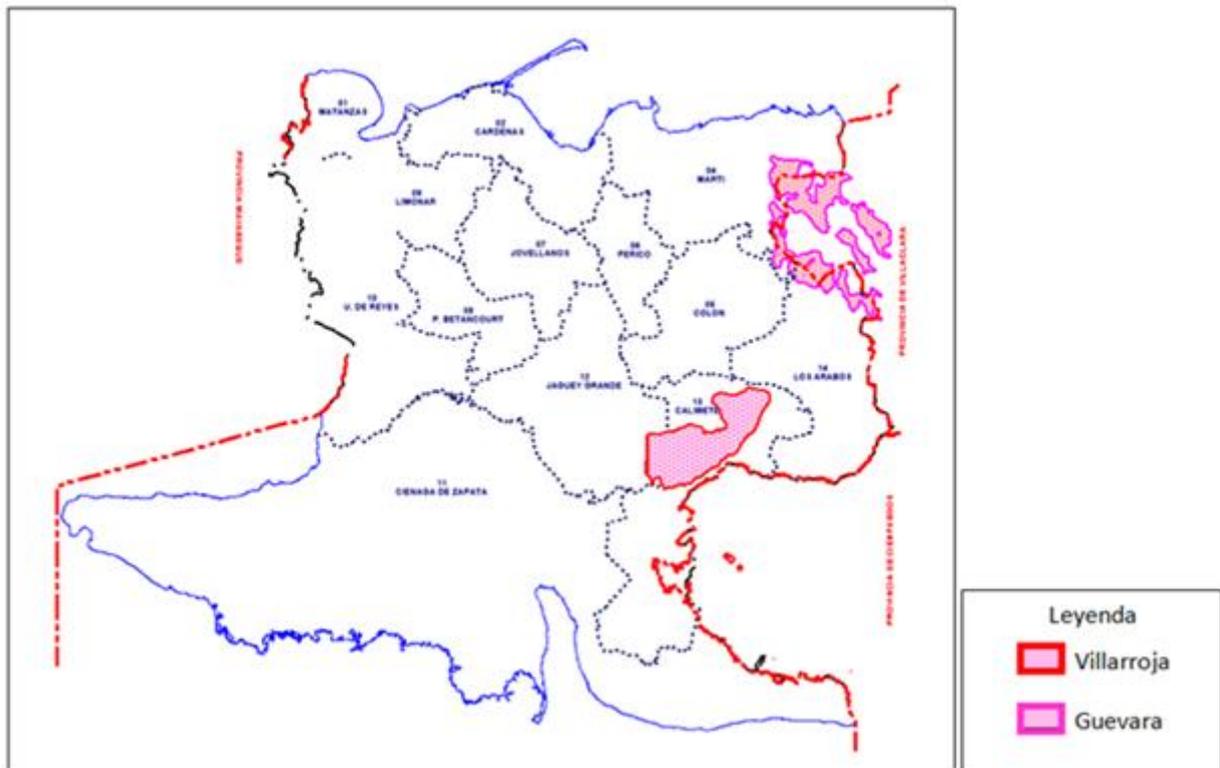


Figura 2: Zonas de formación Guevara y Villarroja donde podría existir arcilla caolinítica



De las 9 canteras de calizas solo la de Alacranes está activa, el resto forma parte de los yacimientos abandonados con reserva, donde se desconoce si aún poseen el mismo material para el que fue explotada inicialmente.

De la explotación minera de yeso que es otro de los materiales necesarios para la fabricación del LC3, se precisa que durante la búsqueda bibliográfica de [6, 16] se obtuvo información sobre la existencia de la cantera Canasí que explota este material, esta se encuentra ubicada a unos 5 Km al noroeste del poblado de Corral Nuevo y aproximadamente a 12 Km de la Ciudad de Matanzas. Administrativamente dicho yacimiento pertenece al municipio de Santa Cruz del Norte aunque se considera parte del territorio matancero.

En la figura 3 se muestra la localización de las canteras con presencia de materiales para la producción del LC3.

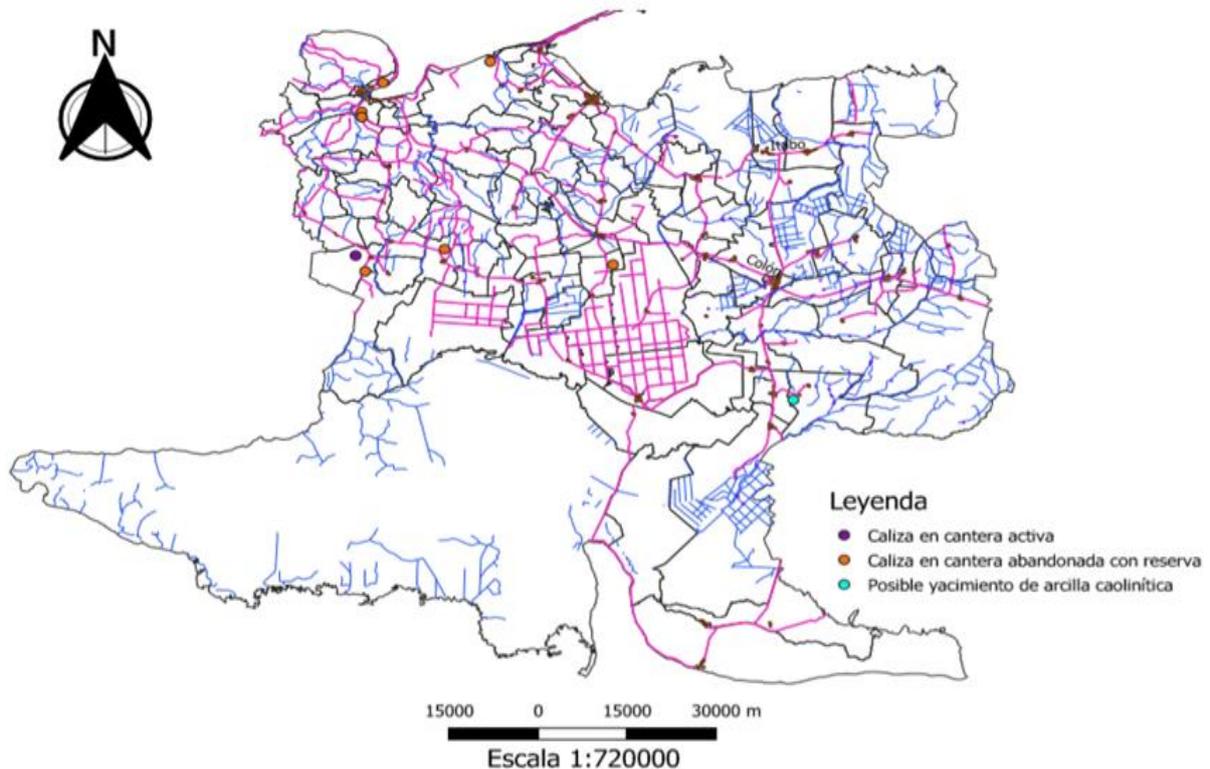


Figura 3: Identificación de las canteras con presencia de posibles materiales para la producción de LC3

- Paso III: Elaboración de un informe sobre las condiciones de las canteras para la fabricación del LC3

Entre las canteras localizadas que pudieran poseer los materiales para la fabricación del LC3 se tiene:

Yacimiento de arcilla caolinítica

Préstamos Laguna: Cantera abandonada con reserva en la que se explotaba inicialmente arcilla, donde existe la posibilidad de poseer arcilla de tipo caolinita debido a que su formación geológica es villarroja. Sus coordenadas son al norte: 299470° y al este: 512860°. Posee una amplitud mediana y su uso actual es como laguna de oxidación.

Yacimientos de caliza

Alacranes: Cantera activa en la que se explota caliza dolomitizada. Sus coordenadas son al norte: 326683° y al este: 438912°. Posee una amplitud grande y su uso actual es la elaboración de áridos para asfalto. La entidad al frente de dicho yacimiento es Canteras Habana.

Valladares: Cantera abandonada con reserva en la que se explota caliza para áridos inicialmente. Sus coordenadas son al norte: 323800° y al este: 440600°. Posee una amplitud mediana y no posee ningún uso actualmente.

Finca Gálvez I: Cantera abandonada con reserva en la que se explota caliza (rocas) inicialmente. Sus coordenadas son al norte: 328000° y al este: 454000°. Posee una amplitud pequeña y es usada actualmente por la FAR.

Pedagógico: Cantera abandonada con reserva en la que se explota caliza (rocas) inicialmente. Sus coordenadas son al norte: 354000° y al este: 440000°. Posee una amplitud mediana y no posee ningún uso actualmente.

Carretera San Juan: Cantera abandonada con reserva en la que se explota caliza (rocas) inicialmente. Sus coordenadas son al norte: 352999° y al este: 440000°. Posee una amplitud mediana y no posee ningún uso actualmente.

Carretera de Cidra: Cantera abandonada con reserva en la que se explota caliza (rocas) inicialmente. Sus coordenadas son al norte: 353000° y al este: 440000°. Posee una amplitud pequeña y no posee ningún uso actualmente.

UPI Base Supertanq: Cantera abandonada con reserva en la que se explota caliza (rocas) inicialmente. Sus coordenadas son al norte: 359515° y al este: 443616°. Posee una amplitud pequeña y su uso actualmente es como depósito de basura.

Quintana: Cantera abandonada con reserva en la que se explota caliza (rocas) inicialmente. Sus coordenadas son al norte: 363511° y al este: 461714°. Posee una amplitud mediana y no posee ningún uso actualmente.

La Rosita: Cantera abandonada con reserva en la que se explota caliza (rocas) inicialmente. Sus coordenadas son al norte: 325070° y al este: 482420°. Posee una amplitud mediana y no posee ningún uso actualmente.

Yacimiento de yeso

Canasí: Cantera activa en la que se explota el yeso blanco y gris. Se encuentra ubicada a unos 5 Km al noroeste del poblado de Corral Nuevo y aproximadamente a 12 Km de la Ciudad de Matanzas. Tiene una reserva en el orden de los 600 Mm³ y una perspectiva de 25 Mm³. La entidad al frente de dicho yacimiento es la Empresa de Materiales de la Construcción Matanzas.

A consideración de los autores la provincia de Matanzas no cuenta en estos momentos con las condiciones necesarias para la producción de LC3 debido a que no posee ningún yacimiento activo de arcilla caolinítica y en el caso de Préstamos Laguna es necesario realizar estudios geológicos para verificar si en ella existe este tipo de material. Además se debe aún realizar los estudios de suelos a las canteras abandonadas de caliza mencionadas anteriormente para comprobar si poseen el mismo material para el que fue explotada inicialmente.

3. CONCLUSIONES



De un total de 267 canteras de materiales para la construcción en la provincia de Matanzas se pudieron investigar 257 de los cuales, 246 (95.7%) se encuentran abandonadas sin que se hayan realizado en ellas acciones de rehabilitación y 11(4.3%) están activas. Estos yacimientos investigados se localizaron en un mapa de la provincia de Matanzas desarrollado en el software QGIS.

A partir de los análisis realizados a las canteras en el territorio matancero se pudo localizar como posibles materiales para la producción del LC3, 1 yacimiento en el que pudiera existir arcilla caolinítica, 9 yacimientos de calizas y 1 yacimiento de yeso activo fuera de los límites de Matanzas. Las canteras que se encontraban dentro de los límites de la provincia de Matanza fueron localizadas en un mapa desarrollado en el software QGIS.

1. M. Díaz. Primera planta productora de cemento de bajo carbono en marcha desde universidad villaclareña, ACN. Retrieved from www.acn.cu, 2019.
2. Y. Leiva y A. Pérez. Caracterización del yeso procedente de Punta Alegre y de Canasí para evaluar su empleo en las industrias cerámica, constructiva y ortopédica. *Minerales Industriales para la construcción* 2013.
3. M. Ruesca. Análisis de la calidad del yeso del yacimiento Canasí para su uso como material de construcción (Trabajo de Diploma en Ingeniería Civil), Universidad de Matanzas, 2019.
4. C. Gonzalves. Diagnóstico tecnológico de la cantera de áridos Los Caliches en la provincia de Holguín (Trabajo de Diploma), Instituto Superior Minero Metalúrgico de Moa, 2019.
5. Y. Dile, P. Daggupati, C. George, R. Srinivasan y J. Arnold. Introducing a new open source GIS user interface for the SWAT model. *Environmental Modelling and Software*, 2016 doi: <http://dx.doi.org/10.1016/j.envsoft.2016.08.004>
6. B. López. Caracterización de la resistencia a la compresión de las rocas pertenecientes a la formación Jaimanita en Punta Hicacos, Varadero a partir de un análisis Geoestadístico. Matanzas, 2017.
7. J. F. Martirena. Programa de producción local de LC3 en pequeñas unidades productivas, 2019.
8. L. Chacón. Diagnóstico tecnológico de la cantera de materiales para la construcción Yarayabo de la Provincia de Santiago de Cuba. Instituto Superior Minero Metalúrgico de Moa, 2016.
9. A. Estopiñales. Proyecto de norma cubana para la utilización de arcillas calcinadas como material cementicio suplementario basadas en la modificación de las NC 527:2013 y NC 528:2013. (Tesis de Diploma), Universidad Central "Marta Abreu" de Las Villas, 2016.
10. J. Pérez. Producción de cemento LC3 en Cuba: El camino de la autarquía, CUBA DEBATE. Retrieved from www.cubadebate.cu, 2019
11. A. Cebey. Evaluación de la carbonatación en hormigones elaborados con cemento de bajo carbono LC3. (Trabajo de Diploma), Universidad Central "Marta Abreu" de Las Villas, 2016
12. R. Sardiña. Gestión ambiental de canteras de materiales para la construcción en la provincia de Matanzas, Cuba *Minería y Geología*, 2014.
13. A. Bernal. Formulación y evaluación de cementos de bajo carbona con arcillas calcinadas del yacimiento Neptuno, Artemisa. (Trabajo de diploma), Universidad Central "Marta Abreu" de Las Villas, 2017.
14. A. Graser y V. Olaya. Processing: A Python Framework for the Seamless Integration of Geoprocessing Tools in QGIS, *Geo-Information*, 2015 doi: 10.3390/ijgi4042219
15. Academia de Ciencia (Cartographer). Mapa Geológico de Cuba, 1988.
16. Instituto de geología y paleontología. Lexico estratigráfico de Cuba. Ministerio de energía y minas Cuba, 2013.
17. L. Barreto y M. Rafael. Análisis de peligros y vulnerabilidad para la gestión del riesgo de desastres, utilizando el Sistema de Información Geográfica (SIG) en la localidad de Acopampa- Carhuaz, Ancash Universidad Nacional "Santiago Antúnez", 2015.
18. A. Castro. Manejo del software QGIS para gestionar datos de redes de distribución de agua en la URB. Miraflores. (Tesis para optar el Título de Ingeniero Civil), Universidad de Piura, 2019.
19. E. Toledo. Activación térmica de arcillas, relación entre las condiciones de obtención de los desechos cerámicos y la actividad puzolánica. (Trabajo de Diploma), Universidad Central "Marta Abreu" de Las Villas, 2017.
20. G. Villacreses, G. Caona, J. Gómez y D. Jijón. Wind farms suitability location using geographical information system (GIS), based on multi-criteria decision making (MCDM) methods: The case of continental Ecuador. *Renewable Energy*, 2017. doi: <http://dx.doi.org/10.1016/j.renene.2017.041>
21. L. M. Vizcaíno Andrés. Cemento de bajo carbono a partir del sistema cementicio ternario clínquer – arcilla calcinada – caliza Marta Abreu. Retrieved from torri@mes.edu.cu, 2014

The Effect Of Nickel Slag Addition On The California Bearing Ratio (CBR) Value Of Soaked Laterite Soils In Central And South Kalimantan Provinces

El Efecto De La Adición De Escoria De Níquel En El Valor CBR (California Bearing Ratio) De Los Suelos Sobresaturados De Laterita De Las Provincias De Kalimantan Central Y Del Sur

Authors

Harry Laksono¹, Rusdiansyah²

¹Department of Geotechnical Engineering, Faculty of Engineering, Universitas Lambung Mangkurat, Banjarmasin, Indonesia
down2earth88@gmail.com (Correspondent Author)

²Academic staff of Department of Geotechnical Engineering, Faculty of Engineering, Universitas Lambung Mangkurat, Banjarmasin, Indonesia, rusdiansyah74@ulm.ac.id

ABSTRACT

Lateritic soil as base fill in road construction often requires extra handling because it does not have adequate strength and stability. These extra handling efforts can be carried out by stabilizing laterite soil by mixing certain ingredients such as lime, cement, or similar materials to boost the ability of the lateritic soil to approach road pavement standards. In this study, the material used to stabilize the laterite soil was nickel slag waste. The test was conducted out using an experimental approach in the laboratory with variations of a mixture of laterite soil and nickel slag waste of 0%, 5%, 10%, 15%, 20%, and 25%. The Atterberg test, Grain Distribution, and Specific Gravity (GS) were used in this study to assess the physical qualities and features of native soils from Central and South Kalimantan. In addition, the California Bearing Ratio (CBR) Soaked was tested on each version of the mixture with the increase in Soaked CBR value in Central Kalimantan soil from 2.53% to 5.87%, and the resulting increase in Soaked CBR value in South Kalimantan soil from 2.8% to 6.08%.

Keywords: lateritic soil, nickel slag, land stabilization, CBR soaked.

RESUMEN

Los suelos lateríticos como basamento en la construcción de viales requieren a menudo un cuidado especial por sus falencias intrínsecas en lo que a fortaleza y durabilidad se refiere. Esto puede llevarse a cabo mediante la inclusión de aditivos estabilizadores en la mezcla tales como cal, cemento y sus similares con el fin de alcanzar los estándares de pavimentación adecuados. En el presente estudio el material usado para estabilizar el suelo laterítico fue las escoria residual de níquel. Las pruebas fueron llevadas a cabo mediante pruebas de laboratorio escalonadas con contenidos de 0%, 5%, 10%, 15%, 20%, y 25% de escoria con respecto al volumen total de suelo laterítico. Se emplearon las pruebas de Atterberg, de Distribución Granular y de Gravedad Específica (GS) para evaluar las cualidades físicas y características intrínsecas de los suelos nativos de las regiones central y sur de Kalimantan. Además se comprobó el CBR (California Bearing Ratio) para comprobar los niveles de saturación de la mezcla con incrementos de saturación CBR en el rango del 2,53% al 5,87% en el caso del Kalimantan Central y del 2,8% al 6,08% en el del Kalimantan del Sur.

Palabras Clave: suelo laterítico, escoria de níquel, estabilización de suelos, sobresaturación CBR.

Editorial Note: Received: June 2022 Accepted: June 2022

1. INTRODUCTION

In Indonesia, road infrastructure development played a critical role as a determinant of economic and construction growth. Lateritic soil, used as a base fill in road building, is frequently insufficiently strong and stable to withstand traffic or vehicle loads. According to United States Department of Agriculture, lateritic soil is a soil that formed in tropical or sub-tropical area with high corrosion level in mafic to ultramafic rocks which dominated by iron content (Ko, 2014). This soil contains a high concentration of clay minerals, particularly illite and montmorillonite, which could result in a significant risk of construction damage. However, it can be stabilized if the lateritic soil is combined with other elements to improve its ability to approach the standard of road construction.

In Central and South Kalimantan Province, there is still a problem of lateritic soil as a subgrade pile which can be seen in figure 1 below:



Figure 1: Lateritic soil as a subgrade road condition

Based on the figure 1 above, it is required to stabilizing the lateritic soil so that it does not cause damage to the road construction structure due to chemical or mechanical reactions when employed as a subgrade. Soil stabilization or enhancement can be accomplished by mixing different elements with the original soil to get a more accurate composition. It is different with previous studies mentioned that the stabilization of lateritic soils used more mixed materials such as lime, cement, and sand, in this study the material used to stabilize lateritic soils was nickel slag waste. Efforts to utilize waste from nickel ore processes can be an alternative in order to reduce the exploitation of natural resources that is currently happening. Nickel slag is a waste material from the nickel ore smelting process and in general slag has physical characteristics that resemble natural aggregate. Every year there are at least 1 million tons of slag produced domestically (Marga, 2018). This number will increase every year because the number of nickel smelters in Indonesia will increase in number due to the effects of the Indonesian government's policy which has officially banned the export of nickel abroad since January 1, 2020 as outlined in the regulation of the Minister of Energy and Mineral Resources Number 11 of 2019.

CBR Parameter is necessary to determine the strength of the subgrade or landfill. According to research Muhammad Rizqi Ramadhani (2022) show the positif tren for CBR value, where a large increase in CBR values is seen in the sample test of microorganism effective addition (ME) 40% until 21 days ripening is 7,41% of not submerged condition and 6,11% of submerged condition.

Research by Ardiyanti & Andajani (2014) conducted mixing expansive soil with steel slag waste in order to increase the California Bearing Ratio (CBR) value of the soil. The results of the CBR test with immersion for 24 hours found that the CBR value of the original soil which was 2.16% increased as the addition of steel slag by 5%, 10%, 15% and 20% resulted in a CBR value of 2.49% respectively, 4.87%, 7.84% and 12.18%.

Chaiyaput & Ayawanna (2021) conducted a study on the effect of iron slag for laterite soil mixture from Thailand as a material in the subbase pavement structure with the addition of slag composition of 5 to 12%. The results of this study indicate an increase in the value of CBR (California Bearing Ratio) in Thai laterite soils which continues to increase with increasing levels of iron slag. Meanwhile, there was a decrease in the liquid limit and plasticity index which caused a decrease in the development index of laterite soils containing iron slag.

It is hoped that the results of this study will reveal the various characteristics and behavior of laterite soil mixed with nickel slag waste in a certain composition so that it can be useful for civil construction works in the future. In addition, this research will be useful in increasing knowledge about nickel slag which is expected to replace the use of construction materials derived from natural resources.

2. RESEARCH METHOD

This research was carried out in the Lambung Mangkurat University's Civil Engineering Soil Mechanics Laboratory by conducting a series of tests on samples made of a mixture of Laterite soils from Central and South Kalimantan with nickel slag waste from PT. Growth Java Industries that passed the No. 40 filter. The study sample was then put through its paces in the lab, with varied quantities of nickel slag added. The purpose of this research is to evaluate the physical qualities and features of the original laterite soil used as subgrade in Central and South Kalimantan, as well as the value of the California Bearing Ratio (CBR) submerged (Soaked) after mixing changes. This research was carried out in the even semester of the 2021/2022 academic.

The variables used in this study are:

- a) The laterite soil used came from Pelarantan Village, Cempaga Hulu District, East Waringin City Regency, Central Kalimantan Province and from Gunung Kupang, Cempaka District, Banjarbaru City, South Kalimantan Province.
- b) The nickel slag used comes from the smelter PT. Growth Java Industry is located in Cilegon City, Banten Province and is a material that passes the No. 40 filter.
- c) Variations of nickel slag mixture used in this study were 0%, 5%, 10%, 15%, 20% and 25%.

The data collection method used is an experiment where the author conducts research directly on the sample. The tests are in the form of:

a) Real Soil Physical Test

Soil physical testing consists of:

- i. The Atterberg test consists of several tests, namely the Liquid Limit (LL) test and the Plasticity Limit (PL) test to get the Plasticity Index (PI) value.
- ii. Specific Gravity
- iii. Granule Distribution

b) CBR Soaked

This test includes the measurement of the CBR value in the laboratory for compacted soil based on the compaction test. The standard used in this test is SNI 1744-2012.

The tools used in this research are:

a) Real Soil Physical Test Equipment

- i. Liquid Limit (LL) test equipment includes: Sieve no 40, glass plate, cap, 1 set of liquid limit test equipment, spoon / spatula, grooving tool, cup, scale, oven. Then the Plasticity Limit (PL) test includes: Glass plate, cup, scale, cap and oven.
- ii. Specific Gravity (Sg) test equipment includes: 100 ml pycnometer, thermometer, scales, oven, desiccator, funnel, pipette, and electric furnace.
- iii. The tools used in the grain analysis are: A set of sieves (No.8, No.16, No.20, No.40, No.80, No.100, No.120, No.200, and pan), Sieve tool shaker Container container (cup), Oven, and Scales.

b) CBR Soaked

The CBR Soaked test was carried out using the following tools: Mold with several sizes, Spacer dish, hammer, 10 lb surcharged load, CBR gauge," and No 4 sieves, soaking bucket, swelling gauge and other equipment.

The test materials used in this test are:

a) Laterite Soil

The soil used is a laterite type soil originating from the Pelarantan village location, Cempaga Hulu District, East Waringin City Regency, Central Kalimantan Province and Mount Kupang, Banjar Baru City, South Kalimantan Province, with disturbed conditions (disturb).

b) Nickel Waste (Slag)

Nickel slag waste comes from the smelter of PT. Growth Java Industry, Cilegon City, Banten Province which passed the No. filter. 40 for the Soaked CBR test.

Testing Step

The testing procedure in this study are:

- a) Preparation of materials to be used in this study, namely native soil with disturbed conditions and nickel slag that has passed through filter No. 40.
- b) Preparation of a mixture of laterite soil and nickel slag with mixed proportions of 0%, 5%, 10%, 15%, 20% and 25%.
- c) Conducting the Atterberg limits test, namely testing to find the PI (Plasticity Index) value according to the provisions, including: LL (Liquid Limit) test to determine the liquid limit, PL (Plastic Limit) test to determine the plastic limit so that PI (Plasticity) with ASTM D 2487-06 regulation (ASTM, 2000).
- d) Perform a soil density test (Specific Gravity) as much as ± 10 grams of each 3 pycnometers for the test object, namely with a mixture of clay + steel waste (0%, 5%, 10%, 15%, 20%, 25%).
- e) Sifting the sample of the test object using a set of No. 8, No. 16, No. 20, No. 40, No. 80, No. 100, No. 120, and No. 200 sieves and testing the hydrometer analysis with SNI 3423:2008 regulation (BSNI, 2008).
- f) After that, conduct a soil compaction test which aims to determine the value of γ_d maximum and W_{opt} of the original soil test before conducted a nickel slag mixing.
- g) Soaking for 4 days (96 hours) on each variation of the mixture of test objects and conducting a CBR test to get the CBR Soaked value.
- h) Analyze the test results data on the sample with each calculation method and make conclusions.

Data Analysis Techniques

From laboratory testing, data on the physical properties and characteristics of laterite soils from 2 locations without mixing and the CBR value of Soaked with nickel slag waste were obtained which will be analyzed so as to produce statements about:

- a) How is the comparison of laterite soils characteristics from Central Kalimantan and South Kalimantan.
- b) What is the behavior of the physical properties of the laterite soils of Central Kalimantan and South Kalimantan.
- c) What is the optimal percentage of nickel slag addition to stabilize laterite soils from Central Kalimantan and South Kalimantan.
- d) How is the comparison of the effect of the addition of nickel slag on the CBR value of Soaked lateritic soils in Central Kalimantan and South Kalimantan.

Research Flowchart

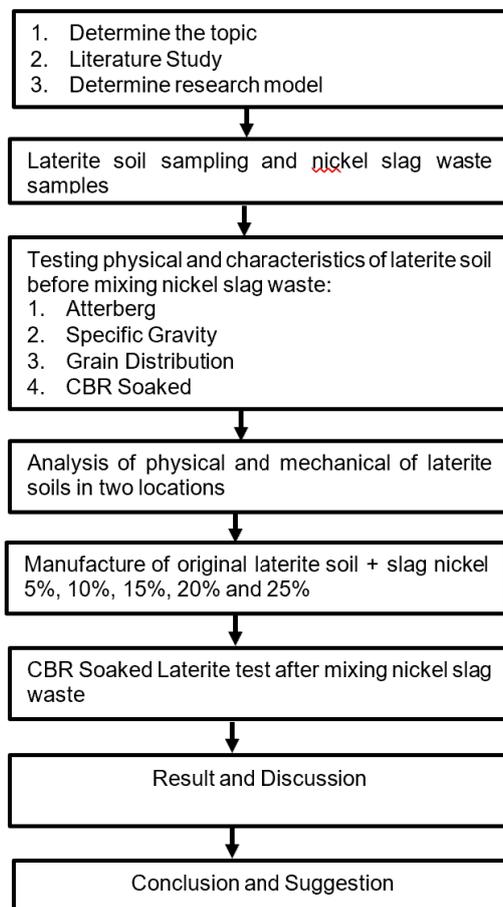


Figure 2: Research Flowchart

3. RESULTS AND DISCUSSION

3.1. Characteristics of the original soil

3.1.1. Laterite soil of Central Kalimantan

The type of soil material used in this test is lateritic soil obtained from Pelantaran village, Cempaga Hulu District, East Waringin City Regency, Central Kalimantan Province. In determining the type of classification of a soil sample, there are several tests that must be carried out first in order to obtain a standard value according to the classification of each soil type. After conducting several series of tests in the form of the Atterberg test, sieve analysis and specific gravity in the laboratory were obtained the value in the Figure 3 and Table 1 below:

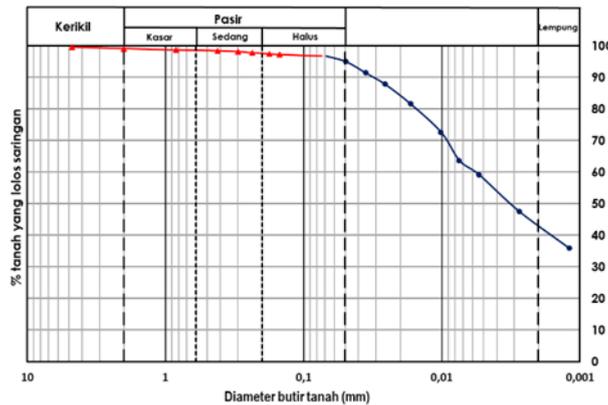


Figure 3: Graph of grain size distribution of laterite originating from Central Kalimantan

Table 1: Results of testing physical characteristics on laterite soils originating from Central Kalimantan

Nomor Sample			
Soil property	Specific Gravity (Sg)		2,660
Grain Distribution	Gravel (>2mm)	%	0,93
	Rough sands (0,6 – 2,00 mm)	%	0,57
	Medium sand (0.2-0.6mm)	%	0,93
	Small sand (0.05-0.2mm)	%	4,45
	Silt and Clay (0.002-0.05mm)	%	51,48
	Clay (<0.002mm)	%	41,63
	No. 10 (2.00mm)	%	99,07
Limit of Atterberg	No. 40 (0.425mm)	%	98,38
	No. 200 (0.0075mm)	%	96,70
	Liquid limit (LL)	%	55,63
	Plastic Limit (PL)	%	22,02
Compact	Plastic Index (PI)	%	33,62
	Classification		CH
Compact	Optimum water content	%	22,03
	Maximum fill weight (γ _{d maks}) kg/cm ³		1,64

The results of the examination of specific gravity (Gs) carried out on laterite soils were taken on an average of 2.660. This value indicates that the lateritic soil sample in Pelantaran village, Central Kalimantan is included in the inorganic silt group.

Test results Filter analysis and hydrometer analysis on native laterite soils with disturbed conditions originating from Central Kalimantan showed that the lateritic soils had a percentage of passing sieve No. 200 of 96.70% (more than 50% of soils that passed sieve No. 200). This shows that laterite soils originating from Central Kalimantan are generally classified as dominant fine-grained soils (silt and clay) when referring to the USCS table. Therefore, in classifying the lateritic soils, it is necessary to help by using the Atterberg limits test.

Based on the results of tests in the laboratory in the form of testing the limits of consistency in the laboratory, it was found that the results of the Liquid Limit (LL) and Plasticity Limit (PL) examinations on the sample were 55.63% and 22.02% respectively so that the Plasticity Index (PI) value was obtained. by 33.62%. Furthermore, the Liquid Limit (LL) and Plasticity Index (PI) values of the laterite soil are used to determine the symbol for soil classification using a plasticity diagram according to the USCS soil classification method as shown in Figure 4.

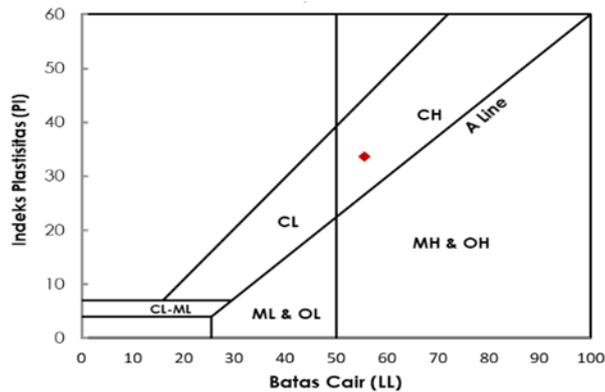


Figure 4: Diagram of soil classification according to USCS system in Pelantaran village, Central Kalimantan

Based on the plastic diagram can be concluded that laterite soil in central Kalimantan is included classification of Clay-High (CH) or high plastic inorganic clays (fat clays).

3.1.2. Laterite soil in South Kalimantan

The type of soil material used in this test is lateritic soil obtained from Mount Kupang, Cempaka District, Banjarbaru City, South Kalimantan Province. In determining the type of classification of a soil sample, there are several tests that must be carried out first in order to obtain a standard value according to the classification of each soil type. After carrying out several series of tests in the form of the Atterbergh test, sieve analysis and specific gravity in the laboratory were obtained the value in the figure 5 and table 2 below:

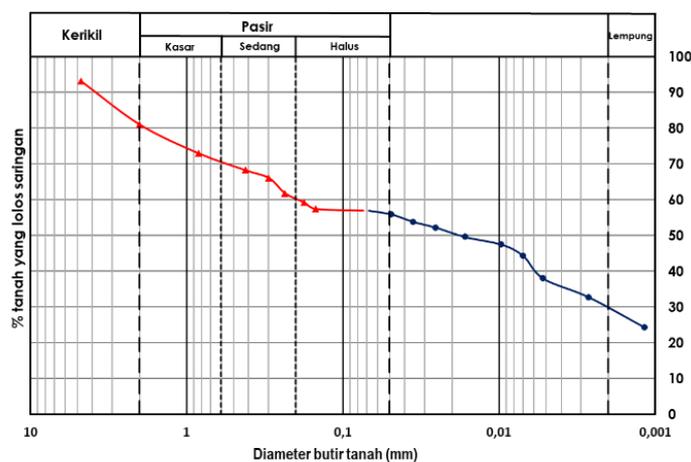


Figure 5: Graph of grain size distribution of laterite originating from South Kalimantan

Table 2: Results of testing physical characteristics on laterite soils originating from South Kalimantan

Nomor Sample			
Soil property	Specific Gravity (Sg)		2,670
Grain Distribution	Gravel (>2mm)	%	18,96
	Rough sands (0,6 – 2,00 mm)	%	10,41
	Medium sand (0.2-0.6mm)		
	Small sand (0.05-0.2mm)	%	10,11
	Silk and Clay (0.002-0.05mm)		
	Clay (<0.002mm)	%	5,72
	No. 10 (2.00mm)		
No. 40 (0.425mm)	%	16,35	
No. 200 (0.0075mm)			
		%	28,46
		%	81,04
		%	68,26
		%	56,91
Limit of Atterberg	Liquid limit (LL)	%	46,65
	Plastic limit (PL)	%	25,21
	Plastic Index (PI)	%	21,45
	Classification		CL
Compact	Optimum water content	%	21,60
	Maximum fill weight (vd maks) kg/cm ³		1,67

The results of the examination of specific gravity (Sg) carried out on lateritic soils so that the average taken is 2,670. This value indicates that laterite soil samples from South Kalimantan belong to the inorganic silt group.

Test results Filter analysis and hydrometer analysis on disturbed lateritic soil originating from South Kalimantan showed that the lateritic soil had a percentage of 56.91% passing sieve No. 200 (more than 50% of soil that passed sieve No. 200). This shows that laterite soils originating from South Kalimantan are generally classified as dominant fine-grained soils (silt and clay) when referring to the USCS table. Therefore, in classifying the lateritic soils, it is necessary to help by using the Atterberg limits test.

Based on the results of tests in the laboratory in the form of testing the limits of consistency in the laboratory, it was found that the results of the Liquid Limit (LL) and Plasticity Limit (PL) examinations on the sample were 46.65% and 25.21% respectively so that the Plasticity Index (PI) value was obtained. by 21.45%. Furthermore, the Liquid Limit (LL) and Plasticity Index (PI) values of the laterite soil are used to determine the symbol for soil classification using a plasticity diagram according to the USCS soil classification method as shown in Figure 3.

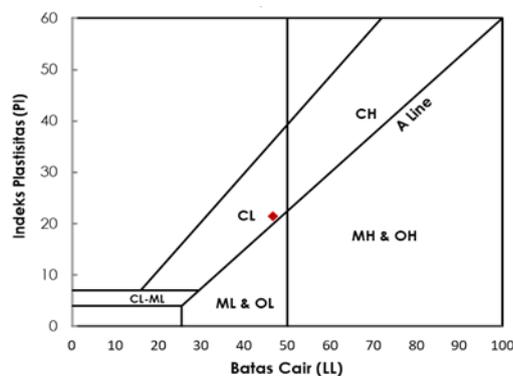


Figure 6: Diagram of soil classification according to USCS system in Pelantaran village, Central Kalimantan

Based on the plastic diagram can be concluded that laterite soil original in Pelantaran village included classification of Clay of low plasticity (CL) or low plastic inorganic clays.

Based on the results of the tests and calculations that have been carried out on the two samples, the results can be compared that the lateritic soils of the two samples are both classified as inorganic silt according to ASTM D-854-02 rules based on their specific gravity values. While the classification of the two samples based on the USCS got the results that both of them have different classifications where the Central Kalimantan soil sample is included in the Clay High with a PI value of 33.62% while the South Kalimantan soil sample is included in the Clay of low plasticity (CL) with a PI value of 21,45%.

CBR Soaked Test Results

CBR Soaked testing was carried out with 5 variations on 2 soil samples with the addition of nickel slag of 5%, 10%, 15%, 20% and 25%, the test results shows in the table 3 below:

Table 3: CBR Soaked Test Result

Mix percentage		CBR Value	
Original soil	Nickel Slag	South Kalimantan	Central Kalimantan
100%	0%	2,8%	2,53%
95%	5%	4,93%	4,77%
90%	10%	5,05%	4,91%
85%	15%	5,38%	5,11%
80%	20%	5,74%	5,38%
75%	25%	6,08	5,87%

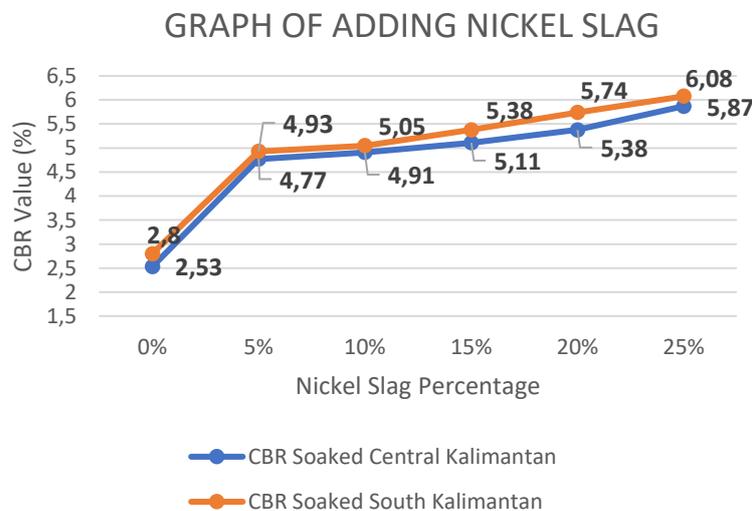


Figure 7: Graph of comparison of CBR Soaked value

Based on Figure 7, it can be seen that the addition of nickel slag waste has an effect on increasing the CBR value of Soaked according to the added percentage. At the 5% variation of nickel slag addition, the CBR Soaked value in both sample locations was assessed to increase very significantly. At a variation of 5% to 10%, the CBR value of Soaked in both locations also increased, but was more gentle than the previous condition where the Central Kalimantan sample obtained an increase of 0.14% while the sample from South Kalimantan obtained an increase of 0.12%. In the variation of 10% to 25%, the CBR value of Soaked in both locations increased more than the variation of 5% to 10%, but not as much as the 5% variation, which increased significantly.

When viewed at the same variation, the CBR value of Soaked lateritic soil from South Kalimantan tends to be slightly higher than the CBR value of Soaked laterite soil from Central Kalimantan. This is supported by the characteristics and physical properties of laterite soils from Central Kalimantan which tend to be lower.

4. CONCLUSIONS

Based on the testing and discussion that explained by previous point, the conclusion is below:

- a) Lateritic soil from Central Kalimantan and South Kalimantan is included classification of inorganic silk soil based on the specific gravity value 1.66 for lateritic soil Central Kalimantan and 1.67 for lateritic soil South Kalimantan.
- b) In both lateritic soil samples, there are differences in soil physical where laterite soil from Central Kalimantan is included in the Clay High (CH) classification with a Plasticity Index (PI) value of 33.62% while laterite soil from South Kalimantan is included in clays of low plasticity. (CL) with a Plasticity Index (PI) value of 21.45%.
- c) After carrying out the CBR test on variations in nickel slag mixture of 0%, 5%, 10%, 15% 20% and 25%, it can be concluded that the best addition of nickel slag in this study to increase the CBR value of Soaked laterite soil is 25% where at Laterite soils from Central Kalimantan obtained a CBR value of 5.78% while on laterite soils from South Kalimantan it was 6.08%.
- d) An increase in the CBR value of Soaked on laterite soils from Central Kalimantan and South Kalimantan along with the increase in the level of nickel slag waste.
- e) After the addition of nickel slag waste by 25%, laterite soil from South Kalimantan has increased so that it produces a CBR soaked value of 6.08% and has met the requirement as base embankment soil according to the regulations of the Ministry of Public Works and Public Housing (PUPR) of the Republic of Indonesia, Binamarga Division 3 2018 Revision 2, meanwhile in Central Kalimantan laterite soil after the addition of nickel slag by 25%, it increases resulting in a CBR soaked value of 5.78%, this is close to the standard value as road embankment.

5. SUGGESTION

It is necessary to do a further research with the addition of nickel slag waste with a percentage greater than 25% considering that with a mixed variation of 0% - 25%, the CBR Soaked value continues to increase as the nickel slag content increases. This research also necessary to conduct further research on stabilization using nickel slag waste mixing materials with other soil types.



BIBLIOGRAPHIC REFERENCES

1. Ardiyanti, T., & Andajani, N. (2014). Pengaruh Penambahan Limbah Baja (Slag) Pada Tanah Lempung di Daerah Babat Lamongan Terhadap Nilai California Bearing Ratio (CBR) Test. *Rekayasa Teknik Sipil*, 3(3), 158–165.
2. ASTM. (2000). ASTM D 2487-06 Standard Practice for Classification of Soils for Engineering Purposes (Unified Soil Classification System). United States: Association of Standard Testing.
3. BSNI. (2008). SNI 3423:2008 tentang Cara Uji Analisis Ukuran Butiran Tanah. Jakarta: Badan Standardisasi Nasional.
4. Chaiyaput, S., & Ayawanna, J. (2021). Stabilization of lateritic soil by ladle furnace slag for pavement subbase material. *Geomechanics and Engineering*, 26(4), 323–331.
5. Ko, T.-H. (2014). Nature and Properties of Lateritic Soils Derived from Different Parent Materials in Taiwan. *The Scientific World Journal*, 2014, 1–4. <https://doi.org/10.1155/2014/247194>
6. Marga, M. of public works public housing directorate general of bina. (2018). Divisi 3 Revisi 2, tentang spesifikasi umum untuk pekerjaan konstruksi jalan dan jembatan.
7. Muhammad Rizqi Ramadhani, R. (2022). The Stabilization effect of Peat Soil Using an effective Microorganism reviewed from CBR Value. *International Journal of Science and Engineering Investigations*, 11(122), 42–47.



El Crecimiento Urbano De La Ciudad De Riobamba Y Su Influencia En Los Servicios Básicos

The Urban Growth Of The City Of Riobamba And Its Influence On Basic Services

Autores

Alexis Omar Martínez Espinoza¹, Juan Xavier Sampedro Vásquez², Edison Fernando Martínez Espinoza³, Verónica Natali Noriega Rivera⁴

¹ Ingeniero Civil, Máster Universitario en Planificación Territorial y Gestión Ambiental (Universitat de Barcelona) España, (2015,2016), Diploma Superior en Manejo de Desechos Sólidos (Universidad Nacional de Chimborazo) Ecuador, (2009, 2010). Actualmente Docente en la Carrera de Tecnología Superior en Construcción del Instituto Superior Tecnológico Riobamba (Ecuador). Correo electrónico: alexisomartinez@gmail.com

² Ingeniero Civil, Magister (e) en Desarrollo Local mención Planificación, Desarrollo y Ordenamiento Territorial. Actualmente Docente en la carrera de Tecnología Superior en Construcción del Instituto Superior Tecnológico Riobamba (Ecuador). Correo electrónico: xaviersampedrov@yahoo.es

³ Licenciado en Diseño Gráfico, Máster Universitario en Creación de Guiones Audiovisuales (Universidad Internacional de La Rioja) España, (2016,2017), Diploma Superior En Tecnologías Para La Gestión Y Práctica Docente (Pontificia Universidad Católica del Ecuador Sede Ambato) Ecuador, (2007,2008). Actualmente Docente de la Carrera de Diseño Gráfico de la Escuela Superior Politécnica de Chimborazo (Ecuador). Correo electrónico: edmartinez@esepoch.edu.ec

⁴ Arquitecta, Magister (e) en Desarrollo Local mención Planificación, Desarrollo y Ordenamiento Territorial. Actualmente Libre ejercicio profesional, Riobamba (Ecuador). Correo electrónico: naty_nr8@hotmail.com

RESUMEN

La actual ciudad de Riobamba se reasentó en el año 1799, luego que un terremoto destruyera a la antigua ciudad y nace como una ciudad planificada que se asienta en la llanura de Tapi. Riobamba ha presentado varios problemas en cuanto a sus servicios básicos, muchos de ellos como resultado de una política de planificación deficiente, los problemas más acentuados tienen que ver con el agua potable, así como también con el transporte público. Estos problemas se los conoce desde mediados del siglo pasado, época en la cual también se da un crecimiento desordenado de la ciudad con asentamientos ilegales, los mismos que con el paso del tiempo y por estrategias políticas se fueron legalizando. Problemas como la explosión del Polvorín de la Brigada Galápagos (2002) asentada inicialmente en las afueras de la ciudad, causó destrozos en estas zonas no planificadas. El fracaso del parque industrial planteado en los años 70 del siglo pasado son ejemplo de las deficiencias en la gestión de la ciudad. A partir de los problemas presentados se plantea analizar el crecimiento urbano en función de los eventos que han marcado la historia y la morfología de la ciudad.

Palabras clave: morfología, ordenamiento, planificación, Riobamba, territorio

ABSTRACT

The current city of Riobamba was resettled in 1799, after an earthquake destroyed the old town it was born as a planned city located on the "Tapi" plain. Riobamba has presented several problems regarding its basic services, many of them as a result of a poor planning policy. The most accentuated problems are related with tap water, as well as with public transportation. These problems have been known since the middle of the last century, a time in which there was also a disorderly growth of the city because of illegal settlements, the same ones that with the passage of time and due to political strategies were legalized. Problems such as the explosion of the powder keg of the Galapagos Brigade (2002), initially located on the outskirts of the city caused destruction in these unplanned areas. The failure of the industrial park, raised up in the 70s of the last century, is an example of the deficiencies in the management of the city. Based on the presented problems, it is proposed to analyze the urban growth taking into account the events that have marked the history and morphology of the city.

Key words: morphology, ordering, planning, Riobamba, territory

Nota Editorial: Recibido: Marzo 2022 Aceptado: Junio 2022

1. INTRODUCCIÓN

La antigua Ciudad de Riobamba se funda en el año de 1534 por Diego de Almagro originalmente con el nombre de "Santiago de Quito" cerca de la laguna de Colta. La actual ciudad de Riobamba se reasentó en el año 1799 en la llanura de Tapi, luego que un terremoto destruyera a la antigua ciudad [1].

La nueva ciudad nace como una ciudad planificada [2], rodeada por volcanes y nevados entre los que destacan el Chimborazo que es el punto más cercano al sol desde nuestro planeta, el Altar, el volcán Tungurahua entre otros. A diferencia de otras ciudades españolas en América, Riobamba no se asienta sobre las ruinas de las ciudades aborígenes.

Históricamente Riobamba es conocida como la ciudad de las primicias, siendo la más destacada el haber sido sede de la primera Asamblea Constituyente de donde nace la República del Ecuador [1].

Riobamba ha presentado varios problemas en cuanto a sus servicios básicos, muchos de ellos como resultado de una planificación y gestión deficientes. Los problemas más acentuados en la ciudad son el agua potable que ha presentado problemas desde los años setenta del siglo XX debido a la expansión de la ciudad, y el transporte público [2]. Paralelamente desde mediados del siglo pasado se da un crecimiento desordenado de la ciudad con asentamientos ilegales, los mismos que con el paso del tiempo y por estrategias políticas se fueron legalizando [3].

Problemas como el presentado en el año 2002 con la explosión del Polvorín de la Brigada Blindada Galápagos [4] asentada inicialmente en las afueras de la ciudad y que posteriormente debido a la expansión de la ciudad llegó a quedar dentro del perímetro urbano, causó destrozos en estas zonas no planificadas [5]. El fracaso del parque industrial planteado en los años 70 del siglo XX también demuestra las deficiencias no solo en planificación de la ciudad sino también en gestión [6].

El presente estudio se ha realizado mediante la construcción retrospectiva de los escenarios representativos en los momentos de mayor trascendencia de la ciudad, los periodos de análisis obedecen a las dinámicas que han transformado a la ciudad desde su reasentamiento en el año de 1799, hasta la actualidad. Para la creación de los escenarios retrospectivos se ha utilizado instrumentos como mapas, relatos, y testimonios existentes en los archivos históricos de diferentes instituciones de la localidad, siendo de gran utilidad los documentos proporcionados por el cabildo de la ciudad.

A partir de los cambios físicos (morfología) evidenciados en los mapas de la ciudad se asocian las evidencias documentadas respecto a los hitos de la urbe, fundamentalmente las relacionadas de forma directa con los servicios básicos y sus consecuencias, a su vez que se interpretan las interacciones hacia los sucesos cronológicamente subsiguientes, basado en las dinámicas evolutivas propias de una ciudad, tanto a nivel urbanístico - morfológico, como económico-productivo y social.

1.1. Ubicación geográfica del sitio de estudio

Riobamba se ubica en la sierra centro del Ecuador, en la zona UTM 17 sur, a 2754 m.s.n.m. Se asienta en la gran meseta que desciende desde las faldas del Chimborazo hasta las riberas de los ríos Guano, Chibunga y Chambo [2]. El paisaje de Riobamba tiene su atractivo por sus volcanes y nevados que rodean a la ciudad, entre estos el Chimborazo (6310 m.s.n.m.), el Carihuairaso (5028 m.s.n.m.), el Tungurahua (5087 m.s.n.m.), El Altar (5319 m.s.n.m.), atractivos naturales que benefician al turismo de la ciudad [2].

Riobamba es la capital de la Provincia de Chimborazo, tiene una extensión de 3000 Ha aproximadamente, se divide en 5 parroquias urbanas (Lizarzaburu, Maldonado, Velasco, Veloz, Yaruquíes), y en 11 parroquias rurales.

Sobre el estudio del crecimiento urbano de la ciudad existe poca información de carácter técnico, sin embargo, existen publicaciones de carácter histórico como la elaborada por el Ilustre Municipio de Riobamba al final de la administración del Dr. José Mancero alcalde en el periodo 1988-1992, denominado "Riobamba en el siglo XX", en el cual abarca aspectos del desarrollo de la ciudad en periodos específicos del siglo pasado [2].

También se cuenta con un resumen del "Plan de Desarrollo Urbano de la Ciudad de Riobamba" del año 1995, incluido en un documento didáctico de la Carrera de Ingeniería Civil de la Universidad Nacional de Chimborazo, elaborado bajo la tutoría del Arq. Geovanny Paula.

El libro fotográfico de Franklin Cepeda Astudillo es otro importante documento en el cual se visualiza la evolución urbana de la ciudad hasta la primera década de este siglo, donde se evidencia un estancamiento en las últimas décadas [5].

Se ha obtenido mapas de diferentes épocas de la ciudad a partir de las publicaciones del Municipio, de los museos y archivos particulares de instituciones como la Unidad Educativa San Felipe Neri, bibliotecas públicas y privadas y publicaciones en internet de diferentes instituciones y personajes de la localidad.

Los documentos existentes dado su antigüedad no reflejan la realidad de los últimos años de la ciudad de Riobamba, en dicha documentación aún se visualiza como una ciudad con industrias y fuerte en el comercio, cuando en la actualidad la realidad es muy diferente. A pesar de este detalle dicha información nos permite por su antigüedad, reconstruir los escenarios de la manera mas fiel, para comprender las expectativas y realidades que han moldeado la morfología y las conductas sociales de la ciudad de Riobamba a lo largo de su evolución

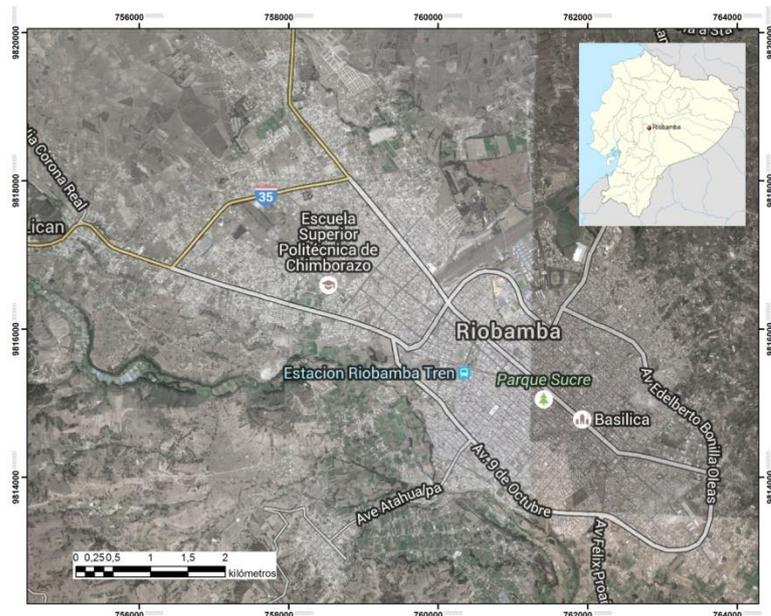


Figura 1: Foto Satelital de la Ciudad de Riobamba

Nota. Imagen tomada de Google Earth.

2. DESARROLLO

Para el presente trabajo se recurrió como fuente principal al cabildo de la ciudad, en las dependencias del GADM de Riobamba no se pudo obtener información histórico-técnica sobre los documentos de ordenamiento urbano de la ciudad, limitándose la información a varias publicaciones de carácter histórico-informativo, de las cuales se ha obtenido los aspectos relevantes que se analizará en el presente trabajo.

El estudio propuesto corresponde a un estudio de caso específico para la Ciudad de Riobamba, y las fuentes bibliográficas se han considerado todas las que incluyan información que permita reconstruir los escenarios de cada periodo de análisis mediante el estudio de sus tejidos urbanos y las causas y consecuencias de los mismos, definiendo periodos cronológicos variables que se han establecido acorde a los acontecimientos que han marcado “un antes y un después” en la ciudad de las primicias y su morfología.

2.1. Crecimiento Urbano

2.1.1. Siglo XIX

Como se mencionó anteriormente, Riobamba nace como una ciudad planificada, siguiendo parámetros orientados a la prevención de desastres naturales como el terremoto que motivó el reasentamiento de la ciudad [7]. Estas normas de ordenamiento urbano planteadas en la creación de la ciudad según Velasco Alcívar se resumen en:

La anchura de las calles, que debía ser tal que permitiera el paso paralelo de dos carretas según las regulaciones coloniales, es rebasada con el fin de que sirvieran de protección a los habitantes en caso de terremoto; se limitó a un piso el alto de las edificaciones en beneficio de una mayor solidez y de que no ocasionaran mayores daños a los habitantes que se encontraban en las calles, en caso de colapso; se estableció la necesidad de que la nueva ciudad tuviera muchas plazas para que la gente pudiera refugiarse en caso de terremoto [6, pp. 115-116].

Se evidencia que este ordenamiento se cumplió en las primeras décadas de existencia de la ciudad, otro aspecto que se fijó en un inicio fue la segregación social, la misma que mantuvo la estructura piramidal de la colonia, es decir en el núcleo de la ciudad se reservaba para los nobles, rodeada de la zona establecida para los reconocidos como cholos, y hacia las afueras de la naciente ciudad para los indios [6].

Para resumir esta etapa de la creación de la ciudad, se debe destacar que la misma al ser planificada, se levantó en una zona plana, manteniendo una estructura en damero que posibilitaba fácilmente su expansión, la zona no presentaba accidentes geográficos que conlleven a problemas como los acontecidos en la antigua ciudad¹ [7], la característica ortogonal del damero, y la poca altura de las edificaciones permitió que el paisaje de la ciudad se defina por la belleza de las montañas a su alrededor [6].

Uno de los efectos del terremoto de 1797 fue el deslizamiento del cerro Kullka cercano a la antigua ciudad, el mismo que sepulto a varios barrios de la Antigua Riobamba.

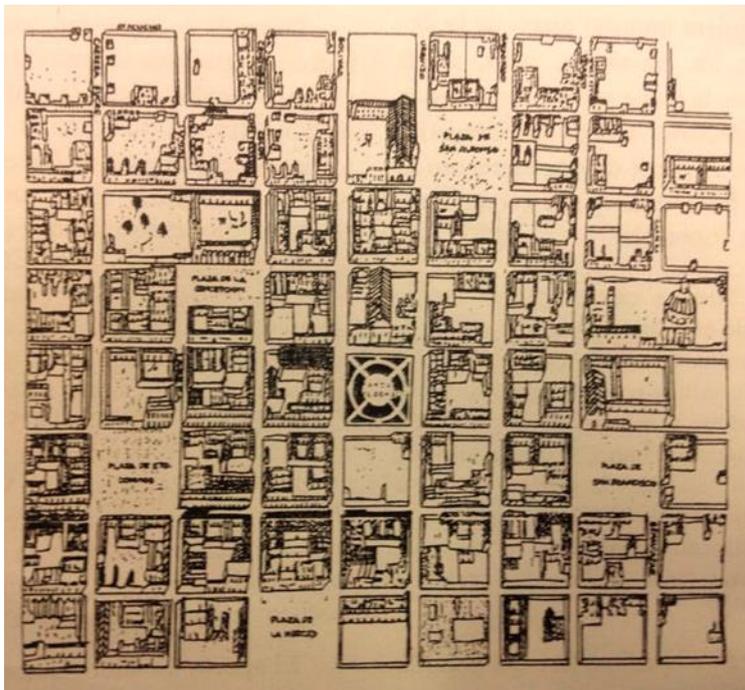


Figura 2: Plano de Riobamba fines del siglo XIX

Nota. Plano de Riobamba de Inicios del siglo XX, Ilustre Municipalidad de Riobamba, 1992.

Durante el siglo XIX, la ciudad carecía de servicios básicos, el agua se la recibía por medio de una acequia que atravesaba la calle principal actualmente denominada “Primera Constituyente”, además las viviendas eran construcciones modestas de un piso, sin lujos y de estilo simple [7].

En este primer periodo se caracteriza por su escaso crecimiento y carecía de servicios básicos, sus tejidos urbanos mantienen el damero y las disposiciones propuestas en el reasentamiento de la ciudad. Se destaca la fundación de los Colegios “San Felipe Neri” en 1836 por el Padre José Veloz y que luego pasaría a ser regentado por los Jesuitas, lo que marcaría a Riobamba como un punto de resistencia en la revolución liberal de fines del siglo XIX; así también en 1867, se funda el Colegio “Pedro Vicente Maldonado” nombre que rinde homenaje al sabio riobambeño del siglo XVIII (antigua Riobamba) y que sería el emblema de la educación laica de la ciudad.

2.1.2. De 1900 a 1940

En los primeros años del siglo XX se destacan dos sucesos de importancia, el primero es la llegada del ferrocarril, Riobamba era el paso obligatorio entre Quito que es la capital del Ecuador y Guayaquil que es el puerto principal del país. Este acontecimiento generaría un impulso al comercio de la ciudad el mismo que se reflejaría en el asentamiento de importantes fábricas como la “Sociedad Manufacturera de Calzado” propiedad de Evangelista Calero, quien también dejaría su huella con la construcción de una de las casas patrimoniales de la urbe [6].

¹ Uno de los efectos del terremoto de 1797 fue el deslizamiento del cerro Kullka cercano a la antigua ciudad, el mismo que sepulto a varios barrios de la Antigua Riobamba.

Otra de las industrias representativas de la época fue “El Prado”, dedicada a la elaboración de textiles, inicialmente propiedad de Francisco Dalmau, y posteriormente adquirida por los hermanos Cordovez, quienes a partir de esta importante empresa contribuyen con el desarrollo de la ciudad, entre otras cosas por ser quienes pondrían al aire a la primera estación radial del país, además contribuyen al intentar poner al servicio de la ciudad un tranvía de tracción animal. Este impulso a la economía de la ciudad conlleva a la creación de la “Sociedad Bancaria Chimborazo” que tuvo su auge entre 1922 y 1925, en 1926 esta institución se declara en quiebra, aspecto que desacelera el desarrollo evidenciado en los años anteriores [7].

El segundo acontecimiento de importancia es la construcción del Aeropuerto de la Ciudad en los años 30 del siglo pasado, ubicado al nororiente de la ciudad, esto marcaría un referente de crecimiento físico hacia este lugar, cabe destacar que hasta ese momento el crecimiento de la ciudad había sido concéntrico, a partir de este suceso el crecimiento sería más longitudinal [8].

Este segundo periodo marca una etapa importante de la ciudad de Riobamba, debido al impulso a la economía que resultó ser la vía del ferrocarril, mismo que inducen al cambio en la morfología de la ciudad, como resultado de los progresos económicos se genera la migración del campo a la ciudad y los subsecuentes asentamientos en las cercanías de la vía férrea y del aeropuerto, también se planifica la Ciudadela Bellavista, que consistía en la primera urbanización privada en el país, influenciado por el estilo de las “ciudades satélites” europeas, orientada para las clases pudientes de la época. En este periodo se destacan los acontecimientos que llevarían a Riobamba a ser reconocida años más tarde como la ciudad de las primicias. En este periodo también se consigue el financiamiento para dotar a la ciudad de servicios de agua potable, alcantarillado y el adoquinado de piedra en las principales calles de la ciudad.

2.1.3. De 1940 a 1960

Para el año 1942, Julio Castillo Jácome en su descripción de la ciudad de Riobamba destaca los siguientes aspectos: Una población de 25000 habitantes, distribuidas en 4 parroquias (Maldonado, Velasco, Lizarzaburu y Veloz), su área poblada se extiende en 240 manzanas y 44 calles de 12 metros de ancho [2]. En esta época además se contaba con las Plazas Juan Bernardo León (La Concepción), Víctor Proaño (Santa Rosa), Eloy Alfaro (Estación), Bolívar (San Alfonso), Lizarzaburu (San Francisco), General Dávalos, Abdón Calderón, Cordovez y La Condamine. Los mercados Central “Mariano Borja” (La Merced), Santa Rosa y San Francisco. Los parques de Riobamba fueron considerados los mejores de país y estos eran los parques Maldonado, 21 de Abril, La Libertad, y se destaca el Parque Sucre que tiene la forma de “Rosa Náutica” cuyo eje central es la pileta con el dios romano “Neptuno”, que fue colocado con motivo la inauguración del servicio de agua potable de Riobamba en 1913 [2]. En este periodo se asientan dos nuevas industrias en la ciudad, “La Cerámica” y “Cemento Chimborazo”, empresas que se mantienen activas hasta la actualidad [7].

En este periodo se destaca en lo urbano con la presencia de los primeros barrios obreros, así como los primeros barrios propios de clase baja, el éxodo de las elites hacia Quito, permitió que la clase emergente ocupe estos lugares generando además un remplazo de las construcciones del siglo XIX por estructuras con técnicas modernas para la época, principalmente dejando de lado las construcciones de adobe por el ladrillo que permitía alcanzar mayor altura y varios niveles, lo que afectarían la morfología de la ciudad. Además, se nota la presencia de una población flotante integrada por indígenas que llegan a la ciudad con el fin de comprar y vender productos, principalmente los sábados, ocasionando problemas de congestión en ciertas calles como también problemas de salubridad [6, pp. 150-151].

2.1.4. De 1960 a 1990

En este periodo se plantean importantes metas como la propuesta del parque industrial creado oficialmente en 1976 [7], dado que a partir de la firma del “Acuerdo de Cartagena” en el año 1969, se esperaba un crecimiento en esta área que finalmente no ocurriría [6]. Los planteamientos de este periodo, motivarían a las instituciones educativas a proponer carreras técnicas dentro de sus instituciones, Colegios como el “Carlos Cisneros”, “Juan de Velasco”, “Isabel de Godín”, entre otros se constituyen como colegios Técnicos, contribuyendo con la capacitación de los riobambeños que potencialmente trabajarían en las industrias que se asentarían en la ciudad [6].

En este periodo también se aplica la reforma agraria [9], que agudizó el problema de la salida de capitales hacia otras ciudades, además la fragmentación de las haciendas en pequeños terrenos derivó en muchos casos en la pérdida de producción y un crecimiento desordenado de la ciudad [7]. La reforma agraria que permitió la fragmentación de las grandes haciendas, ahora necesita de profesionales en el área agrícola, por lo cual se crea la Escuela Superior Politécnica de Chimborazo en el año 1972 que nace con la carrera de Ingeniería Agronómica, casi paralelamente se establece una extensión de la Universidad Central del Ecuador, con la facultad de filosofía y letras, orientada principalmente a la formación de profesores de educación secundaria, en 1995 se procede a la transformación de esta extensión en la Universidad Nacional de Chimborazo.

En los años 70 se define el límite urbano con la creación de un anillo vial, una idea que se había planteado ya desde fines del siglo XIX, pero que no sería sino hasta esta década que se concretaría, también se ejecuta el asfaltado de la mayor parte de calles de la ciudad, manteniendo el empedrado únicamente en las calles céntricas de la ciudad [2]. Debido a los cambios que presenta Riobamba en este periodo, se hacen evidentes las deficiencias del sistema de agua potable.

En este periodo, se generan los acontecimientos que marcan los cambios más visibles en la ciudad y su morfología, la construcción del parque industrial obligó a la implementación de infraestructura específica para este importante proyecto, vías anchas para el transporte de materias primas y productos finalizados, la dotación de agua potable en cantidades que permitan el desarrollo de las actividades industriales y aseguren el bienestar de sus trabajadores, al igual que los sistemas de alcantarillado respectivos. Al fracasar el proyecto del parque industrial, dicha infraestructura no pudo ser aprovechada, convirtiéndose más en un gasto que en una inversión.

De igual manera la fragmentación de las haciendas, muchas de estas sobre el paso de las tuberías de conducción del sistema de agua potable derivaron en tomas ilegales para el cultivo que disminuían el caudal necesario para el consumo de la zona urbana. Al final los beneficiarios de la reforma agraria no pudieron sostener la productividad de dichas tierras y las vendieron acelerando el fenómeno del tráfico de tierras y el cambio del uso del suelo de agrícola a residencial.

2.1.5. De 1990 a la actualidad

En este periodo se destaca el esfuerzo desarrollado por los alcaldes José Mancero (1988-1992) y Carlos Castro (1992-1996) por establecer un Plan de Ordenamiento Urbano, el mismo que se encuentra vigente desde fines de los años 90's [8]. A pesar de contar con esta importante herramienta de planificación, los gobiernos locales de turno no han cumplido con lo establecido en este plan, siendo una constante el aspecto político y populista antes que el ordenamiento de la ciudad [10], el crecimiento urbano y poblacional es desordenado en este periodo [11].

En este periodo se presentan varios acontecimientos que ponen en riesgo a la población de Riobamba, en 1999 la reactivación del Volcán Tungurahua y las constantes lluvias de ceniza evidencian una pobre planificación hacia estos fenómenos naturales. La explosión del Polvorín de la Brigada de Caballería Blindada Galápagos en el año 2002 [12] evidenció las consecuencias de un crecimiento en zonas no planificadas además de la falta de planes de prevención de desastres [13].

Un hecho a destacar en el año 2011 fue el reconocimiento de Riobamba como "Ciudad Politécnica, Universitaria y Tecnológica" [14], la importancia de estas instituciones de educación superior ha permitido el desarrollo económico de los últimos años de la ciudad principalmente después del fracaso del parque industrial.

La importancia que toman las instituciones de educación superior plantea cambios nuevamente en la morfología de la ciudad ya que el prestigio y el crecimiento de las mismas derivan a que los sectores aledaños a estas instituciones presentan un acelerado desarrollo como consecuencia de la alta demanda de vivienda para estudiantes de otras localidades que buscan prepararse en estas instituciones, muchas de estas construcciones son de carácter informal, impulsado además por la migración del campo a la ciudad y las remesas de dinero producto de la migración que se dio por la crisis económica de fines del siglo pasado.



Figura 3: Plano de Riobamba 1992

Nota. Tomado de "Chimborazo Corazón de la Patria", Romero Palacios & Romero Palacios, 1994.

3. RESULTADOS

Del análisis cronológico del crecimiento urbano se ha destacado los siguientes acontecimientos relacionados los diferentes servicios básicos de la ciudad de Riobamba.

3.1. Agua potable

Desde los primeros años de la ciudad una de las principales deficiencias fue el acceso al agua por parte de la población, por gestión de José A. Lizarzaburu y con el apoyo del presidente de la Real Audiencia de Quito, se construyó una acequia que permitía el acceso al agua por parte de la población [7]. En el año de 1889, el cabildo de la ciudad adquiere las fuentes de San Pablo, y se realizan los análisis de estas para su utilización en el consumo humano, tras varios procesos de adjudicación los trabajos se verían terminados recién en la segunda década del siglo XX [2].

El 29 de junio de 1913 se inaugura el sistema de agua potable de la ciudad de Riobamba, según el informe del perito del gobierno, la obra resulta satisfactoria en calidad y cantidad para la ciudad, el sistema se complementa con los tanques de distribución ubicados en la "Loma de Quito" [2].

A pesar de las bondades del sistema, el mismo debió ser reparado, principalmente en el retiro de las tomas rurales existentes en la conducción para de esta manera optimizar el sistema, hacia el año de 1935 con el apoyo del Presidente Velasco Ibarra, se plantea una ampliación al sistema para pasar de 50 litros por segundo a 200 litros por segundo, este caudal se mantuvo hasta la década del 70 del siglo pasado, época en la cual debido al crecimiento acelerado que se impuso en la ciudad el servicio de agua potable empieza a escasear, convirtiéndose en una problemática prioritaria para los alcaldes de turno hasta la actualidad [2].

En el año 2006 se propone el plan maestro de agua potable y alcantarillado de la ciudad que se ha visto envuelto en conflicto por los problemas presentados durante la ejecución de este y que no ha solucionado los problemas evidentes desde fines del siglo pasado [15].

3.2. Canalización

Riobamba desde su creación contó con varias acequias tanto para el abastecimiento de agua como para la eliminación de desechos, con el sistema de agua potable casi listo en 1912, se realizan las gestiones necesarias para poder contar con un sistema de canalización en la ciudad. No es sino hasta 1925, durante la presidencia del Dr. Isidro Ayora, que se toma la decisión de construir la canalización de Riobamba, para lo cual fue necesario el informe del Director Nacional de Sanidad Dr. Pablo Arturo Suárez, quien destaca los problemas sanitarios existentes en la ciudad. Mediante decreto supremo se ordena la Construcción de las obras de canalización de Riobamba el 30 de julio de 1927 [2].

Los trabajos tardarían casi un año en comenzar el 28 de julio de 1928, pero se ejecutaron con rapidez, el 14 de agosto de 1930, con motivo de conmemoración del centenario de la Primera Constituyente, se inaugura el primer tramo del alcantarillado de Riobamba, comprendido por un colector principal de 1000 metros y subcolectores por una longitud total de 11200 metros, para el área comprendida entre las calles Loja, Carabobo, Argentinos y Olmedo [2].

El sistema estaba proyectado para 30 años y 45000 habitantes, en los años 70 se realizó un ampliación del mismo, y para los años 90 se debió construir colectores adicionales para los sectores periféricos de la ciudad [2]. Para inicios de este siglo se contrató estudio y posterior construcción del Plan maestro conjunto con el de Agua Potable.

3.3. Vialidad

Riobamba en su planificación contó con aspectos muy importantes como el trazado ortogonal de sus vías, las que también eran anchas, sin embargo, estas características importantes desde el punto de vista técnico contrastaban con la cantidad de arena que los viendo levantaban del suelo natural de la ciudad y de las cercanías, ya que la llanura de Tapi no contaba con bosques cercanos y el suelo era predominantemente arenoso [2].

En el año de 1893, se da una resolución para el empedrado de la ciudad, trabajos que demorarían hasta 1909 cuando se firman los primeros contratos para el empedrado de las principales vías, las calles empedradas se mantendrían hasta la década del 70 del siglo XX, en esta época se realizan los trabajos de asfaltado en las calles de la ciudad, manteniendo el empedrado en el área comprendida entre las calles Francia, Loja, Orozco y Olmedo, en este periodo también se construye la avenida conocida como "Circunvalación", que es el anillo vial que delimitará el área urbana de la época, hasta los años 90's [2]. Posteriormente a fines del siglo pasado también se asfalta la calle Olmedo para poder recibir las rutas de transporte público de la ciudad.

3.4. Transporte

A inicios del siglo pasado en el año 1908, el municipio firma un contrato con los hermanos Isidoro, César y Domingo Cordovez para la construcción de un tranvía urbano, el mismo que recorrería las calles 10 de Agosto, Congreso Constituyente, Veloz, Bolívar (Espejo) y Sucre (España), este proyecto no se llegó a concluir, debiendo retirarse las rieles instaladas entre 1915 y 1918, posteriormente se retomó la idea del tranvía en este caso eléctrico en 1927, pero este no pudo efectuarse debido a los problemas económicos por los que atravesaba la ciudad [2].

El uso de los automotores se daría desde 1912, pero fue un privilegio reservado para las clases más pudientes. Es en 1935 que circula el primer bus bautizado según registros de la época como "Mery". Para inicios de los años 90, existía en la ciudad 3 cooperativas de transporte público que son: Puruha, Liribamba, y Sagrario [2].

De 1998 a 2002, se incluye en la ciudad el sistema de buses Ejecutivos y Selectivos, pero debido a la crisis bancaria del año 1999 estos sistemas de buses se unificarían en un solo servicio de transporte público. En la actualidad el servicio de transporte público cuenta con 16 líneas que comunican diversos puntos de la ciudad, incluyendo líneas que llegan hasta parroquias rurales de Riobamba y Guano.

4. CONCLUSIONES

De los resultados obtenidos se ha llegado a las siguientes conclusiones:

Riobamba cuenta con un plan de ordenamiento territorial, como exigencia de la actual normativa Nacional, la misma que debe ser actualizada periódicamente en función de las políticas nacionales e internacionales como la Agenda 2030, el plan actual obedece más a una exigencia de la normativa que a las verdaderas necesidades de planificación de la urbe.

Los problemas en los servicios básicos han servido de plataforma política para varias administraciones, quienes han ofrecido acabar con los problemas y que se han enfocado en la solución política sin considerar los aspectos técnicos que permitirían identificar los problemas y sus soluciones.

La planificación de la ciudad no estuvo preparada para la expansión producto de la migración de las comunidades rurales hacia la ciudad, como consecuencia de las remesas de divisas que enviaban sus respectivos familiares desde Europa principalmente, y que se asentó en la periferia alterando la morfología de la ciudad hacia zonas no planificadas, evitando la consolidación dentro del límite urbano previsto, afectando a la capacidad y cobertura de los servicios básicos.

Los aspectos económicos han sido el motor principal para el desarrollo y crecimiento urbano de la ciudad, las épocas de mayor bonanza económica la ciudad ha estado en sincronía con el crecimiento de otras ciudades latinoamericanas, sin embargo, las diferentes fases de crisis económicas y políticas han desfasado el desarrollo de la ciudad por periodos prolongados de tiempo.

La planificación debe ir de la mano con el crecimiento urbano, si bien ha existido una mejora en infraestructura, esta no se ha socializado de manera adecuada ni ha sido parte de un proceso participativo, lo que ha dado como consecuencia que las soluciones propuestas sean insuficientes y/o deficientes.

El comercio y los diferentes obstáculos impuestos en bienes patrimoniales han reducido el espacio para la vivienda en el centro de la ciudad, si el comercio sigue en aumento la ciudad seguirá creciendo y derivando en los problemas expuestos si no se proponen acciones de planificación adecuadas.

El plan de ordenamiento urbano de 1995 se proyectaba para 20 años, en la actualidad se cuenta con un nuevo Plan de Desarrollo y Ordenamiento Territorial, para el cual se debe pensar en sus estrategias de cumplimiento, orientado directamente hacia una mejor ejecución en el crecimiento urbano ordenado lo que permitirá atender las necesidades de la población de manera eficiente y evitar repetir los errores de las dos últimas décadas.

1. GADM Riobamba, «Historia,» [En línea]. Available: <http://www.gadmriobamba.gob.ec/index.php/riobamba/historia>[Último acceso: 06 12 2021].
2. Ilustre Municipalidad de Riobamba, Riobamba en el Siglo XX, C. F. Heredia, Ed., Riobamba: Editorial Pedagógica Freire, 1992.
3. L. Velasteguí, M. Vanga y J. Velasteguí, «Conjunto habitacional de interés social para el barrio san antonio en riobamba. Análisis de factibilidad,» Revista Chakiñan de Ciencias Sociales y Humanidades, nº 7, pp. 40-57, 2019.
4. El Universo, «Explosión de polvorín causó la muerte de diez personas en Riobamba,» 09 diciembre 2002. [En línea]. Available: <http://www.eluniverso.com/2002/12/09/0001/12/D089DE033E65434B92DCA37A6DA74D78.html>
5. F. Cepeda Astudillo, Riobamba imagen, palabra e historia, Riobamba, 2010.
6. C. Velasco Alcívar, «Riobamba Evolución Urbanística,» de Riobamba, Chimborazo y su Gente, Riobamba, 2004.
7. M. T. Romero Palacios y M. E. Romero Palacios, Chimborazo corazón de la Patria, Quito: Romlacio Editor, 1994.
8. G. Paula, Estilos Arquitectónicos, Riobamba: Universidad Nacional de Chimborazo, 2010.
9. J. P. Vinuesa Salinas, Ciudad de Riobamba y Acción Cooperativa, por el acceso al suelo y vivienda, Período 1970 – 1990, Quito: Tesis de Maestría, Facultad Latinoamericana de Ciencias Sociales, FLACSO Ecuador, 2018.
10. F. Barahona AVECILLA, N. Muy Cabrera, O. Barrera Cárdenas y P. Carretero Poblete, «La modulación matemática en la forma urbana del Cantón Riobamba (Ecuador),» Revista San Gregorio, nº 43, pp. 210-227, 2020.
11. P. A. Coello Brito, Estudio del Ordenamiento Territorial para una adecuada expansión urbana, ciudad de Riobamba, Ecuador, Riobamba: Tesis de Maestría, Universidad de Sazburg, 2019.
12. Centro de Estudios Históricos del Ejército Ecuatoriano, «Caballería Blindada,» 2012. [En línea]. Available: <http://www.cehist.mil.ec/historia/caballeria.html>
13. J. R. Gonzalez, «Polvorín Riobamba Explosión Oficial jraudiovideo Juan Ramon Gonzalez Velasquez,» Riobamba, 2003.
14. Asamblea Nacional, «PLENO DECLARA A RIOBAMBA “CIUDAD POLITÉCNICA, UNIVERSITARIA Y TECNOLÓGICA DEL ECUADOR”,» 13 abril 2011. [En línea]. Available: <http://www.asambleanacional.gob.ec/es/noticia/5691-pleno-declara-riobamba-ciudad-politecnica-universitaria-y> [Último acceso: 16 mayo 2016].
15. Consejo de Participación Ciudadana y Control Social, «Veeduría ciudadana al proceso de adjudicación del Plan Maestro de Agua Potable del que es responsable el GAD Municipal de Riobamba,» Riobamba, 2013

Influencia De Partículas Trituradas De PET En La Permeabilidad De Los Morteros Estructurales

Influence Of PET Crushed Particles On The Permeability Of Structural Mortars

Autores

Joaquín Raúl Cuetara Ricardo¹, Dayron Uranga Rodríguez², Maikel Alfredo Bello Miranda³

¹ MSc. Ingeniero Civil, Director de Proyecto de la Asociación Económica Internacional UCM-BBI, Profesor Instructor Adjunto de la Universidad Tecnológica de La Habana (CUJAE), ircuetara@gmail.com,

² Ingeniero Civil Especialista B en la Oficina de Investigación y Patrimonio, Artemisa, dayronuranga@gmail.com,

³ Ingeniero Civil Especialista B Aeródromo UEB Aeropuerto José Martí, La Habana, maikelbello95@gmail.com

RESUMEN

Este trabajo reporta los resultados de ensayos de durabilidad realizados a muestras de morteros estructurales elaborados a partir del uso de partículas trituradas de PET, como un material adicionado en función del peso del cemento o como reemplazo del árido fino. Las partículas de PET se obtuvieron a partir de triturar mecánicamente el plástico con una finura inferior a 4,76 mm. Los valores obtenidos de resistencia a la compresión en los morteros fabricados a partir del empleo de partículas de PET, en cualquiera de su forma de empleo, decrecieron entre 10 y 23 MPa con respecto al mortero de control. Se demostró que en los morteros elaborados con 5 y 10% de PET, para ambas formas de uso, pasa la misma cantidad de corriente que por la del mortero de control; en el caso del 5%, la resistividad eléctrica aumentó 2,4 y 2,1 kΩ·cm respectivamente. Exceptuando la adición de un 15% de PET, la capilaridad respecto al mortero de control es menor. Los valores de absorción capilar obtenidos para el 5 y 10% de PET como adición fueron de 0,40 y 0,33 g/cm², sin embargo, cuando se utilizó como reemplazo fue de 0,34 y 0,31 g/cm². Se concluye que, de las formas en que se empleó el PET triturado, cuando se reemplaza por una parte del árido fino se obtienen mejores resultados que cuando se adiciona a la mezcla en función del peso del cemento. En ambos casos los valores obtenidos fueron inferiores al mortero de control.

Palabras clave: Reciclaje; Adición y sustitución de PET; Permeabilidad, durabilidad y resistencia a la compresión

ABSTRACT

This work reports the results of durability tests carried out on samples of structural mortars made from the use of crushed PET particles, as a material added based on the weight of the cement or as a replacement for fine aggregate. The PET particles were obtained by mechanically grinding the plastic with a fineness of less than 4.76 mm. The compressive strength values obtained in the mortars manufactured from the use of PET particles, in any of their forms of use, decreased between 10 and 23 MPa with respect to the control mortar. It was shown that in the mortars made with 5 and 10% PET, for both forms of use, the same number of current passes through that of the control mortar; in the case of 5%, the electrical resistivity increased by 2.4 and 2.1 kΩ·cm, respectively. Except for the addition of 15% PET, the capillarity compared to the control mortar is lower. The capillary absorption values obtained for the 5 and 10% PET as an addition were 0.40 and 0.33 g/cm², however, when used as a replacement it was 0.34 and 0.31 g/cm². It is concluded that, of the ways in which the crushed PET was used, when it is replaced by a part of the fine aggregate, better results are obtained than when it is added to the mixture based on the weight of the cement. In both cases the values obtained were lower than the control mortar.

Keywords: Recycling; Addition and substitution of PET; Permeability, durability and compressive strength

Nota Editorial: Recibido: Marzo 2022 Aceptado: Junio 2022

1. INTRODUCCIÓN

Entre los años 2015 y 2016, la producción mundial de plásticos ascendió respectivamente a 322 y 335 millones de toneladas [1], muy superior a la producción mundial de acero que fue de 125 y 130 millones de toneladas [2], respectivamente. La situación que presentan los plásticos, especialmente las botellas de PET, es que en una escala de evaluación, después del sedal de pesca, es el material menos sostenible (≈ 450 años) y, una vez que se ha utilizado adecuadamente, son arrojados a vertederos o a los océanos donde durarán todo este tiempo hasta que se desintegren en micropartículas [3]. El reciclaje de PET se realiza desde hace aproximadamente 40 años. Fue en Estados Unidos donde la empresa Saint Jude Polymers inició el proceso de reciclaje de botellas de PET que se ha continuado parcialmente hasta la fecha [4]. Otras empresas, como Wellman Incorporated, entre los años 1980 y 1990 se dedicaron al reciclaje de plásticos, especialmente PET. En la década de 1990, con la tecnología de reciclaje adecuada disponible, se inició el uso de PET reciclado en la fabricación de envases para alimentos, inducido por la Administración de Drogas y Alimentos de EE. UU. [5].

En los últimos años se han desarrollado proyectos con excelentes resultados a escala internacional. En los países más desarrollados, especialmente en Europa, se practica la valorización energética, donde a partir de procesos tecnológicos térmicos (gasificación, pirólisis y despolimerización térmica) y no térmicos (digestión anaerobia, fermentación y tratamiento biológico mecánico) se obtiene gas, metanol, ácido láctico, entre otros [6]. En 2016, los principales exponentes europeos en este sentido fueron Suiza, Austria y Alemania, entre otros [1]. Por otro lado, ciudades como San Francisco han aplicado proyectos como Zero Waste para reducir la fuente de generación; donde se ha evitado llevar el 80% de la basura a los vertederos [7], así mismo, se ha prohibido la venta de botellas de agua PET, siendo la primera ciudad en hacerlo.

En Cuba se han tomado medidas y se han propuesto proyectos de ley para reducir la fuente, reutilizar y reciclar el PET. En 1975 se instituyó la Ley 1288, que obliga a todas las personas jurídicas que en sus procesos productivos o de prestación de servicios generen residuos, que no vayan a ser reutilizados por sí mismos, a entregarlos al reciclaje. Falta cultura del reciclaje, tanto en la población como en el sector estatal [8], pero últimamente los intereses se han dirigido hacia una actividad prometedora que sustituye a las importaciones. Tanto es así que la actividad de reciclaje reportó en el año 2014 un ahorro de 212 millones de dólares por el efecto combinado de

sustitución de importaciones y exportaciones [9].

Todas las medidas tomadas para reducir la fuente, reutilizar y reciclar los plásticos han sido insuficientes. A nivel mundial, el plástico es considerado uno de los materiales más demandados por la sociedad para su uso en las industrias de empaques, construcción y edificación, automotriz, agricultura, entre otras. Considerando el plástico que llega a los océanos anualmente y en promedio un 27% a los vertederos en los países de la Unión Europea, surge la pregunta que los ingenieros deben responder ¿Qué haremos con ellos?

Recientemente, el fin de las investigaciones ha tenido como objetivo encontrar nuevas formas de aprovechamiento de los residuos plásticos para eliminar la cantidad de los mismos, especialmente en los vertederos. La construcción es una de las industrias que mejor adapta este material a sus requerimientos al poder adherirse eficientemente al concreto a pesar de tener una superficie lisa [10-12]. Diferentes estudios han demostrado que el uso de fibras de PET de botellas de agua post-consumo puede ser una solución viable en determinadas construcciones [13-15], ya que además de reducir los residuos de PET, también reduce los costes de producción del hormigón.

En un estudio de caso [16], se combinó PET con materiales puzolánicos para evaluar las propiedades mecánicas y de durabilidad del hormigón autocompactante. Durante los ensayos se percataron que las adiciones de PET reducían el módulo de elasticidad de los hormigones y aumentaban la absorción de agua de estos, contrario a los resultados obtenidos por Dora Fotti en otras investigaciones [16-18], sin embargo, el efecto de los materiales puzolánicos fue contrario al del plástico.

También se han investigado las propiedades mecánicas de los hormigones [19-21]. El objetivo ha sido obtener ecuaciones que predigan con la mayor precisión posible el comportamiento de dichos hormigones, ya que su empleo se ha vuelto más común en los últimos tiempos, lo que permitirá realizar diseños más reales y puntuales. Cuetara [22], fabricó hormigones con la adición de escamas de PET cortadas manualmente en 0,5 y 1% en peso de cemento Portland. En este estudio se analizaron diferentes propiedades del hormigón a partir de ensayos no destructivos (pulso ultrasónico y resistividad eléctrica) y destructivos (resistencia a la compresión y porosidad total). Se concluyó que la adición de hasta 1% de PET durante la fabricación del hormigón no influye en la calidad del hormigón en cuanto a su resistencia a la compresión y porosidad.

En otros estudios [23] se evaluó la influencia de la adición de 1, 3, 5, 7 y 10% de PET en morteros estructurales, concluyendo que el porcentaje óptimo de adición que no compromete las resistencias a compresión y la tensión es del 1%, mientras que las mezclas con 7% incrementaron la resistencia a la flexión en 37,93%. Por otro lado, Frigione [24] analizó, pero sustituyendo hasta un 5% de árido fino por PET, las muestras de hormigón a los 28 días y un año de edad. La investigación concluyó que al año de edad, el concreto no presentó diferencias significativas con respecto a los concretos estándar de la misma edad, siempre que la relación agua/cemento (a/c) sea menor a 0,45; de lo contrario, la apariencia de los poros crece exponencialmente debido, en parte, a la forma plana del PET.

Otra tendencia, como se ha mostrado anteriormente, es la utilización del PET como árido fino en la fabricación de morteros y hormigones. Rahmania [25], estudió el potencial de los residuos de PET para mejorar algunas propiedades del hormigón. Lucolano y Cioffi [26], evaluaron el efecto de la sustitución de residuos de PET por árido fino sobre las propiedades físicas y mecánicas de los morteros fabricados. La cantidad sustituida fue entre el 10-50% en peso del árido fino para obtener seis morteros con diferentes composiciones. Se registró que la conductividad térmica cayó más del 50% con respecto a los morteros tradicionales, sin embargo, las propiedades mecánicas de los morteros con árido fino sustituido por residuos de PET disminuyeron; sin embargo, los resultados concluyeron que pueden ser utilizados especialmente en aplicaciones no estructurales.

Otros autores [26-29], investigaron el comportamiento de hormigones fabricados con 25, 50 y 75 % en volumen de reemplazo de árido fino por residuos de PET frente a esfuerzos de compresión y tracción por flexión, y también se evaluó el módulo de elasticidad, consistencia, trabajabilidad y densidad. Se observó que la densidad disminuyó con el aumento del plástico, al igual que las resistencias a la tracción, a la compresión y a la flexión, que disminuyeron en un 33%. En otros trabajos [30-33], se han mostrado los estudios realizados sobre las propiedades de los áridos a partir de residuos plásticos y como estos contribuyen a la trabajabilidad del hormigón. Los resultados han indicado una disminución del adensidad aparente con el aumento del plástico, ya que en varios casos también disminuyó la absorción de agua, ya que el plástico no absorbe agua como el árido fino que más absorbe. Las resistencias disminuyeron con el aumento del plástico, como en todos los casos vistos. En cuanto a la conductividad térmica, se observó que el coeficiente disminuye al aumentar el plástico, por lo que puede ser un buen aislante térmico.

El presente trabajo compara la influencia de las formas de empleo de las partículas trituradas de PET en forma de escamas sobre en la permeabilidad de los morteros estructurales. Para ello se fabricarán morteros con diferentes porcentajes de adición en función del peso del cemento Portland y en sustitución en función del peso del árido fino, y se evaluará la influencia que tienen el empleo de PET en la permeabilidad de los morteros a partir de ensayos realizados a escala de laboratorio, así como la influencia que tiene el uso de ambos tipos sobre dichas propiedades.

2. MÉTODOS Y MATERIALES

Para la fabricación de los morteros se utilizó un cemento Portland (CP), que responde a la designación P-35 (similar tipo I) de la fábrica Cementos Curaçao N.V, en el municipio de Mariel, en la provincia de Artemisa. Este responde a las características especificadas en la NC 1340 de 2021 (tabla 1).

Tabla 1: Propiedades físicas del cemento (P-35)

Propiedades	Valores	Aceptación NC 1340: 2020
Superficie específica (cm ² /g)	3317	≥ 2800
Tiempo de fraguado inicial (min)	102:00:00	≥ 45
Tiempo de fraguado final (h)	3:02:00	≤ 10
Peso volumétrico (kg/m ³)	1168	
Densidad (g/cm ³)	3,15	
Consistencia normal (%)	24,5	

Se empleó un árido fino de la cantera La Molina con un retenido del 7% en el tamiz No. 4 (malla de abertura de 4,76 mm). En la tabla 2 se muestran sus principales características así como la del PET.

Tabla 2: Propiedades físicas de áridos finos y PET

Propiedades	Árido fino	PET
Peso específico corriente (g/cm ³)	2,61	1,34
Peso específico saturado (g/cm ³)	2,65	-
Peso específico aparente (g/cm ³)	2,72	-
Absorción de agua (%)	1,80	0,08
Masa volumétrica suelta (g/cm ³)	1,48	0,43
Masa volumétrica compactada (g/cm ³)	1,66	0,2
Porcentaje de vacíos (%)	37,00	-
Material más fino tamiz 200 (%)	9,90	-
Conductividad (cal/cm·s·°C)	-	3,36 x 10 ⁻⁴

Las partículas de PET fueron trituradas mecánicamente en el taller de la UEB Reciclaje No. 2 de la Empresa de Materias Primas, luego tamizadas y la fracción pasada por el tamiz de 4,76 mm fue separada, como se detalla en la figura 1. Este fue el tamaño de partícula que se utilizó para la elaboración de los morteros, similar al tamaño de la partícula del árido fino propuesto por la NC 656 de 2008 para un mortero tipo III-2.



Figura 1: Partículas de PET

2.1. Métodos experimentales

El interés del estudio es evaluar la influencia sobre la permeabilidad del tipo de uso que se le puede dar a los residuos de PET para su empleo en la construcción en la fabricación de morteros estructurales, basándose principalmente en las medidas de resistividad eléctrica y la absorción de agua por capilaridad. Asimismo se evaluó su principal propiedad mecánica.

Para estudiar en detalle la resistencia a compresión, porosidad y propiedades eléctricas de los morteros elaborados con adición en función del peso del cemento y reemplazo parcial por el árido fino en los niveles de 5, 10 y 15% de acuerdo con la experiencia internacional. Se optó por utilizar un diseño factorial multinivel con el fin de realizar comparaciones entre los niveles de cada factor (tabla 3). A cada tratamiento se le asignaron dos bloques a ensayar, es decir, se realizó un experimento y una réplica por cada tratamiento y por cada bloque a ensayar, y se fabricaron tres briquetas de mortero. La comparación entre los niveles de cada factor se determinó a partir del análisis de varianza (ANOVA), herramienta estadística fundamental para este tipo de análisis de varianza. Este es un procedimiento estadístico que descompone la variabilidad de un experimento en componentes independientes que pueden asignarse a diferentes causas. En el caso en cuestión, el uso de este procedimiento implica documentar si el valor esperado cambia o no cuando la variable de respuesta se somete a diferentes niveles de un factor documentado. En el presente trabajo se determinaron experimentalmente los niveles de cada factor que lleva a obtener una respuesta óptima con la ayuda del software estadístico StatGraphics Centurion XV.

Tabla 3: Niveles de cada factor

Nivel de adición reemplazo (%)	Tipo de empleo del PET	
	Adición en peso del cemento	Reemplazo en peso de la arena
5	Mortero _{Ad:5}	Mortero _{Ree:5}
10	Mortero _{Ad:10}	Mortero _{Ree:10}
15	Mortero _{Ad:15}	Mortero _{Ree:15}

2.2. Descripción del procedimiento

Se consideró un mortero de control con una resistencia, según norma cubana NC 656 de 2008, superior a 45 MPa a los 28 días. En el caso de la absorción de agua por capilaridad, cuyos criterios de evaluación no están especificados en ninguna norma, se determinó según norma cubana [31], aun así se tomará como parámetro comparativo para evaluar la influencia del PET sobre la permeabilidad de los morteros estructurales. Además, la resistividad eléctrica se determinó según la UNE-83988-2 [37]. Las dosificaciones y la cantidad de materiales a utilizar para cada tipo de mortero se muestran en la tabla 4.

Tabla 4: Dosis y cantidad de materiales

Materiales	MC	Adición de PET basada en peso de cemento			Reemplazo de árido fino por PET		
		AM_5%	AM_10%	AM_15 %	RM_5%	RM_10%	RM_15%
Relación a/c	0,41	0,41	0,41	0,41	0,41	0,41	0,41
Cemento P-35 (g)	711	760	809	858	805	902	1024
Agua (g)	290	210	230	250	330	370	420
Árido fino (g)	1180	1180	1180	1180	1121	1062	1003
PET (g)	0	76	78	119	59	118	177

Leyenda:

CM: Mortero de control

AM: Mortero elaborado con adición de PET en función del peso del cemento Portland en los porcentajes especificados

RM: Mortero fabricado con sustitución de árido fino por PET en los porcentajes especificados

3. RESULTADO Y DISCUSIÓN

En el apartado anterior se justificaron y relacionaron las pruebas a realizar para determinar las propiedades de interés de la presente investigación. Con el fin de caracterizar el material final, diseñado para su uso en la fabricación de morteros estructurales, ya sea en adición o sustitución de árido fino. A continuación se enumeran las pruebas realizadas y se comentan los resultados obtenidos.

3.1. Resistencia a la compresión

La resistencia a la compresión en los morteros se determinó a las edades de 3, 7 y 28 días con el fin de evaluar su incremento en el tiempo. Su comportamiento se muestra en la figura 2. En todos los casos los valores de resistencia a la compresión de los morteros con las partículas de adición y reposición de PET, a los 28 días de edad, no superan los 45 MPa, lo que exige la norma cubana para este tipo de mortero estructural.

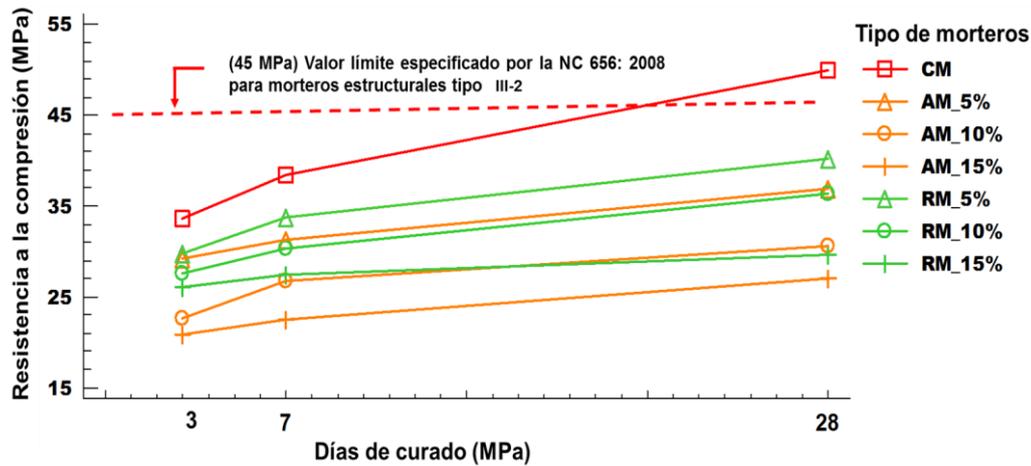


Figura 2: Evolución de la resistencia a la compresión con el tiempo de curado (días)

El análisis de varianza indicó que existen diferencias estadísticamente significativas entre las medias de las variables en estudio, sin embargo, la prueba multirango reveló que entre los morteros con 5 y 15% de adición y reemplazo de partículas de PET, respectivamente, no existen diferencias entre ellos. Por otro parte, existe una gran diferencia entre los morteros fabricados a partir del uso de PET con respecto al mortero de control. En ninguno de los casos, adición o reemplazo, el valor de resistencia a la compresión superó el establecido por la norma cubana NC 656 de 2008. Sin embargo, se infiere que los valores de resistencia a la compresión de los morteros fabricados con reemplazo de árido fino por partículas de PET son superiores a los valores obtenidos en los morteros que se fabricaron con partículas de PET adicionado en peso del cemento, mostrando así diferencias estadísticamente significativas entre las medias de las variables.

3.2. Resistividad eléctrica

Para determinar los valores de resistividad eléctrica se empleó el método de los cuatro puntos (Wenner) descrito en la norma española [32]. En todos los casos, de los valores de resistividad eléctrica medidos en los morteros se infiere que sus velocidades de corrosión son moderadas según [33] (ver figura 3). Los resultados obtenidos en los morteros elaborados con partículas de PET como adición en peso del cemento no muestran diferencias estadísticamente significativas respecto a los elaborados con partículas de PET empleadas como material de reemplazo del árido fino. Solo los morteros AM_15% y RM_15% son un 1,22% y un 4,40% inferiores al mortero de control, respectivamente. La tendencia de los valores es a incrementarse para los niveles de 5 y 10% en el caso de que se utilice como aditivo, en cambio, cuando se utiliza como reemplazo de árido fino, la tendencia es a incrementar hasta en un 5%, entonces, el mortero elaborado con 10% de reposición mantiene valores de resistividad eléctrica sin diferencia estadísticamente significativa con el mortero de control. Para el reemplazo del 15%, la resistividad eléctrica mostrada es 1,8 k Ω ·cm menor que el mortero estándar, sin embargo, la prueba de rango múltiple identifica ambos morteros en el mismo grupo, lo que significa que no existen diferencias estadísticamente significativas entre ellos.

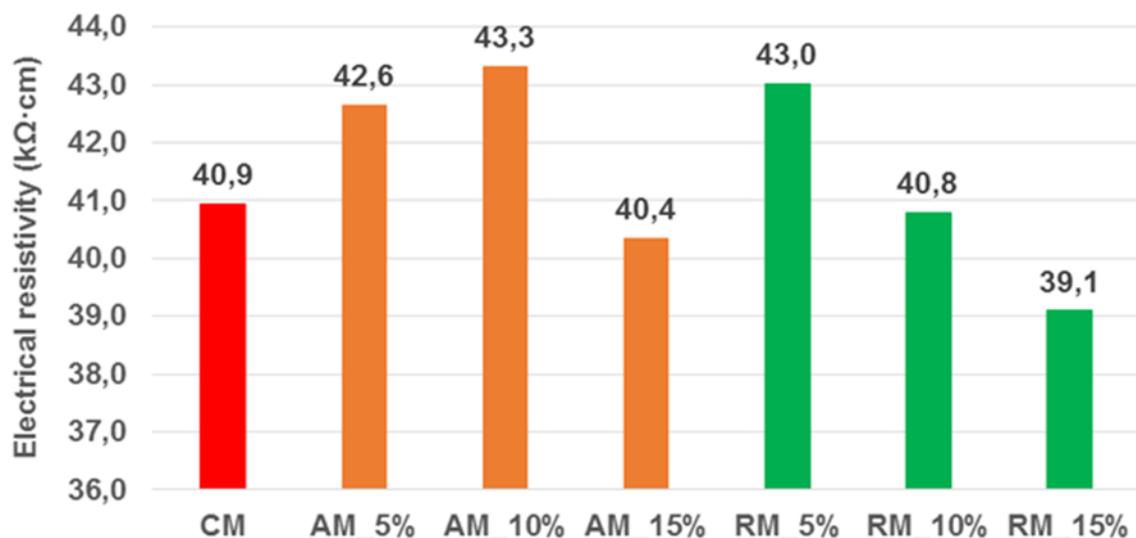


Figura 3: Promedio de los valores de resistividad eléctrica de los morteros curados hasta 28 días

3.3. Absorción de agua capilar

Para la prueba de absorción de agua capilar se realizaron 48 especímenes, entre el experimento y la réplica, y a los 28 días de curado como lo especifica la NC 171 de 2002. Los resultados obtenidos se muestran en la figura 4; que muestra como los valores de absorción de agua por capilaridad disminuyen en función de las proporciones de partículas de PET empleadas durante la fabricación de los morteros. El uso de PET en cualquiera de las formas que se ha empleado en la investigación ha provocado la disminución de los valores de resistencia a la compresión de los morteros estructurales, sin embargo, al aumentar el contenido de partículas de PET en la mezcla, provoca el truncamiento de los poros capilares, lo que explica la reducción de los valores de absorción de agua por capilaridad. El ensayo multirango realizado demuestra que no existen diferencias estadísticamente significativas entre los diferentes morteros fabricados y que todos los valores son inferiores al mortero de control, excepto el mortero AM_15%. La misma prueba concluyó que el valor de absorción capilar obtenido en el mortero AM_15% es atípico, pues los resultados infieren que no pertenece a la misma distribución que el resto de la muestra. Por tal razón, se procedió con el análisis de la influencia de los efectos principales en la absorción de agua por capilaridad, tal cual se detalla a continuación.

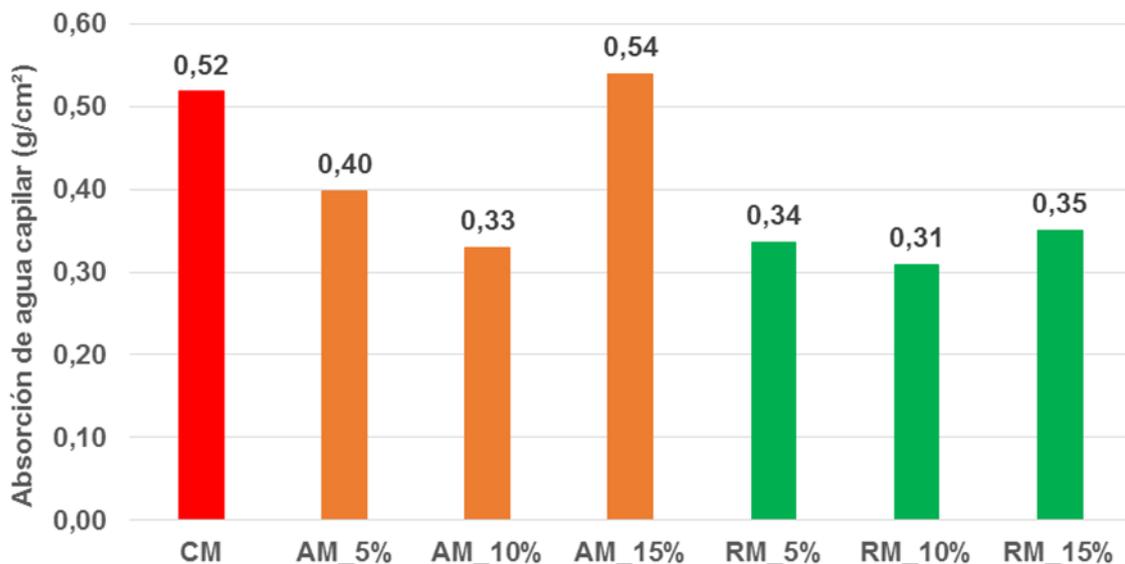


Figura 4: Promedio de los valores de absorción de agua capilar de los morteros curados hasta 28 días

Los análisis realizados sobre los valores de absorción capilar, independientemente del tipo de mortero fabricado, la curva muestra un comportamiento convexo, sin embargo, en el caso de los valores de resistividad eléctrica, el comportamiento de la curva es cóncavo (ver figura 5a y 5b). La relación indirectamente proporcional que muestran ambas propiedades en los morteros estructurales fabricados a partir del uso de partículas de PET en forma de escamas, deduce la capacidad de las mismas para reducir la permeabilidad de los morteros, lo que se traduce en una mayor durabilidad. Los resultados confirman que el uso de PET triturado en forma de escamas no solo reduce la permeabilidad de los morteros estructurales sino que también los hace más tortuosos, especialmente para el uso de la proporción del 10% independientemente de la forma en que se utilice. Los ensayos de absorción de agua capilar y de resistividad eléctrica, que se sabe que están relacionados con la tortuosidad de la microestructura [34], indican que los morteros fabricados con PET en sustitución del árido fino son menos porosos y más tortuosos que los fabricados con PET como una adición. En el caso en que las partículas de PET se usaron para reemplazar el árido fino, los resultados de reducción de la permeabilidad fueron más significativos que cuando se usó como una adición en función del peso del cemento Portland.

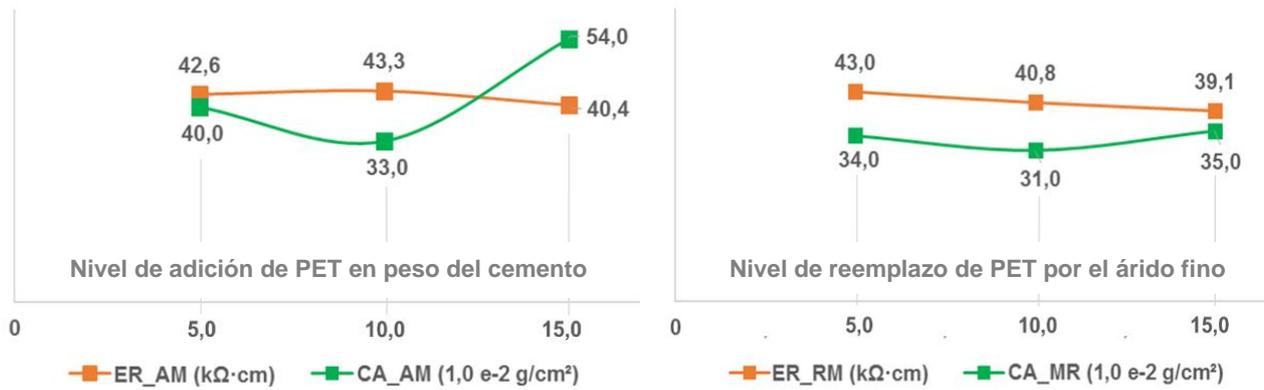


Figura 5: Comportamiento de las curvas ER y AC. a) Morteros estructurales elaborados con partículas de PET adicionadas en base al peso del cemento Portland y b) Morteros estructurales elaborados con partículas de PET en sustitución del árido fino

Leyenda:

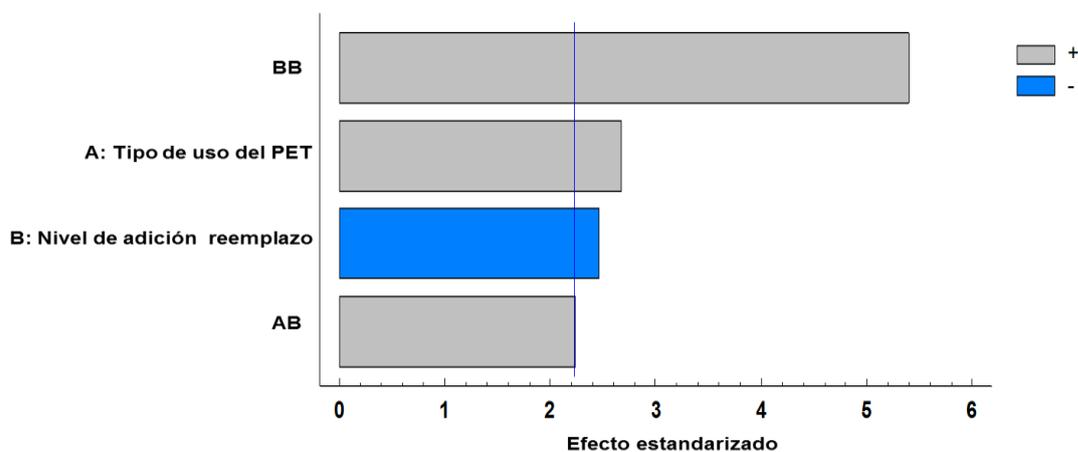
ER_AM: Resistividad eléctrica de morteros con adición de PET

ER_RM: Resistividad eléctrica de morteros con sustitución de árido fino por PET

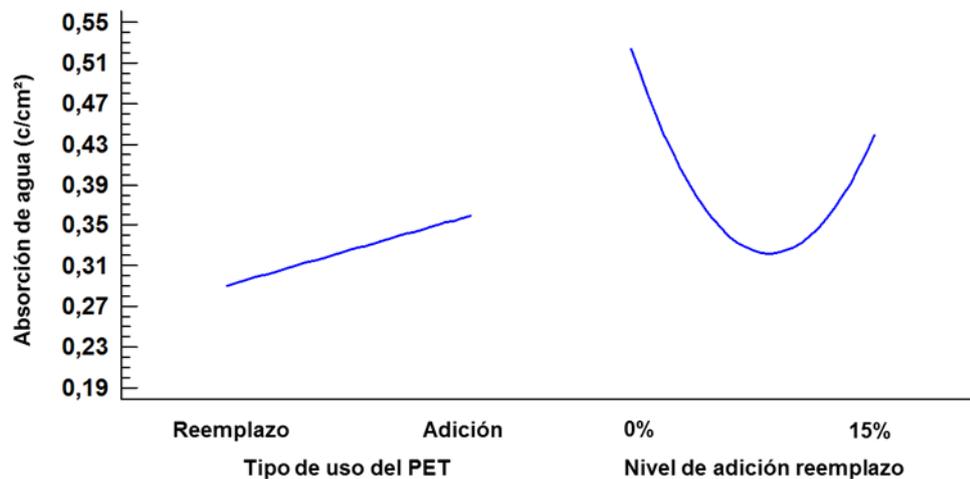
CA_AM: Absorción capilar de morteros con adición de PET

CA_RM: Absorción capilar de morteros con sustitución de árido fino por PET

Para confirmar los criterios concluidos anteriormente, se diseñó un experimento factorial multinivel para medir la influencia de los efectos principales (tipo de uso del PET y nivel de adición y sustitución) de los morteros curados hasta 28 días sobre la resistencia a la compresión y la absorción de agua por proceso de capilar. En el caso de la absorción capilar de agua (ver figura 6a y 6b) el efecto principal (nivel de adición y reposición) influye positivamente, es decir, cuando aumenta el nivel de adición y/o reposición, los valores de absorción capilar disminuyen hasta el proporción del 10% y luego aumenta del 15%, sin embargo, el efecto principal (tipo de uso de PET) tiene una influencia negativa, es decir, cuando se utiliza PET triturado en escamas para reemplazar el árido. Los valores de absorción por capilaridad fina son más bajos que cuando se tritura el PET se utiliza como complemento. En términos de durabilidad, el efecto de la sustitución del árido fino por PET triturado en la fabricación de morteros estructurales hace que el agua, por superficie, suba más lentamente que con el uso de PET como aditivo.



a)



b)

Figura 6: Influencia de los efectos principales en la absorción de agua por capilaridad: a) Diagrama de Pareto y b) Diagrama de efectos principales

4. CONCLUSIONES

Las conclusiones responden al cumplimiento de los objetivos principales que han guiado el desarrollo de este estudio. Estos han tenido como objetivo estudiar la permeabilidad de los morteros fabricados a partir del uso de PET en dos tipos de empleo y a diferentes niveles, así como evaluar la influencia de los factores antes mencionados en la resistencia a la compresión y absorción de agua por capilaridad. Del análisis de los resultados de la presente investigación se puede concluir que:

Todos los morteros fabricados a partir del uso de PET, en cualquiera de sus formas de empleo, son menos resistentes que el mortero de control. Los valores obtenidos para la resistencia a la compresión a los 28 días de curado de los morteros fabricados con PET son inferiores entre 10 y 23 MPa a los morteros de control a base únicamente de cemento portland y árido fino.

Las medidas de resistividad eléctrica, en el caso de los niveles de adición y reposición del 5 y 10%, para ambos tipos de uso de PET, se comportaron superiores al mortero control con valores que superaron los 42 y 43 kΩ·cm. Por otro lado, la absorción de agua por capilaridad tendió a disminuir según el tipo de uso del PET y los niveles de reposición, salvo el 15% de adición, este resultado fue mayor que el mortero estándar. Asimismo, se demostró que existe una correlación entre ambas propiedades, ya que los valores de resistividad eléctrica tendieron a aumentar contrario a los valores de absorción de agua por capilaridad tendieron a disminuir. La combinación de tales medidas demuestra la capacidad del PET triturado, en cualquiera de sus tipos de uso, para modificar la estructura interna de los morteros, haciéndolos más tortuosos y menos impermeables.

Del análisis experimental, diseñado para determinar la influencia de factores como el uso de PET y el nivel de adición y sustitución, sobre la resistencia a la compresión y la porosidad, se deduce que los morteros fabricados con PET en reemplazo del árido fino son más resistentes y paralelamente absorben menos cantidad de agua que los morteros fabricados con PET como adición en peso del cemento. Sin embargo, a medida que aumenta el nivel de reemplazo disminuye la resistencia a la compresión. En el caso de la absorción de agua por capilaridad, los valores mostraron el comportamiento de una función convexa, tendiendo a disminuir hasta el 10% y aumentar para el nivel del 15%.

5. AGRADECIMIENTOS

Los autores agradecen al equipo del laboratorio de materiales de construcción del Centro de Estudios de la Construcción y Arquitectura Tropical (CECAT) de la Universidad Tecnológica de La Habana.

1. PlasticEurope. Plásticos – Situación en 2017. Un análisis de los datos sobre producción, demanda y residuos de plásticos en Europa y el mundo. 2017; Available from: www.plasticseurope.org.
2. WSA, Steel statistical tearbook 2021: A cross-section of steel industry statistics, in Anual. 2021, World Steel Association.
3. A.B. Acebedo, J. E. Posada, Polietileno tereftalato como reemplazo parcial del agregado fino en mezclas de concreto. *Revista Ingenierías Universidad de Medellín*, 18 (34) • Enero-Junio 2019 • pp. 45-56 • ISSN (en línea): 2248-4094
4. C.E. Carraher, J., *Polymer chemistry*. VI ed. 2003, 270 Madison Avenue, New York, NY 10016: Marcel Dekker Inc.
5. Nicholson, J.W., *The chemistry of polymers*. v ed. 2017: Royal Society of Chemistry.
6. NOAA and WHSG, Marine debris is everyone's problem. 2018, NOAA Marine Debris Program; Ocean Conservancy; Woods Hole Sea Grant: EUA.
7. Forrest, M., *Recycling of polyethylene terephthalate*. First Published ed. Vol. I. 2016, Shawbury, Shrewsbury, Shropshire, SY4 4NR, UK: Smithers Rapra Technology Ltd. 348.
8. Hurd, D.J. Best practices and industry standards. in *PET plastic recycling*. 1997. Bronx, NY, USA: Bronx 2000 Associates Inc.
9. Book, W., *Waste to energy in Austria*, in *Waste to energy in Austria*. 2010: Austria.
10. Choi, Y.W., et al., Effects of waste PET bottles aggregate on the properties of concrete. *Cement and Concrete Research*, 2005. 35: p. 6.
11. Marzouk, O.Y., R.M. Dheilly, and M. Queneudec, Valorization of post-consumer waste plastic in cementitious concrete composites. *Waste Management*, 2007. 27: p. 9.
12. Foti, D., Use of recycled waste pet bottles fibers for the reinforcement of concrete. *Composite Structures*, 2013. 96: p. 9.
13. Ávila, C. et. al., PET de desecho y su uso en el concreto. Capítulo 6: *Materiales sustentables y reciclados en la construcción*. 2da Edición, 2019, ISBN: 978-84-943418-0-9.
14. León, D., Fernández, D., Influencia de las fibras de PET en la velocidad de corrosión del acero en el concreto reforzado [Tesis de Maestría, Universidad Católica de Colombia]. Repositorio Institucional – Universidad Católica, repository.ucatolica.edu.co, 2020.
15. Ochi, T., S. Okubo, and K.C.C.C. K. Fukui, Development of recycled PET fiber and its application as concrete-reinforcing fiber. *Cement & Concrete Composites*, 2007. 29: p. 448-455.
16. Sadrumontazi, A., et al., The combined effects of waste PET particles and pozzolanic materials on the properties of self-compacting concrete. *Journal of Cleaner Production*, 2016.
17. Foti, D. and F. Paparella, Impact behavior of structural elements in concrete reinforced with PET grids. *Mechanics Research Communications*, 2014. 57: p. 10.
18. Soroushian, P., J. Plasencia, and S. Ravanbakhsh, Assessment of reinforcing effects of recycled plastic and paper in concrete. *ACI Materials Journal*, 2003. 100(3): p. 203-207.
19. Mohammed, A.A., Modelling the mechanical properties of concrete containing PET waste aggregate. *Construction and Building Materials*, 2017. 150: p. 595-605.
20. Rodríguez, L., Chávez, M., Lartategui de Roshardt, F., Letona, A. P., Factibilidad del uso del PET Reciclado en elementos de cubierta y envolventes. *Ingeniería* 27 (2): 40-55, ISSN: 2215-2652; 2017. San José, Costa Rica.
21. Saucedo, J., Atoche, J., Muñoz, S., Uso de los agregados PET en la elaboración del concreto: Revisión de la literatura. *Rev. Avances Investigación en Ingeniería*. Vol. 18 Núm. 2, 2021 <https://doi.org/10.18041/1794-4953/avances.2.6942>
22. Cuetara, J.R., Empleo de residuos de botellas de polietileno de tereftalato triturados en forma de escama como adición en la fabricación del hormigón. *Ciencia & Futuro*, 2018. 8(4): p. 29-48.
23. Hameed, A.M. and B.A.-F. Ahmed, Employment the plastic waste to produce the light weight concrete. *Energy Procedia*, 2019. 157: p. 30-38.
24. Frigione, M., Recycling of PET bottles as fine aggregate in concrete. *Waste Management*, 2010. 30: p. 6.
25. Rahmani, E., et al., On the mechanical properties of concrete containing waste PET particles. *Construction and Building Materials*, 2013. 47: p. 1302-1308.

26. Lucolano, R. and R. Cioffi, Recycled plastic aggregate in mortars composition: Effect on physical and mechanical properties. *Materials & Design*, 2013. 52: p. 916-922.
27. Umasabor, R., Daniel, S., The effect of using polyethylene terephthalate as an additive on the flexural and compressive strength of concrete, *Heliyon*. 2020 Aug; 6(8): e04700 doi: 10.1016/j.heliyon.2020.e04700
28. da Silva, T.R.; Cecchin, D.; de Azevedo, A.R.G.; Valadão, I.; Alexandre, J.; da Silva, F.C.; Marvila, M.T.; Gunasekaran, M.; Garcia Filho, F.; Monteiro, S.N. Technological Characterization of PET—Polyethylene Terephthalate—Added Soil-Cement Bricks. *Materials* 2021, 14, 5035
29. Kolhapure B.K., Chavan A., Irshad A., Amar B., Patel H. Eco friendly concrete by partial replacement of sand by shredded pieces of PET plastic bottles. *Int. Res. J. Eng. Tech.* 2018; 5 (5):1259–1263. [Google Scholar]
30. Saikia, N. and J.d. Brito, Mechanical properties and abrasion behaviour of concrete containing shredded PET bottle waste as a partial substitution of natural aggregate. *Construction and Building Materials*, 2014. 52: p. 236-244.
31. S. Shahidan, et. al. Concrete incorporated with optimum percentages of recycled polyethylene terephthalate (PET) bottle fiber, *Int. J. Integr. Eng.*, Vol. 10, Núm. 1, pp. 1–8, 2018
32. Kolhapure et. al., Eco friendly concrete by partial replacement of sand by shredded pieces of PET plastic bottles. *Int. Res. J. Eng. Tech.*, Vol. 5 Núm. 5, 2018, pp. 1259-1263
33. Brahim, S., Mohamed, S., Adjamila, A., et al. The use of plastic waste as fine aggregate in the self-compacting mortars: Effect on physical and mechanical properties., *Construction and Building Materials* Vol. 43, pp. 436-442, Jun. 2013. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2013.02.049>
34. J.Bard, A. and L.R. Faulkner, *Electrochemical Methods. Fundamentals and Applications*. 1980: Jon Wiley & Sons Ed.

Modelo Computacional Para Analizar El Comportamiento De Geomallas Biaxiales Aplicadas En El Reforzamiento De Suelos Para Pavimentos

Computational Model To Analyze The Behavior Of Biaxial Geogrids Applied In Soil Reinforcement For Pavements

Autores

Luis Miguel Pincay Baque¹, Félix Michael Hernández López²

¹ Ingeniero Civil Universidad Técnica de Manabí UTM, Avenida Urbina, y, Portoviejo 130105, Ecuador, luispincay23@hotmail.com

² Doctor en Ciencias Profesor Titular de la Universidad Tecnológica de La Habana José Antonio Echeverría CUJAE, Calle 114 # 11901 / Ciclovía y Rotonda CP 19390, La Habana Cuba, fmichaelhl@gmail.com

RESUMEN

El artículo presenta los resultados de la modelación computacional de una capa de pavimento reforzada con una geomalla biaxial, para ello se emplea un software multipropósito basado en el método de los elementos finitos ABAQUS/CAE. Inicialmente, se explican las diferentes etapas del proceso de modelación computacional de un ensayo de módulo de superficie, en dicho proceso se va transitando por cada una de las invariantes detallando las principales características e hipótesis tomadas en los modelos de carga, las condiciones de borde y las características de los materiales. Posteriormente, se realiza una calibración matemática y física de los resultados tomando como referente un programa experimental. Luego de definir el modelo se realiza un estudio donde primero se analizan los distintos mecanismos de comportamiento de la estructura reforzada y los mismos son contrastados con lo que plantean las referencias bibliográficas. Finalmente, se realiza un análisis cuantitativo de cuanto mejora el comportamiento de la estructura con la inclusión del refuerzo a distintas profundidades.

Palabras claves: Geomalla biaxial, modelación computacional, pavimentos.

ABSTRACT

The article presents the results of the computational modeling of a pavement layer reinforced with a biaxial geogrid, for which a multipurpose software based on the ABAQUS/CAE finite element method is used. Initially, the different stages of the computational modeling process of a surface modulus test are explained. In this process, each one of the invariants is explained, detailing the main characteristics and hypotheses taken in the load models, the boundary conditions and the characteristics of the materials. Subsequently, a mathematical and physical calibration of the results is carried out, taking as a reference an experimental program developed by an author in the bibliography. After defining the model, a study is carried out where first the different behavior mechanisms of the reinforced structure are analyzed and they are contrasted with what the bibliographical references suggest. Finally, a quantitative analysis is made of how much the behavior of the structure improves with the inclusion of the reinforcement at different depths.

Keywords: Biaxial geogrid, computational modeling, pavements.

1. INTRODUCCIÓN

El empleo de las geomallas es considerado en el mundo como una técnica efectiva para mejorar el comportamiento y alargar el servicio de diversas estructuras de tierra (Ej. Terraplenes, taludes, cimentaciones, muros de contención y pavimentos.) En el caso particular de los pavimentos han sido de gran utilidad tanto en el reforzamiento de vías no pavimentadas como en aquellas que cuentan con un paquete estructural.

El aporte de la geomalla en los pavimentos centra sus bases en tres mecanismos resultantes de la interacción de esta con el suelo a reforzar [1-3] : El confinamiento lateral, el aumento de la capacidad de carga y el efecto de membrana tensada. Figura 1.

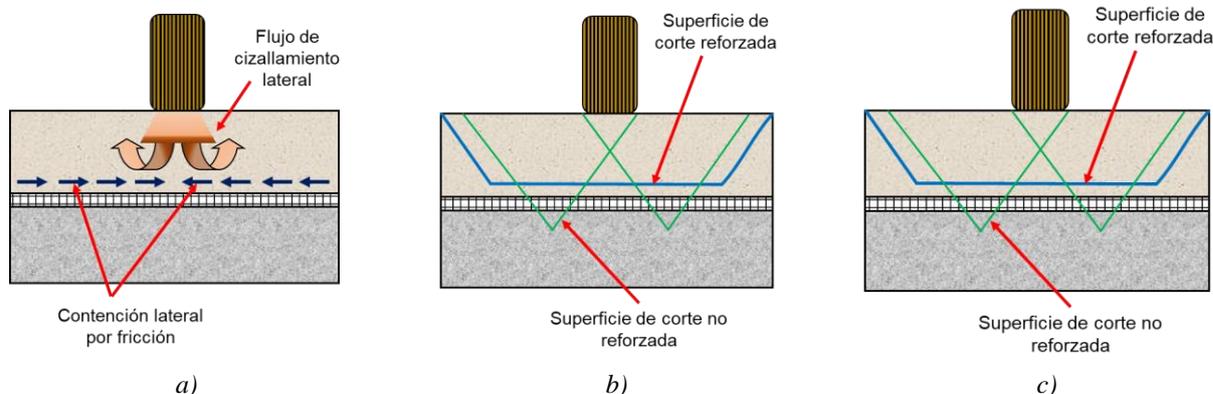


Figura 1: Mecanismos provocados por el reforzo: a) confinamiento lateral; b) aumento de la capacidad de carga; y c) efecto de membrana extensible.

El principal mecanismo asociado con la función de reforzo para pavimentos flexibles es la restricción lateral o confinamiento [4]. El nombre de este mecanismo puede ser engañoso ya que la restricción se desarrolla a través de una fricción en la interfaz entre el geosintético y el árido, por lo tanto el mecanismo es de resistencia al esfuerzo cortante en la interfaz [5]. Cuando una capa de pavimento compuesta por árido es sometida a la carga de tráfico, el árido constituyente de la capa tiende a moverse lateralmente a menos que su movimiento se encuentre impedido por la subrasante o por el reforzo con el geosintético. La interacción entre los áridos de la capa de base y el geosintético permite la transferencia del esfuerzo cortante desde la capa de base a un esfuerzo de tracción en el geosintético. La rigidez a tracción del geosintético limita las deformaciones laterales en la capa de base. Además, el geosintético confina la capa de base, lo que aumenta su tensión media y por tanto aumenta la resistencia al esfuerzo cortante. Ambas características, de fricción y de confinamiento en la interfaz entre el suelo y el geosintético, contribuyen a este mecanismo. Por consiguiente, las aberturas de la geomalla y el tamaño del material de la capa de base deben estar en consonancia [6]. Un geotextil con una buena capacidad de fricción también puede proporcionar resistencia a la tracción para el movimiento lateral de los áridos.

La mayoría de estudios relacionados con el comportamiento de estas subestructuras están ligados a investigaciones experimentales tanto a escala reducida como en tramos de pruebas [6-8]. Durante los últimos años con el avance de los ordenadores se ha potenciado cada vez más el empleo de las herramientas numéricas para la evaluación de las geomallas dentro de la estructura, en este sentido el método de los elementos finitos (MEF) y el método de los elementos discretos [9] han constituido las herramientas más empleadas por eficiencia para predecir los desplazamientos, las tensiones e incluso la falla del sistema. El presente artículo tiene como objetivo fundamental evaluar el comportamiento de bases no aglomeradas reforzadas con una geomalla biaxial en pavimentos flexibles, para ello combinará los resultados experimentales con los modelos computacionales de un sistema multicapa de Burmister.

2. MATERIALES Y MÉTODOS

2.1. Modelo experimental

Para el desarrollo del artículo se toma como referente para el proceso de calibración y validación los resultados de un ensayo de módulo de superficie desarrollados en la Facultad de Ciencias Matemáticas, Físicas y Químicas de la Universidad Técnica de Manabí (UTM), Figura 2. El objetivo del experimento fue evaluar el comportamiento de pavimentos rígidos antes varias solicitaciones. Para ello se construyeron dos tipos de cimiento uno compuesto por el suelo natural de la zona y otro con una capa de subbase granular (Subbase Clase III) de 25 cm de espesor.



Figura 2: Tramo experimental construido en la UTM.

Para la preparación del cimiento del tramo, primero, se caracterizaron sus materiales componentes a partir de tomar muestras y llevarlas al laboratorio para realizar los ensayos pertinentes. Los materiales ensayados fueron el suelo del sitio de construcción y un material granular traído desde una cantera ubicada dentro del cantón Portoviejo clasificada como base Clase III. Se realizaron ensayos de granulometría e índices de consistencia, el ensayo Proctor con el objetivo de obtener la humedad óptima y máxima densidad, necesarios para los controles de compactación en la obra y precisar el valor de CBR (Índice Soporte de California) para el diseño.

Tabla 1: Tabla resumen de los resultados de caracterización del suelo.

Propiedad	Subrasante	Subbase Granular (Clase III)
Límite líquido	44.1	38.9
Límite plástico	27.2	30.2
Índice de Plasticidad (%)	16.9	8.7
Clasificación	A-7-6 (IP >LL-30)	A-2-4
Densidad seca (kg/m ³)	1382	1860
Humedad óptima P.M (%)	28.78	15.2
CBR (%)	3.9	61

El objetivo de la prueba de carga fue determinar módulo de reacción (k) del cual también se extrajo el módulo elástico en la superficie. Para la realización del ensayo se colocó un camión de aproximadamente 40 ton como contrapeso y una viga metálica de referencia tal como se muestra la Figura 3, debajo de la placa se colocó arena para lograr uniformidad en el momento de aplicación de la carga. La prueba se lleva a cabo según la norma ASTM- D1195 [11] empleando una placa de 76 mm de diámetro y 2 mm de espesor y comparadores de carátulas de 10 mm de rango y precisión una centésima de milímetro.



Figura 3: Preparación del ensayo con placa de carga estática.

A continuación, se muestran en una tabla y gráfico los resultados:

Tabla 2: Resultados del ensayo con placa de carga realizado en la UTM

Presiones en el experimento	Carga aplicada	Presión en la placa	Presión en la placa	Desplazamiento	Desplazamiento		
					psi	N	MPa
0	0.0	0.000000	0.00	0	0.00000	0.000000	0.000
750	9159.8	0.020084	20.08	0.006	-0.00015	-0.000681	-0.681
1750	21251.8	0.046598	46.60	0.025	-0.00064	-0.001580	-1.580
2750	33343.8	0.073112	73.11	0.0438	-0.00111	-0.002479	-2.479
3750	45435.8	0.099626	99.63	0.1108	-0.00281	-0.003377	-3.377
4750	57527.8	0.126140	126.14	0.1765	-0.00448	-0.004276	-4.276
5750	69619.8	0.152654	152.65	0.1885	-0.00479	-0.005175	-5.175

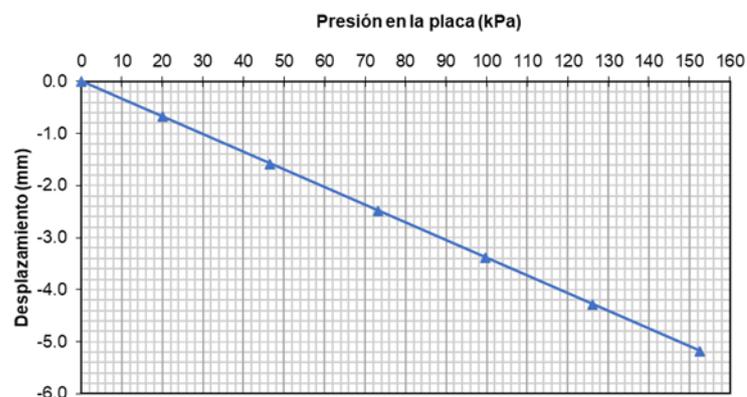


Figura 4: Preparación del ensayo con placa de carga estática.

2.2. Modelo numérico

La construcción del modelo numérico toma como punto de partida la prueba realizada en la UTM inicialmente, se modelará el suelo sin refuerzo para contrastar y calibrar los resultados (tipo y cantidad de elementos finitos) con el experimento. Luego, al modelo validado se le colocará una geomalla biaxial a una profundidad de 100 mm para analizar el comportamiento del refuerzo dentro de la estructura tomando como referencia lo planteado en la literatura. Finalmente, se analizará como influye la colocación del refuerzo y se cuantificará su aporte en la estructura. A continuación, se describirán las invariantes del modelo que generaliza el estudio (modelo reforzado con geomalla biaxial). El programa computacional para la realización del estudio será el ABAQUS/CAE.

a) Geometría

La geometría del modelo al simular un ensayo de placa constituye un problema con infinitos grados de libertad, por tanto, es necesario considerar un medio de dimensiones finitas descrito por un macizo elástico y continuo. El modelo se construyó de acuerdo a la teoría de capas elásticas de [12] siguiendo los criterios del “modelo de una capa con placa rígida de carga”. Como el modelo fue validado con resultados experimentales realizados en la UTM, se siguieron las recomendaciones de la norma de ensayo estático con placa de carga [11] empleados para este propósito.

El dominio se representa como un semiespacio continuo, las dimensiones de este dominio se establecieron teniendo en cuenta el criterio de autores como [13-16] a fin de evitar que la cercanía del contorno pueda distorsionar los resultados. Aprovechando la ventaja que ofrece la simetría del experimento solo se modelará la cuarta parte del medio, permitiendo disminuir considerablemente el costo computacional de la solución figura 5

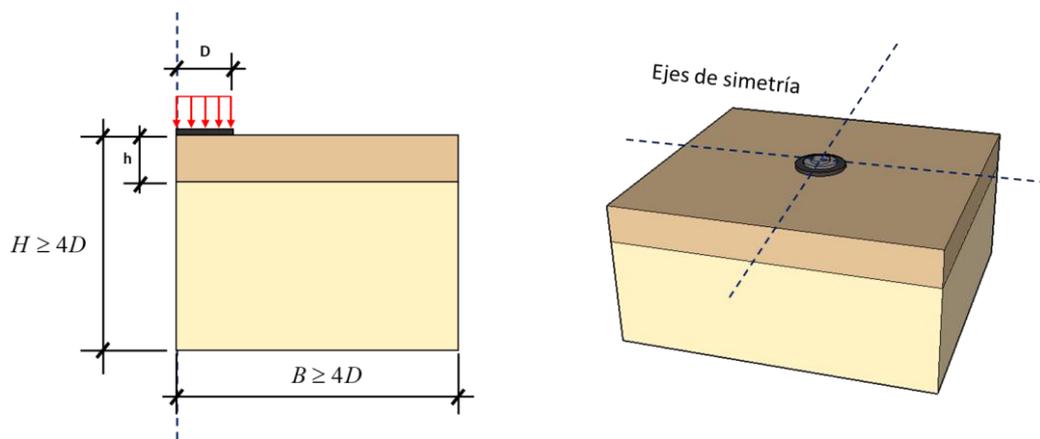
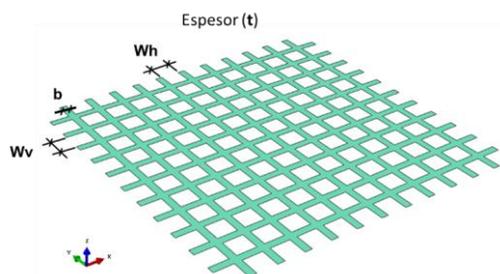


Figura 5: Esquema del modelo tridimensional del suelo.

La geomalla se modeló como un sólido 3D (figura 6), teniendo en cuenta las dimensiones de las aberturas y el espesor de la geomalla. A continuación, se presenta esquema con las características geométricas de la de geomalla empeladas en la investigación.



- Abertura en la dirección horizontal (W_h): 34 mm
- Abertura en la dirección vertical (W_v): 34 mm
- Ancho de la membrana (b): 4 mm
- Espesor de la membrana (t): 1.0 mm

Figura 6: Dimensiones de la geomalla empleada en la investigación.

b) Modelación constitutiva del material

La modelación del material se desarrolló teniendo en cuenta que el módulo en la superficie es un parámetro elástico, por eso, se toma un modelo constitutivo lineal elástico con módulo de elasticidad (relacionado con el módulo resiliente para los modelos de respuesta en pavimentos) y el coeficiente de Poisson (ν), ambos fueron estimados en función de la clasificación de los suelos de subrasante y subbase a partir de trabajos realizados por [17]. En la validación del modelo estas propiedades se estimaron a partir de la clasificación de los suelos del tramo experimental de la UTM. Los resultados se muestran en la tabla 3.

Tabla 3: Propiedades elásticas estimadas para los suelos de los experimentos numéricos.

Clasificación del suelo según AASHTO	Capa	Módulo de Elasticidad (MPa)		Coeficiente de Poisson (ν)	
		Intervalo	Valor medio	Intervalo	Valor medio
A-7-6	Subrasante	35-93	55	0.3-0.4	0.35

La geomalla está conformada por polímero de alta densidad con un módulo de elasticidad de 605 MPa y un coeficiente de Poisson de 0,2. La tensión máxima de la tela a tracción es 292 kN/m para una deformación de 2%. En el caso del análisis como no se trata de una prueba de capacidad de carga los esfuerzos no se llevan al límite en los materiales, por tanto, solo se considerarán los parámetros elásticos del material.

c) Condiciones de contorno e interacciones

Teniendo en cuenta el costo computacional que representa modelar el continuo completo cuando el modelo tenga la geomalla y aprovechado las ventajas de comportamiento simétrico del problema, se decide realizar la primera simplificación geométrica en ambos modelos tomando la cuarta parte del modelo tridimensional. En este sentido las condiciones de contorno juegan un papel primordial ya que determinan las restricciones de simetría. Existe la posibilidad de realizarlo de forma axial-simétrica pero el análisis posterior del comportamiento de la geomalla biaxial condiciona que el análisis se realice en tres dimensiones.

Para lograr estas condiciones de simetría en el eje "Y" se restringe los grados de libertad en ese sentido (el desplazamiento y todos los giros), de igual forma se realiza en el eje "X". A las condiciones de contorno en el exterior del dominio se le restringió los grados de libertad en X y Y, solo permitiendo desplazamientos en la vertical. En el fondo se colocaron condiciones de empotramiento (6gl). Finalmente, se colocó una condición de desplazamiento vertical en la placa rígida introduciendo un desplazamiento de 0,005 m (5 mm, valor aproximado al máximo desplazamiento obtenido en el ensayo de placa). Ver figura 7.

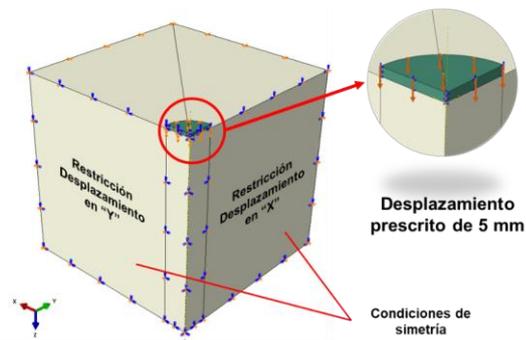


Figura 7: Condiciones de contorno de ambos modelos numéricos.

En el modelo existirán dos relaciones de interacción. La primera es entre las superficies de los suelos de subbase y subrasante. En esta interacción se consideran ambos suelos totalmente vinculados por tanto se toma un contacto del tipo "Tie". La segunda es entre el suelo de subbase y la geomalla en este caso se modeló considerando que el suelo se introduce dentro de los huecos de la geomalla para ello se tomaron dos superficies de contacto (maestra/esclava) completamente adheridas tal como plantean [18, 19]. Esto evitará que ocurra un deslizamiento en la interfaz dentro del suelo y permitirá evaluar el efecto de confinamiento lateral en el suelo. Estas restricciones basadas en la superficie se aplican mediante la eliminación de los grados de libertad de la superficie esclava para mantener el mismo movimiento de transición y rotación igual a los de la superficie maestra. Para lograr esto se asigna el suelo como superficie maestra y la geomalla como superficie esclava (figura 8).

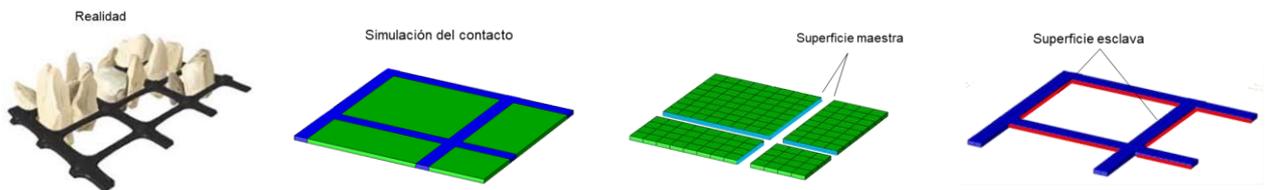


Figura 8: Interacción entre el suelo de subbase y la geomalla biaxial

d) Aplicación de las cargas

La carga en el ensayo se aplicó sobre una placa rígida, lo que nos aleja de la posibilidad de simular el proceso como una carga distribuida en la superficie, ya que la distribución de presiones en una placa rígida es no uniforme y tiende al infinito cuando nos acercamos al borde, figura 9. Esto se demuestra con la expresión que describe la distribución de presiones para ese caso obtenida por [20] reflejada también en el libro de [21].

$$q(r) = \frac{qa}{2(a^2 - r^2)^{0.5}} \quad \text{si } r = 0 \therefore q = \frac{q}{2}$$

$$\text{si } r = a \therefore q \rightarrow \infty$$

- a: radio de la placa
- q: valor medio de la presión.
- r: posición del punto en la función

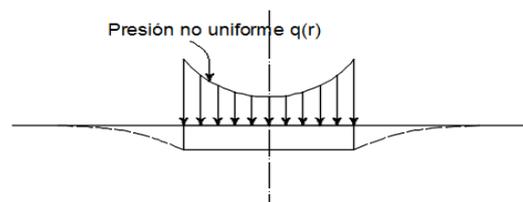


Figura 9: Representación del modelo teórico de una placa rígida en el pavimento.

Para modelizar este efecto en el software, se asignó una restricción del tipo "coupling" sobre un punto de referencia. Este tipo de restricción permite que tanto los desplazamientos como los esfuerzos que se apliquen sobre el punto de referencia sean distribuido en una superficie definida uniformemente. Para simular el ensayo se coloca una carga incremental que se controla en el paso del cálculo en forma de rampa con incrementos del 10% del total a aplicar hasta llegar al 100% (0,7 MPa), en este punto se determina cual es la deflexión en el suelo en el centro de la placa.

e) Simplificaciones geométricas (análisis de dominio)

Las características geométricas de la geomalla y del sistema de suelo provocan que el costo computacional de la solución sea extremadamente grande debido al elevado número de elementos finitos, incluso antes de hacer el análisis de la sensibilidad de la malla. Por tanto, es conveniente analizar el tamaño del dominio para realizar posibles simplificaciones en la geometría. Para realizar este análisis se tomó el modelo sin geomalla (mayores deflexiones) y se considera que la cercanía de las condiciones de borde en el modelo puede generar distorsiones en los resultados, es por ello que se analiza en la horizontal hasta dónde se propaga el efecto de la deflexión (U3), mientras que en la vertical se evaluará hasta que profundidad se propagan las tensiones (S33).

Se construye del mismo modelo del experimento dos gráficos de distancia vs variable analizada que se muestran a continuación.

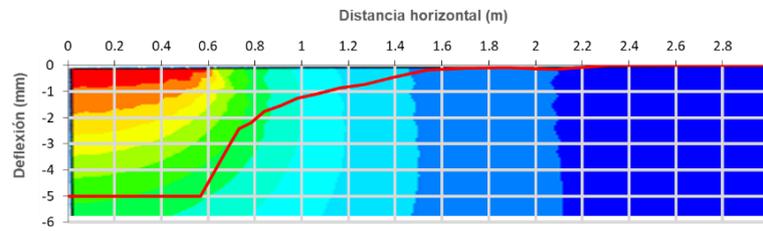


Figura 10: Análisis de las deflexiones en la dirección horizontal.

Como puede observarse en la Figura 10, a medida que la distancia aumenta desde el punto de aplicación de la carga, el cuenco de deflexiones se va cerrando hasta un punto donde sus valores son prácticamente despreciables, lo que evidencia que a la distancia de aproximadamente de 1,5 m ya las deflexiones pueden despreciarse y por tanto pudiera hacerse una reducción del dominio en ese sentido de 3 m que tenía anteriormente a la mitad (1,5 m), al ser simétrico el dominio en las direcciones de "X" y "Y" queda reducido al mismo valor.

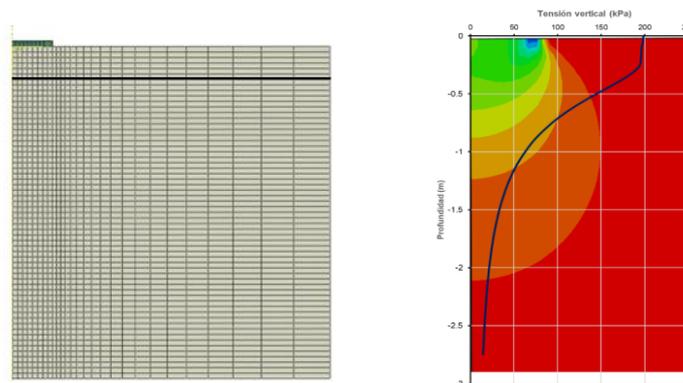


Figura 11: Análisis de las tensiones en la vertical.

La figura 11 muestra cómo se van disipando las tensiones en la profundidad encontrándose en la superficie los mayores valores. Se puede observar que sobre la profundidad aproximadamente de 2 m los valores de tensiones son muy pequeños, no son cercanos a cero, pero considerando que uno de los efectos principales de las geomallas es la reducción de los esfuerzos verticales, se puede considerar una reducción del dominio hasta esa profundidad. Finalmente, el modelo geométrico del suelo queda reducido a un macizo de 1,5 x 1,5 x 2 m permitiendo así que se reduzcan un número considerable de elementos finitos tanto en el suelo como en la geomalla.

f) Calibración matemática y física de los resultados

A partir de estudios realizados con anterioridad [9, 18, 19, 22] en estos modelos solo se varió la densidad de malla sin cambiar el tipo de elemento o esquema de integración. Se probaron 10 densidades en la zona de interés, partiendo de una malla gruesa (100 mm) hasta una muy densa (10 mm), en cada caso se extrajo la variable de respuesta (presión debajo del centro de la placa marcado en rojo) Figura 12.



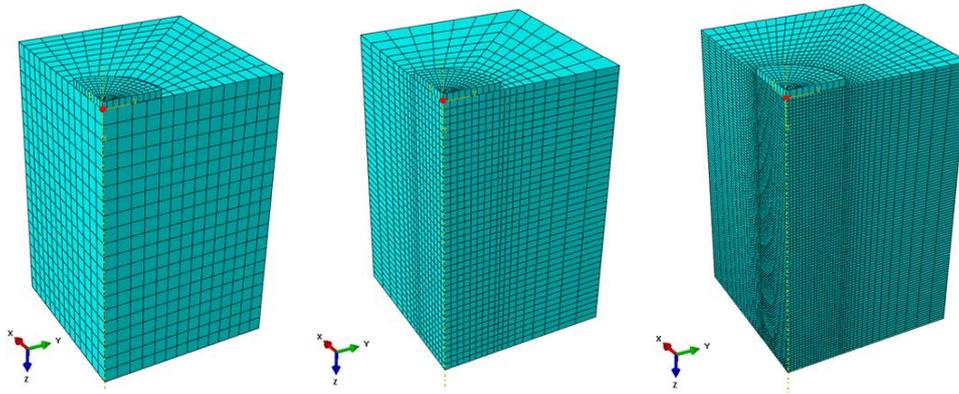


Figura 12: Ejemplo de la progresión que sigue el incremento de la densidad de malla en el suelo de subrasante.

Las variantes se representaron en un gráfico para evaluar el comportamiento de la variable de respuesta y definir cuando el modelo estabiliza la solución. El hardware empleado para la simulación fue un Procesador Core i5 con una memoria RAM de 8 Gb. Conocer las características hardware es importante pues el proceso de calibración está condicionado por la disponibilidad computacional. Los resultados se muestran en el siguiente gráfico.

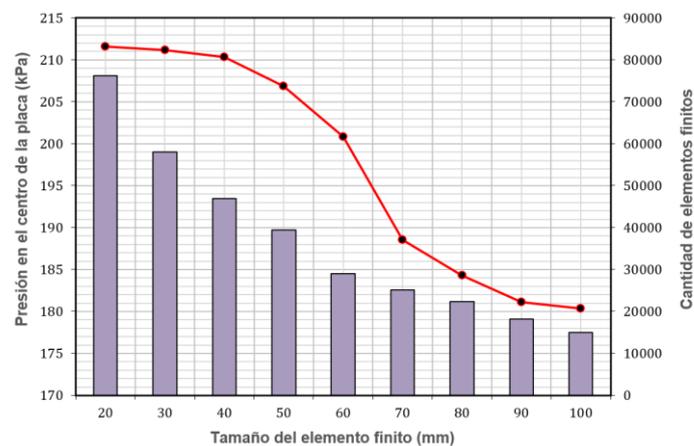


Figura 13: Análisis de la densidad de malla en los modelos del suelo

La figura 13 muestra que a medida que aumenta la densidad de malla, el valor de las presiones debajo de la placa van aumentando hasta determinado punto (50 mm), donde se torna asintótico, esto significa que a partir de ahí no se obtendrán mejoras en la convergencia numérica del modelo, sin embargo, continuaría aumentando el costo de cómputo, tal es el caso que la última variante (10 mm) no aparece en el gráfico ya que el costo computacional del modelo superó la disponibilidad de cómputo que se tenía para la investigación.

Después de una valoración de los criterios antes tratados, se decidió adoptar la densidad de malla del modelo (40 mm), ya que este se encuentra dentro del rango estable de la solución y el costo computacional no es elevado.

g) Calibración física constitutiva y validación del modelo

Cuando se modelan fenómenos de la ingeniería relacionados con la mecánica del sólido usualmente se emplean propiedades específicas de los materiales útiles para el desarrollo de determinado modelo constitutivo, estas propiedades generalmente son el producto de múltiples ensayos, donde se extrae el valor medio como resultado.

El uso de estos valores medios para la modelación computacional al momento de validar la solución experimental trae ciertos errores, ya que las propiedades constitutivas del experimento en realidad no coinciden en la mayoría de los casos con los valores medios. Para ello es que se desarrolla lo que se conoce como calibración física donde se variarán las propiedades constitutivas del modelo numérico hasta obtener una respuesta similar a la del experimento, siempre siguiendo la aleatoriedad que persiguen dichas propiedades.

Se simuló el ensayo tomando el módulo de elasticidad de los extremos del intervalo y el valor típico (Tabla 3) y en cada caso se extrajo en el mismo punto de control, la presión que es necesaria ejercer en el suelo para lograr una deflexión de 5.0 mm en el suelo. Luego, se realizó un análisis inverso, donde a partir de la ecuación de regresión con las respuestas obtenidas y entrando con el valor resultante en el experimento (presión para obtener una deflexión de 5.0 mm), se estima el posible módulo de elasticidad del suelo en el campo. En la figura 14 se muestra un gráfico con los resultados.



Figura 14: Carga aplicada para obtener 5.0 mm de deflexión teniendo en cuenta el intervalo de confianza de las resistencias del suelo.

En la figura 15 se puede validar los resultados comparando el modelo numérico sin calibrar (valor medio del módulo de la capa)

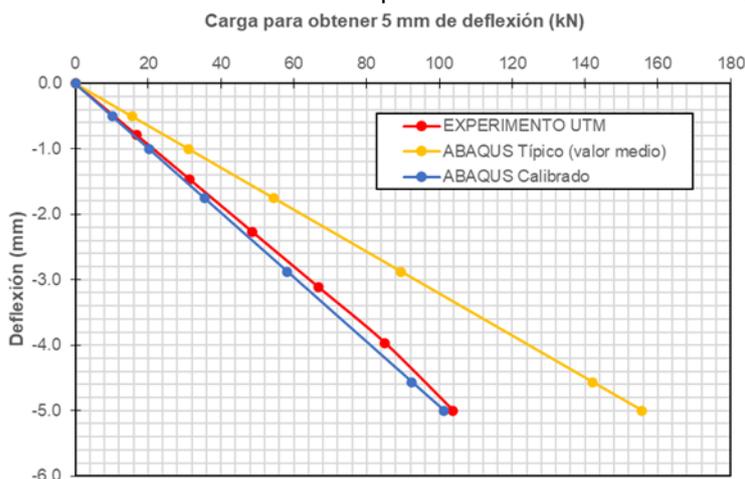


Figura 15: Comparación de los resultados del modelo numérico sin calibrar y el calibrado con el experimento.

Como se observa en el gráfico, el modelo calibrado físicamente se comporta similar al ensayo físico [23]. Con ello es posible decir que la respuesta del modelo numérico se acerca bastante a la realidad. Es necesario aclarar que estas condiciones no son definitivas, pues los suelos para carreteras tienen un comportamiento extremadamente heterogéneo y muy difícil de caracterizar. Sin embargo, este estudio sirve como referencia para decir que el modelo numérico representa una aproximación fiable de un ensayo estático con placa de carga.

A partir de los resultados obtenidos en el tramo experimental y en el modelo numérico se puede concluir que con un modelo empleado y una correcta calibración matemática y física fue posible la modelación confiable del ensayo con placa de carga, por lo que será posible también modelar el mismo ensayo con la colocación de una geomalla biaxial.

3. RESULTADOS Y DISCUSIÓN

A partir de los resultados obtenidos en la calibración matemática del problema y su validación con los resultados experimentales, se puede utilizar el modelo para determinar el aporte resistente de las geomallas biaxiales en capas de pavimentos. Para ello primeramente se estudiará el efecto que tienen estas en el suelo tratando de verificar su comportamiento mecánico, tal y como lo describen los autores en la bibliografía. Se realizará un estudio de la profundidad de colocación de la geomalla. Finalmente, se concluye con un análisis cuantitativo de cuanto es el aporte resistente.

3.1. Análisis del comportamiento de las geomallas biaxiales en el suelo

Para definir el comportamiento de las geomallas en el suelo se parte de corroborar lo planteado por los autores relacionado con su principio de funcionamiento. Para la realización del estudio se confeccionaron dos modelos numéricos correspondiente a un ensayo con placa de carga (con geomallas y sin ellas). En los modelos se analizaron el comportamiento de variables exteriores e interiores, estas variables son:

- Deflexión (externa)
- Módulo de superficie (externa)
- Tensión vertical (internas)
- Tensión en la malla (internas)

El análisis de las variables se realiza en forma de imágenes policromáticas y gráficos de comportamiento. En cada caso se contrasta los resultados de la capa sin reforzar con aquellos modelos que tienen colocado la geomalla biaxial. A continuación, se muestra en la figura 16 los dos modelos a los que se hace referencia.

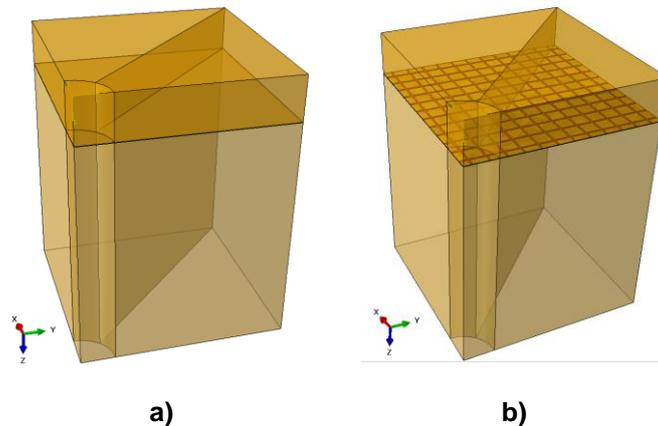


Figura 16: Modelos numéricos empleados en el estudio

El comportamiento de la geomalla se describe a partir de los planteado por [3], relacionado con el desempeño que puede tener este elemento en el suelo. En este caso solo se toma el modelo reforzado con el fin de evaluar los mecanismos en el suelo (figura 17) y como finalmente inciden en el comportamiento resistente.

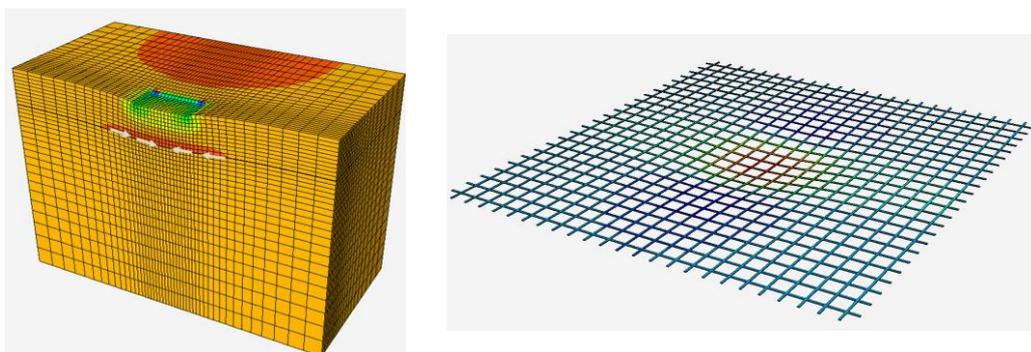


Figura 17: Comportamiento de la geomalla dentro del suelo

En la figura 17 policromática aparecen unas tensiones en la dirección que indican las flechas, esto evidencia el efecto de restricción lateral de la geomalla en el suelo. Este comportamiento es causado por la fricción entre el geosintético y el material subyacente. El material que queda dentro de las oquedades de la geomalla actúa como una fuerza de corte resistente entre las interfaces. Cuando cualquier pavimento está sometido a fuerzas cíclicas (tráfico), el agregado presente en las capas granulares tiende a moverse lateralmente y precisamente este fenómeno reduce considerablemente los desplazamientos laterales permitiendo que la capa obtenga resistencia a estas fuerzas.

Si se analiza solo la geomalla se puede notar que aparecen tensiones de tracción en la zona de influencia de la aplicación de la carga, esto da muestra de otros de los efectos que ofrece las geomallas en el suelo, el “efecto membrana”. El geosintético soportará la carga proveniente del eje funcionando como una membrana tensada, el refuerzo producirá una reacción vertical con el fin de minimizar la acción de la carga producida por el vehículo. Este efecto reducirá la tensión transmitida al lecho del pavimento, otorgándole una mayor capacidad de carga. Ambos efectos aportan en resistencia a la estructura lo cual queda evidenciado en el aumento de los módulos de superficie.

Para realizar estos estudios se trazaron dos líneas de muestreo, tomando como referencia las coordenadas de los puntos cada 4 cm. El muestreo horizontal permitirá evaluar el comportamiento del cuenco de deflexiones y abarca una línea desde el inicio hasta el final de la superficie del dominio. El muestreo vertical inicia en la superficie debajo del centro de la placa y se mueve en la profundidad del suelo. Ver figura 18.

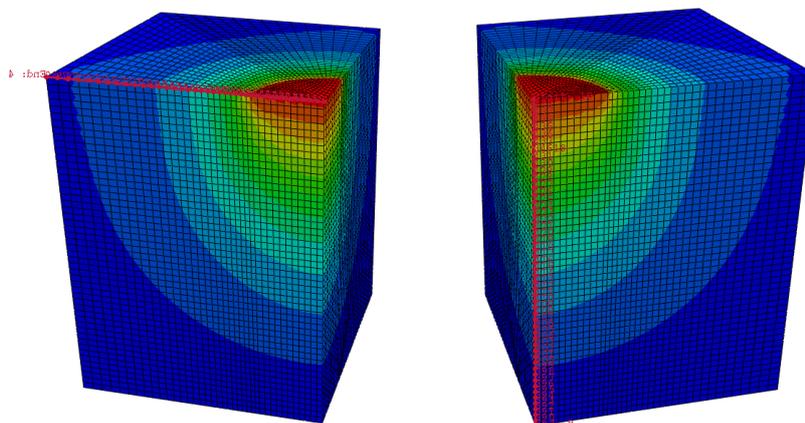


Figura 18: Muestreo de los puntos por coordenadas para analizar el comportamiento de las variables

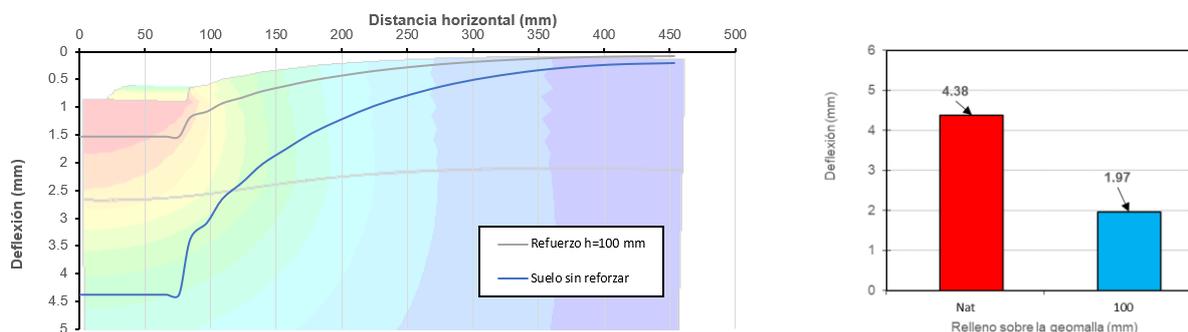


Figura 19: Comportamiento de las deflexiones superficiales

Como resultado del muestreo horizontal puede observarse en ambos gráficos de la figura 19 que existe una reducción considerable de las deflexiones, lo que evidencia el aporte de las geomallas dentro de la masa de suelo. La diferencia entre ambas soluciones es de un 56 %. Esta reducción puede ser traducida a un incremento del módulo de superficie, esta afirmación queda demostrada a partir de sustituir los valores en la expresión derivada de las formulaciones de Boussinesq presentada en el libro [21] definida como:

$$E = \frac{\pi(1-\nu^2)qa}{2 \cdot w_o} \quad (1)$$

Donde:

- q : Presión ejercida sobre la placa de carga (MPa)
- a : Radio de la placa
- w_o : Deflexión máxima en el centro de la placa
- ν : Coeficiente de Poisson del suelo

La presión ejercida en la placa que se empleó para el desarrollo del estudio es la equivalente a una fuerza de reacción de 10 ton aproximadamente (0,22 MPa), el radio de la placa es de 380 mm. Luego tomando las deflexiones obtenidas se tiene que:

Tabla 3: Resultados del módulo de superficie

Variante	Deflexión	Módulo de superficie (MPa)
Suelo natural	4.35	33.04
Suelo con geomalla	1.13	73.42

Como se observa en la tabla con el empleo de las geoceldas existe un mejoramiento considerable en la resistencia del suelo. Si analizamos el suelo natural se tiene que este corresponde aproximadamente con un suelo de 3,6% de CBR, el cual es considerado como un material de baja calidad y luego de la colocación de las geomallas esta se convierte en un material que por sus características puede ser empleado en subrasantes adecuadas para recibir un tráfico medio.

3.2. Profundidad de colocación

En la práctica profesional una de las principales interrogantes a tener en cuenta para la colocación de esta tecnología es la profundidad de colocación de la geomalla. Algunos las colocan a muy poca altura de la superficie mientras que en otros casos se les cubre con cierto espesor del mismo material.

En la investigación se realiza un análisis donde se pretende determinar el efecto que puede tener en el funcionamiento de la geomalla el recubrimiento. Para ello se construyen un total de cinco modelos con una geomalla de 34 x 34 mm de abertura, se varía el recubrimiento desde 50 hasta 250 mm. En todos los casos la variable respuesta a controlar es la deflexión y por consecuencia el valor del módulo de superficie.

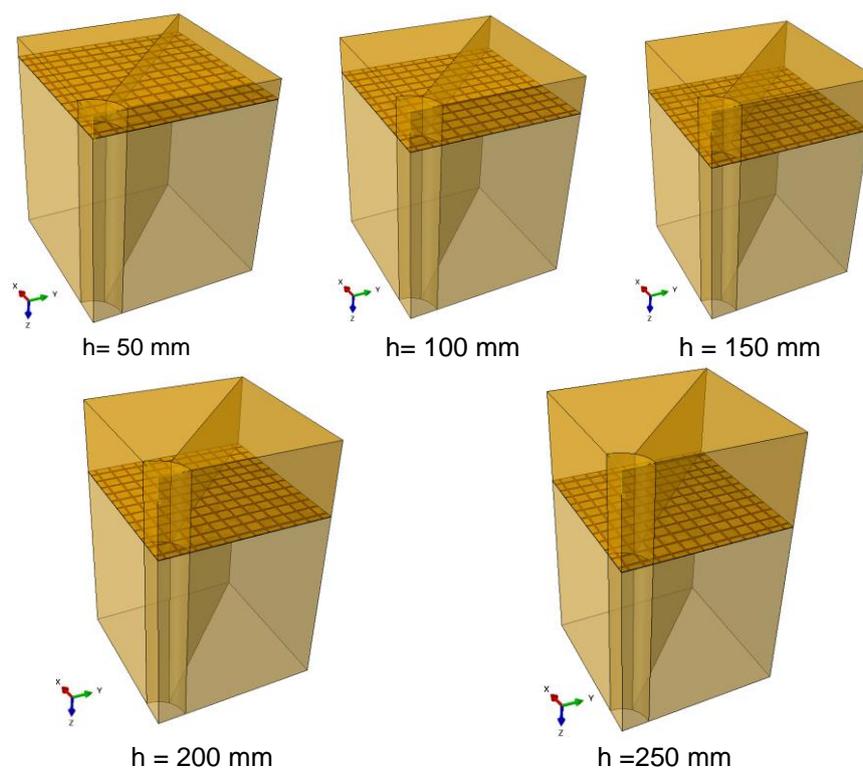


Figura 20: Profundidades analizadas en el estudio

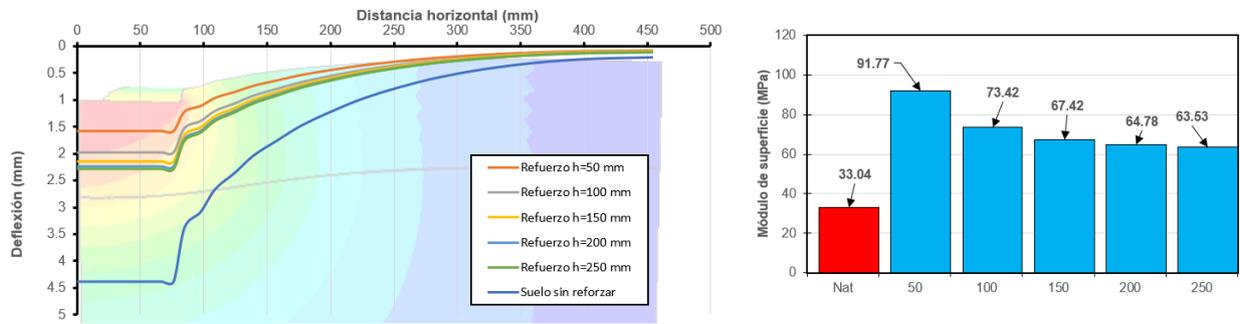


Figura 21: Cuenco de deflexiones y módulos de superficie para distintos espesores por encima de la geomalla

Los valores de las deflexiones (figura 21) se reducen en todos los casos comparado con el suelo natural. Se puede observar que cuando el suelo de recubrimiento supera los 100 mm las deflexiones máximas prácticamente no cambian lo que indica que el aumento del espesor de la capa provoca que gran parte de los esfuerzos sean disipados a través de esta restándole influencia a la geomalla. Para corroborar lo planteado anteriormente se analizó en todos los casos las tensiones de tracción en la geomalla (S11) verificando que a medida que el espesor se incrementa estas tensiones disminuyen, figura 22.

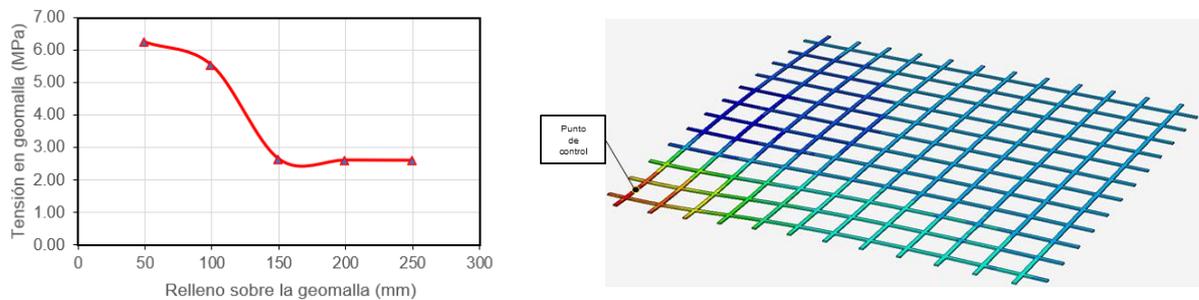


Figura 22: Comportamiento de las tensiones de tracción en la geomalla

3.3. Evaluación del aporte de la geomalla

Para evaluar el aporte de la geomalla en el pavimento, se tomó como referencia el modelo del sistema sin reforzar con un espesor en la base granular de 25 cm (valor usualmente empleado para un tráfico muy pesado). De este modelo se extrae el desplazamiento y por tanto también los valores de módulos de superficie. Posteriormente, se modeló el mismo sistema reforzado con la geomalla, pero en este caso se varió el espesor de la base granular hasta alcanzar el mismo desplazamiento en la superficie del modelo sin reforzar.

Para cuantificar este el aporte se emplea una expresión propuesta por varios autores [22, 24] que establece una relación porcentual entre el sistema reforzado y el sistema sin reforzar.

$$BCR[\%] = \left[\frac{(h_{B, \text{sin reforzar}} - h_{B, \text{Reforzar}})}{h_{B, \text{Reforzar}}} \right] \cdot 100 \quad (2)$$

BCR: Porcentaje de reducción del espesor de capa con el empleo del reforzamiento

Este estudio se realizó un diseño experimental con tres suelos de base de diferentes canteras (B1, B2 y B3) y una misma subrasante (SR) con el fin de obtener un valor característico para cada caso. A continuación, se muestran los valores característicos de cada uno de los materiales implicados en el experimento.

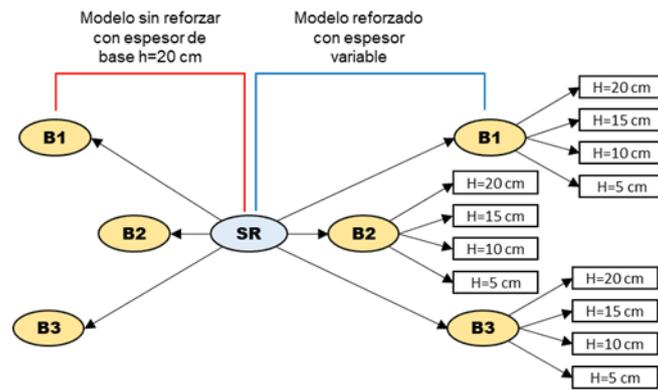


Figura 23: Diseño experimental realizado en la investigación

Tabla 4: Valores característicos de los materiales empleados en la investigación

Propiedad	Base 1	Base 2	Base 3	Subrasante
CBR [%]	20	30	40	3.2
Módulo resiliente [MPa]	155	168	202	32
Coefficiente de Poisson	0.35	0.35	0.35	0.35

Como resultado del análisis se obtuvo una curva para cada tipo de base, donde entrando con la deflexión del modelo sin reforzar y se obtiene el espesor de base que complementado con la geomalla ofrecen el mismo valor. Los resultados se muestran en el gráfico y la tabla.

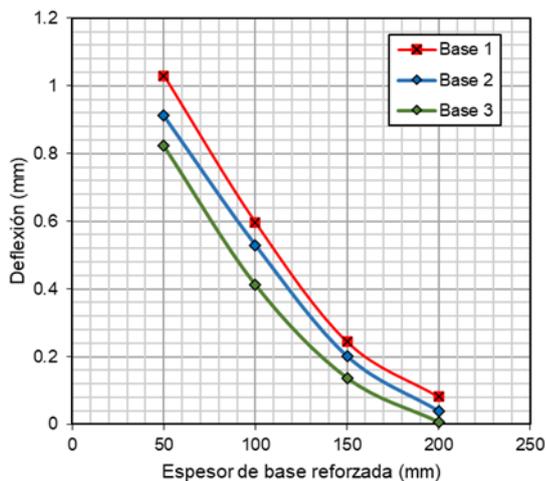


Figura 24: Resultados del diseño experimental

Tabla 5: Aporte de la geomalla en cada caso

Material	Espesor reforzado	Espesor sin refuerzo	BCR [%]
B1	95 mm	200 mm	52.5%
B2	74 mm	200 mm	63.0%
B3	50 mm	200 mm	75.0%



Como se observa en la tabla 5, todas las bases analizadas con el empleo de la geomalla ofrecen una reducción del espesor superior al 50 %, por otra parte, si se relacionan las calidades de las bases con los BCR se manifiesta que a medida que existe un incremento en la resistencia de los suelos se incrementa el porcentaje de BCR, lo que indica claramente una mayor reducción en el espesor en la capa. Estos análisis están ligados directamente con el impacto técnico económico de cualquiera de estas soluciones, ya que vincula no solo el empleo de la geomalla como técnica de reforzamiento sino su adecuada combinación con determinados suelos para obtener resultados óptimos.

4. CONCLUSIONES

En la investigación se realizaron estudios que pretenden reducir los costos en ensayos experimentales a partir de combinar simulación computacional y experimentación, este enfoque viene integrado en un proceso, donde después de simular numéricamente el fenómeno se realiza una calibración matemática y física, después es validado teniendo en cuenta las mismas condiciones del experimento. Esto avala el empleo de la modelación en el desarrollo de la investigación.

El proceso de calibración y validación del ensayo permitió obtener un modelo fiable y con un costo computacional adecuado para la disponibilidad de hardware con la que se contaba en la investigación.

El modelo computacional reforzado describe de forma aproximada todos los mecanismos de funcionamiento de la geomalla dentro del suelo.

El uso de geomallas biaxiales ha demostrado ser una técnica rápida y eficiente para reforzar terrenos en múltiples proyectos de ingeniería. Estas proveen confinamiento lateral y un efecto de membrana, que permite reducir el grosor requerido del diseño de las capas del paquete estructural manteniendo los mismos criterios de diseño.



1. S. F. I. AlAbdullah and N. S. Taresh, "Evaluation of soil reinforced with geogrid in subgrade layer using finite element techniques," *International Journal*, vol. 13, no. 35, pp. 174-179, 2017.
2. P. Villegas-Gómez, "Evaluación del aporte mecánico de un geosintético como material de refuerzo en pavimentos flexibles, ante distintas configuraciones cargas reales," 2019.
3. J. G. Zornberg, "Sistemas de pavimentos reforzados con geosintéticos Geosynthetic-reinforced Pavement Systems," *Ing. Civ.*, vol. 171, pp. 5-25, 2013.
4. P. Leiva, "Utilización de geosintéticos en pavimentos como estrategia contra el reflejo de grietas," San José, Costa Rica: Trabajo Final de Graduación para obtener el grado de maestría académica en Ingeniería del Transporte y Vías de la Universidad de Costa Rica, 2016.
5. S. W. Perkins and M. Ismeik, "A synthesis and evaluation of geosynthetic-reinforced base layers in flexible pavements-part i," *Geosynthetics International*, vol. 4, no. 6, pp. 549-604, 1997.
6. H. Alimohammadi, J. Zheng, V. R. Schaefer, J. Siekmeier, and R. J. T. G. Velasquez, "Evaluation of geogrid reinforcement of flexible pavement performance: A review of large-scale laboratory studies," vol. 27, p. 100471, 2021.
7. B. Han et al., "Accelerated pavement testing to evaluate the reinforcement effect of geogrids in flexible pavements," vol. 2674, no. 10, pp. 134-145, 2020.
8. Q. Chen, M. Abu-Farsakh, R. J. G. Sharma, and Geomembranes, "Experimental and analytical studies of reinforced crushed limestone," vol. 27, no. 5, pp. 357-367, 2009.
9. Z. A. Alkaiissi and M. S. Al-Soud, "Effect of Geogrid Reinforcement on Behavior of Unpaved Roads," in *IOP Conference Series: Earth and Environmental Science*, 2021, vol. 856, no. 1, p. 012007: IOP Publishing.
10. *Estructuras del pavimento*, 2002.
11. *Standard Test Method for Nonrepetitive Static Plate Tests of Soils and Flexible Pavement Components.*, 2012.
12. D. Burmister, "The general theory of stresses and displacements in layered soil systems. III.," *Journal of applied Physics*, 16(5), 296-302. , 1945.
13. L. O. M. Ibañez, "Análisis del comportamiento geotécnico de las cimentaciones sobre pilotes sometidas a carga axial mediante modelación matemática.," Tesis de Doctorado, Facultad de Construcciones, Departamento de Ingeniería Civil, Universidad Central "Marta Abreu" de las Villas, Santa Clara, Cuba, 2001.
14. W. Cobelo, "Contribución al análisis estructural y al diseño geotécnico de cimentaciones tronco cónicas bajo carga axial simétrica en estructuras tipo torre.," Tesis de Doctorado, Facultad de Ingeniería Civil, Departamento de Geotécnia, ISPJAE, La Habana, Cuba, 2004.
15. J. L. L. Broche, "Conceptualización del comportamiento estructural de las cimentaciones superficiales asiladas aplicando técnicas de modelación numérica.," Tesis de Doctorado, Facultad de Construcciones, Departamento de Ingeniería Civil, Universidad Central "Marta Abreu" de Las Villas, Santa Clara, Cuba, 2005.
16. I. L. G. Pérez, "Evaluación de pistas aéreas de pavimentos flexibles basándose en el método de ACN-PCN con la combinación de técnicas de modelación e instrumentación," Tesis de Doctorado, Facultad de construcciones, Departamento de Ingeniería Civil, Universidad Central "Marta Abreu" de Las Villas, Santa Clara, Cuba, 2008.
17. A. T. Papagiannakis and E. A. Masad, *Pavement design and materials*. John Wiley & Sons, 2008.
18. G. Leonardi, a. L. Bosco, R. Palamara, and F. Suraci, "Finite Element Analysis of Geogrid-Stabilized Unpaved Roads," *Sustainability* vol. 12, no. 1929, 2020.
19. M. Hussein, M. J. G. Meguid, and Geomembranes, "A three-dimensional finite element approach for modeling biaxial geogrid with application to geogrid-reinforced soils," vol. 44, no. 3, pp. 295-307, 2016.
20. P. Ullidtz, "Pavement analysis. Developments in civil engineering," Elsevier, Amestrdam, vol. 3, no. 5556, p. 034, 1987.
21. Y. H. Huang, *Pavement analysis and design*, Second Edition ed. University of Kentucky: Pearson Prentice Hall, 2004, p. 785.
22. S. F. Ibrahim, A. J. Kadhim, and H. B. Khalaf, "Reinforcement effect of geogrid in the ballast and sub-ballast of the railway track," vol. 15, no. 48, pp. 22-27, 2018.
23. E. A. Rodríguez, F. M. H. López, E. T. Piusseaut, and C. A. R. Morfa, "Instrumentación en pavimento de hormigón simple para estudios de tensiones originados por gradientes de temperatura," *Revista Española "Carreteras"*, no. No. 231, pp. pp. 79-87, 2020.
24. L. S. Calvarano, G. Leonardi, and R. J. P. e. Palamara, "Finite element modelling of unpaved road reinforced with geosynthetics," vol. 189, pp. 99-104, 2017.

Método Discreto En Pilotes Parala Obtención De Los Desplazamientos Verticales Y Horizontales, Aplicando La Interacción Dinámica Suelo Estructura

Discrete Method For Obtaining Vertical And Horizontal Displacements By Applying Dynamic Soil Structure Interaction

Autores

Yosuany Almaguer Miranda¹, Giselle Álvarez Rey², Willian Cobelo Cristiá³

¹Ingeniero Civil, Especialista Superior de la Empresa de Proyectos de Obras de Transporte (EPOT), email: almagueryosuany@gmail.com

²Ingeniera Civil, Especialista de la Empresa de Proyectos de Obras de Transporte (EPOT).

³Doctor en Ciencias, Ingeniero Civil, Profesor Titular de la Universidad Tecnológica de La Habana José Antonio Echeverría, Cujae email: wcobelo@civil.cujae.edu.cu

RESUMEN:

Este artículo se enfoca en evaluar el comportamiento geotécnico de un grupo de pilotes empleados para sustentar una instalación portuaria. Dada la importancia de la obra y complejidad del sistema de cargas actuantes es necesario evaluar el efecto de la interacción dinámica suelo estructura, para obtener las solicitaciones sobre los elementos estructurales y los desplazamientos de los pilotes. Se implementa la interacción dinámica suelo estructura para el diseño geotécnico de los pilotes, utilizando los criterios de desplazamientos y asentamientos permisibles, metodología que tiene en cuenta la deformabilidad del terreno ante las cargas estáticas y dinámicas. La modelación computacional consideró la interacción suelo-estructura, se realizó en el *Autodesk Robot Analysis Professional*. Para la determinación de los coeficientes de rigidez del suelo, utilizados en los modelos que consideran la IDSE; se emplearon las metodologías propuestas por Bowles, el método de la norma rusa Snip 2.02.05-87 y el método de la norma mexicana NTCDS 2004. Obteniendo resultados favorables en la utilización de una metodología para la IDSE.

Palabras claves: Interacción dinámica suelo estructura, pilotes.

ABSTRACT

This article focuses on evaluating the geotechnical behavior of a group of piles used to support a port facility. Given the importance of the work and the complexity of the acting load system, it is necessary to evaluate the effect of the dynamic soil-structure interaction, in order to obtain the stresses on the structural elements and the displacements of the piles. The dynamic soil-structure interaction is implemented for the geotechnical design of the piles, using the criteria of permissible displacements and settlements, a methodology that takes into account the deformability of the ground before static and dynamic loads. The computational modeling considered the soil-structure interaction, it was carried out in the *Autodesk Robot Analysis Professional*. For the determination of the soil stiffness coefficients, used in the models that consider the IDSE; the methodologies proposed by Bowles were used, the method of the Russian standard Snip 2.02.05-87 and the method of the Mexican standard NTCDS 2004. Obtaining favorable results in the use of this methodology for the IDSE.

Keywords: Soil structure dynamic interaction, piles

1. INTRODUCCIÓN

El artículo aborda el comportamiento geotécnico de un grupo de pilotes empleados para sustentar una instalación portuaria. Dada la importancia de la obra y complejidad del sistema de cargas actuantes necesarias evaluar el efecto de la implementación de la interacción dinámica suelo estructura para obtener las solicitaciones sobre los elementos estructurales y los desplazamientos de los pilotes. Para ello se utiliza un modelo discreto (Winkler), para modelar el efecto de la interacción y diferentes propuestas de formulaciones para la obtención de las rigideces de los resortes que van a representar el comportamiento del suelo de soporte. Se termina las rigideces y se evalúa su influencia en la magnitud de los desplazamientos horizontales debido a las cargas laterales, y los asentamientos por la acción de cargas verticales. Se consideran las acciones dinámicas producidas por el sismo y el sistema de cargas de generar las operaciones que se realizan sobre la estructura.

El modelo discreto facilita su implementación en cualquier software profesional de modelación, por su simplicidad y bajo costo computacional, se emplea para modelar los efectos de interacción entre la solución de cimentación y la subestructura mediante la sustitución del suelo como medio continuo por resortes. Sus resultados permiten la obtención de los desplazamientos y la capacidad resistente de los pilotes a la profundidad deseada.

Las metodologías utilizadas actualmente en Cuba para el diseño geotécnico de obras hidrotécnicas se basan en métodos analíticos, las mismas definen factores que tienen en cuenta en sus formulaciones las incertidumbres del comportamiento del suelo, aun cuando las propiedades del suelo de soporte se determinen a través de ensayos de laboratorio

Los altos costos de construcción de un muelle con pilotes por la necesidad de utilizar equipamiento especializado en la colocación e hincas de los pilotes hace necesario el uso de metodologías que tomen en cuenta el comportamiento suelo-pilote para obtener diseños geotécnicos más económicos y seguros.

Diseñar estructuras considerando la interacción suelo-estructura, se refleja en la modificación de sus propiedades dinámicas y en las fuerzas sísmicas de diseño de los elementos portantes, permitiendo evaluarlos desplazamientos totales de las estructuras, particularmente por el importante efecto que se tiene por el cabeceo de cimentaciones no apoyadas en el estrato firme, sean en suelos muy blandos o profundos [1].

Los resultados al considerar la influencia de la IDSE en la respuesta estructural de edificaciones sometidas a carga sísmica. Se evidencia en el incremento que tiene lugar en los desplazamientos en el tope de la edificación y en las derivas por piso. Adicionalmente, alcanza para valores de cortante basal inferiores a aquellos en los que se consideró la base empotrada [2].

El comportamiento de los pilotes sometidos a cargas laterales involucra la deformación y la interacción suelo-estructura, por lo que se han generado múltiples métodos que estudian los pilotes en función de sus características elásticas, naturaleza de las cargas laterales y propiedades del suelo[3]. La modelación de la IDSE provoca una modificación en la distribución de fuerzas sísmicas por nivel, aumentando los desplazamientos en los puntos más altos. Al incluir la IDSE, el nivel de desempeño alcanzado entra en el rango de pre – colapso y colapso para los suelos D y E respectivamente, lo que justifica la necesidad de considerar este fenómeno en el análisis de edificios emplazados en los suelos D y E de la (NC – 46, 2017) para el sismo analizado. Influye además directamente en el comportamiento estructural y respuesta modal del muelle. Al comparar el modelo con base empotrada e incorporando la interacción suelo estructura se pudo observar que los periodos vibratorios del primer modo aumentan, así como su masa participativa.

El cálculo sísmico con ayuda de los modelos dinámicos de interacción suelo-estructura, se muestra que la flexibilidad de la base de fundación influye directamente en las solicitaciones y sus periodos vibratorios de los elementos estructurales que conforman la estructura [4-6].

El método que considera la interacción suelo-estructura (ISE), no solamente permite analizar cimentaciones profundas sino también aisladas, dando como resultado en este último que los esfuerzos de cortante, momento inferior y superior son mayores, debido a que en la ISE se toma en consideración las características del suelo circundante. Conforme aumenta la capacidad admisible del suelo, los porcentajes de diferencia de los esfuerzos de cortante y momento inferior de las cimentaciones convergen a cero, sin embargo, sucede lo contrario a medida que disminuye la capacidad admisible del suelo [5].

Los coeficientes de rigidez que considera la interacción suelo-estructura, están ligados a las propiedades del suelo, las características de la cimentación y las definiciones de los elementos que conforman la superestructura; lo que unifica esta relación haciendo la participación entre ellos, unitaria, es decir que actúan como un solo elemento. Los efectos de la Interacción Suelo – Estructura en consideración con el tipo de suelo D, son visibles notoriamente en cuanto a la conexión que con este tipo de modelo matemático; se puede brindar entre el suelo, el cimiento y la superestructura. Permitiendo desplazarse en periodo prolongado, que las deformaciones sean mínimas y alcanzando resultados que indican el comportamiento real aproximado de la edificación frente a eventos sísmicos sea en consideración con los del diseño convencional [4].

El caso de estudio es una instalación portuaria, que posee un equipamiento que generan altas cargas cuya solución de cimentación utilizada para apoyar toda la estructura del muelle es profunda sobre pilotes. La instalación portuaria propuesta se encuentra en una zona sísmica de intensidad 9.00 MSK, posee una grúa de 3400kN y dos tolvas ecológicas sobre rieles de 1500 kN cada una, dos cintas transportadoras, dos torres de transferencia, y capacidad para que circule un camión sobre el muelle entre las dos vías carrileras.

2. CARACTERÍSTICAS DE LOS MÉTODOS PARA OBTENER LAS RIGIDECES DE LOS RESORTES QUE SIMULAN EL COMPORTAMIENTO DEL SUELO.

Existen diferentes autores que han desarrollado sus investigaciones en obtener a partir del modelo discreto las rigideces del suelo, que permite el diseño geotécnico de los pilotes por medio de los resultados de los desplazamientos y asentamientos ante las cargas externas.

Un correcto diseño geotécnico de pilotes es cuando se tienen en cuenta cuatro aspectos importantes:

- Capacidad vertical del pilote.
- Asentamiento.
- Capacidad horizontal del pilote.
- Desplazamiento horizontal.

Estos cuatro aspectos determinan la longitud teórica de pilotes, donde la capacidad del terreno es igual a las sollicitaciones transmitidas a través de pilote, a partir de dicha longitud se obtiene una longitud de empotramiento con un factor de seguridad global entre 2,50 a 3,00 según factores que se utilizan en las formulaciones de Caquot-Kerisel y de Terzaghi.

En el análisis bajo cargas horizontales y verticales en el sistema suelo-pilote se suele modelar por el método propuesto por Winkler en 1867. De esta manera el suelo se representa como una serie de resortes horizontales desconectados unos de otros. Este modelo se ha usado ampliamente en la práctica de ingeniería de cimentaciones tanto para el análisis de carga estática como dinámica. Es el modelo más utilizado en la actualidad debido a su fácil implementación, aunque la falta de acoplamiento entre resortes representa un pobre trabajo en el modelado del comportamiento del suelo. Varios investigadores, partiendo de lo propuesto por Winkler, han desarrollado metodologías para determinar el valor del coeficiente de balasto. Algunos asumen el valor de k_h como constante en toda la profundidad, obteniendo así soluciones analíticas, mientras, considerando k_h variable con la profundidad, la solución es por medio de aproximaciones numéricas.

Para seleccionar los métodos que se utilizarán para determinar los desplazamientos de los pilotes, se deben tener en cuenta los resultados de las investigaciones geotécnicas realizadas en el lugar de emplazamiento, prestando especial atención a los ensayos utilizados para obtener los parámetros del terreno; ya que estos proporcionan mayor o menor grado de incertidumbre que influyen en la sobrevaloración o subvaloración del terreno analizado.

La simulación de la interacción suelo-estructura se realizó basándose en los principios propuestos por Winkler, que supone el suelo como resortes elásticos; la rigidez de dichos resortes se determinó mediante los métodos analíticos anteriormente expuestos. Para la determinación de los coeficientes de rigidez del suelo, tanto horizontales como verticales; se utilizó, el método de Bowles 1997 ya que tiene en cuenta la variación de la rigidez con la profundidad y utiliza los valores de densidad y cohesión no drenada que se obtuvieron del estudio geotécnico; el método de la norma rusa Snip 2.02.05-87 que mediante correlaciones permite determinar la variación de la rigidez con la profundidad; y el método de la norma mexicana NTCDS 2004 que tiene en cuenta las dimensiones de los pilotes y relaciona la elasticidad del suelo y la de los pilotes.

Método de Bowles 1997.

Este método propone estimar en forma aproximada el módulo de reacción horizontal del suelo, ver ecuación (1) [7].

Es un método muy flexible para todo tipo de cimentaciones. Considera entre sus factores la variación de la rigidez en dependencia de la profundidad, para suelos arcillosos puros, brinda resultados confiables porque las variables dependientes son la densidad y la cohesión no drenada.

$$K_S = A_S + B_S * Z^n \quad (1)$$

Donde:

- A_S Constante para los miembros horizontales o verticales.
 B_S Coeficiente de variación de profundidad.
 Z Profundidad de evaluación. (m)

$$n = 0,40 - 0,60$$

Siendo:

$$A_S = C_m * C * \left(c_u * N_c + \frac{1}{2} * \gamma * B * N_\gamma \right) \quad (2)$$

$$B_S Z^n = C_m * C * (\gamma * N_q * Z^n) \quad (3)$$

Donde:

- c_u Cohesión no drenada del suelo. (kN/m²)
 B Ancho o diámetro del pilote. (m)
 γ Peso específico natural del suelo. (kN/m³)
 $C = 40$
 N_c, N_γ, N_q Factores de capacidad de carga.
 C_m Factor de tamaño y forma.

- $B = D \leq 0,457 \text{ m} \rightarrow C_m = 1,0 + 2 * 0,5$
- $B = D > 0,457 \text{ m} \rightarrow C_m = 1,0 + \left(\frac{457}{D} \right)^{0,75} \geq 1,5$
- $B = D > 1200 \text{ mm} \rightarrow C_m = 1,0 + 0,25$

Método dinámico A.E. Sargsian.

En las investigaciones de A.E. Sargsian y A.A. Najapetian elaboró otro modelo dinámico de interacción suelo-estructura, en su análisis se ingresan parámetros cuasi estáticos de rigidez de la base de fundación K_X : ecuación (4), K_ϕ : ecuación (5), K_Z : ecuación (6).

En esta metodología, la rigidez está relacionada con la obtención empírica de las velocidades de ondas longitudinales y verticales a partir de factores adimensionales que afectan el módulo de elasticidad y la densidad del suelo analizado. Tiene como desventaja el no contener en sus expresiones la variación de la rigidez con la profundidad.

$$K_X = \frac{28,8 * (1 - \mu^2) * \gamma * C_2^2 * \sqrt{A}}{\pi * (7 - 8\mu)} \quad (4)$$

$$K_\phi = \frac{8,52 * \gamma * C_2^2 * I}{\sqrt{\pi}(1 - \mu) * \sqrt{A}} \quad (5)$$

$$K_Z = \frac{\gamma * C_1^2 * \sqrt{A}}{\phi * (1 - \mu^2)} \quad (6)$$

Donde:

- γ Densidad del suelo de cimentación. (kN/m³)
 A Área de la base de la cimentación. (m²)
 I Momento de inercia del área de la base de la cimentación respecto al eje horizontal, que pasa por el centro de gravedad perpendicular al plano de vibración. (m⁴)
 μ Coeficiente de Poisson del suelo.
 $\phi = 0,833$ Coeficiente propio del método
 C_1 Velocidad de propagación de ondas longitudinales en el suelo de fundación. (m/s)
 C_2 Velocidad de propagación de las ondas transversales. (m/s)

Siendo:

$$C_1^2 = \frac{(1 - \mu) * E}{(1 + \mu) * (1 - 2\mu) * \gamma} \quad (7)$$

$$C_2^2 = \frac{E}{2(1 + \mu) * \gamma} \quad (8)$$

Donde:

- E Módulo de elasticidad de la base de fundación. (kN/m²)

Método dinámico norma rusa Snip 2.02.05-87.

Este método facilita la obtención de los coeficientes de rigidez de compresión elástica K_Z : ecuación (9); desplazamiento elástico uniforme K_X : ecuación (10); compresión elástica no uniforme K_ϕ : ecuación (11); y desplazamiento elástico no uniforme K_ψ : ecuación (12).

Al igual que la metodología anterior obtiene de manera empírica los factores que dependen del tipo de suelo, su módulo deformacional del suelo y tiene la misma desventaja de no contener en sus expresiones la variación de dicha rigidez con la profundidad [8].

$$K_Z = C_Z * A \quad (9)$$

$$K_X = C_X * A \quad (10)$$

$$K_\phi = C_\phi * I_\phi \quad (11)$$

$$K_\psi = C_\psi * I_\psi \quad (12)$$

Donde:

- A Área de la base de la cimentación. (m^2)
 I_ϕ Momento de inercia del área de la base de la cimentación respecto al eje horizontal, que pasa por el centro de gravedad perpendicular al plano de vibración. (m^4)
 I_ψ Momento de inercia del área de la base de la cimentación respecto al eje vertical, que pasa por el centro de gravedad de la cimentación. (m^4)
 C_Z Coeficiente de compresión elástica uniforme. (kN/m^3)
 C_X Coeficiente de desplazamiento elástico uniforme. (kN/m^3)
 C_ϕ Coeficiente de compresión elástica no uniforme. (kN/m^3)
 C_ψ Coeficiente de desplazamiento elástico no uniforme. (kN/m^3)

Siendo:

$$C_Z = b_0 * E \left(1 + \sqrt{\frac{A_{10}}{A}} \right) \quad (13)$$

$$C_X = 0,7 C_Z \quad (14)$$

$$C_\phi = 2 C_Z \quad (15)$$

$$C_\psi = C_Z \quad (16)$$

Donde:

- b_0 Coeficiente. (m^{-1})
- 1,0 para suelos arenosos
 - 1,2 para arenas arcillosas
 - 1,5 para arcillas, cascajos, gravas, cantos rodados, arenas densas

E Módulo de deformación del suelo en la base de la cimentación. (kN/m^2)

$A_{10} = 10 m^2$

Método dinámico NTCDS 2004.

Las normas técnicas complementarias para diseño por sismo permiten la obtención de las rigideces y amortiguamientos en cimentaciones, ver ecuaciones (17) y (18) [9].

En esta metodología la rigidez está relacionada, con la elasticidad del pilote y del terreno, factor positivo dado que busca obtener una rigidez de la interface pilote-suelo. Tiene como desventaja que se debe asumir una longitud del pilote para obtener los resultados [10].

$$K_X^0 = D * E_s * \left(\frac{E_p}{E_s} \right)^{0,21} \quad (17)$$

$$K_v^0 = 1,9 * D * E_s * \left(\frac{L}{D} \right)^{0,67} \quad (18)$$

Donde:

- D Diámetro del pilote. (m)
 E_s Módulo de deformación del suelo en la base de la cimentación. (kN/m^2)
 E_p Módulo de elasticidad del pilote. (kN/m^2)
 L Longitud del pilote. (m)

Método dinámico D.D. Barkan – O.A. Savinov.

Es un modelo teórico-experimental, que está basado en la forma con la que interactúa la cimentación con la base de fundación en forma de un proceso establecido en vibraciones forzadas. Propone unos coeficientes de rigidez que estén en función de los coeficientes de compresión y desplazamiento elástico que afectan la inercia y el área, ver ecuaciones (19), (20) y (21). Este modelo restringe el giro alrededor del eje z, por tanto, solamente se calculan cinco de los seis grados de libertad.

$$K_z = C_z * A \quad (19)$$

$$K_x = C_x * A \quad (20)$$

$$K_\phi = C_\phi * I \quad (21)$$

Donde:

C_z, C_ϕ Coeficientes de compresión elástica uniforme y no uniforme.

C_x Coeficiente de desplazamiento elástico uniforme.

A Área de la base de la cimentación. (m²)

I Momento de inercia de la base de la cimentación respecto al eje perpendicular al plano de cimentación. (m⁴)

Siendo los coeficientes de desplazamiento y compresión:

$$C_z = C_0 \left[1 + \frac{2(a+b)}{\Delta A} \right] \sqrt{\frac{r}{r_0}} \quad (22)$$

$$C_x = D_0 \left[1 + \frac{2(a+b)}{\Delta A} \right] \sqrt{\frac{r}{r_0}} \quad (23)$$

$$C_\phi = C_0 \left[1 + \frac{2(a+3b)}{\Delta A} \right] \sqrt{\frac{r}{r_0}} \quad (24)$$

Donde:

$$C_0 = 1,7 * \frac{E_0}{1 - \mu^2} \quad (25)$$

$$D_0 = 1,7 * \frac{E_0}{(1 + \mu)(1 - 0,5\mu)} \quad (26)$$

a, b Dimensiones del cimient. (m)

$\Delta = 1m^{-1}$

E_0 Módulo de elasticidad, calculado para presión estática del suelo. (kN/m²)

μ Coeficiente de Poisson del suelo.

Método analítico para obtener el asentamiento elástico del pilote.

El asentamiento total de un pilote ante una carga vertical de trabajo Q_w está dado por la sumatoria de asentamientos elástico del pilote, causado por la carga en punta y en fuste [11].

$$S_e = S_{e(1)} + S_{e(2)} + S_{e(3)} \quad (27)$$

Donde:

$S_{e(1)}$ Asentamiento elástico del pilote

$S_{e(2)}$ Asentamiento del pilote causado por la carga en la punta del pilote.

$S_{e(3)}$ Asentamiento del pilote causada por la carga transmitida a lo largo del fuste del pilote

En la figura 1, se muestran los valores de los asentamientos obtenidos analíticamente

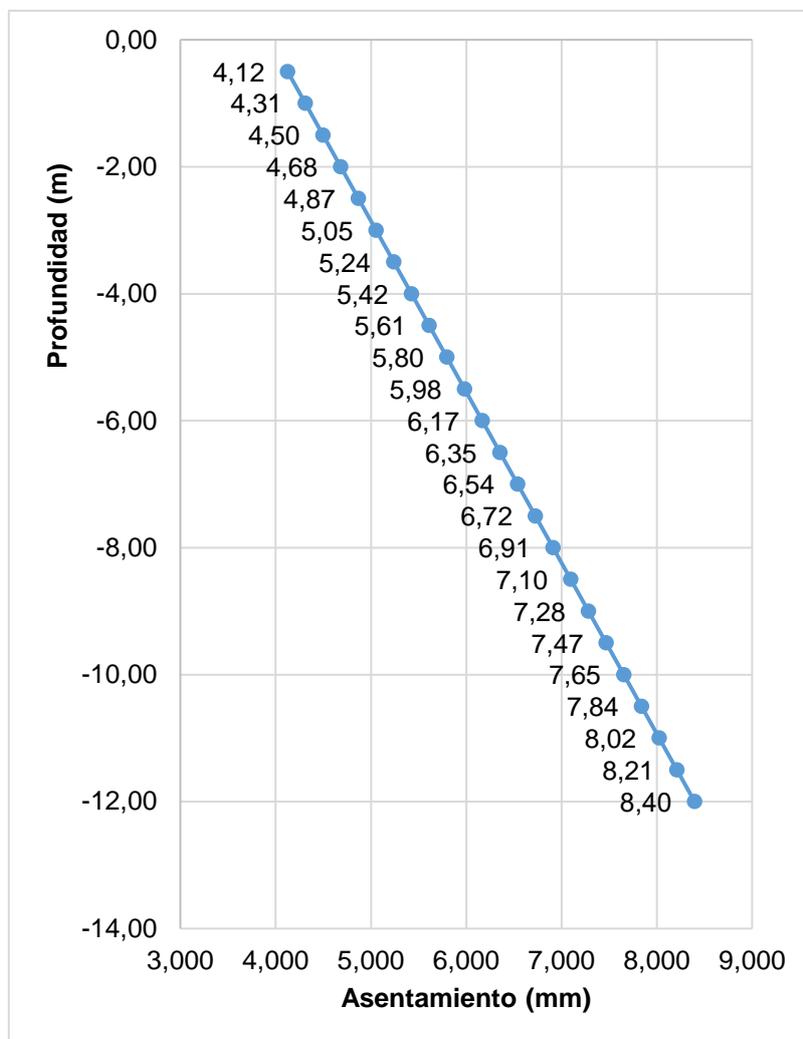


Figura 1: Asentamiento analítico

3. CRITERIOS PARA LA DETERMINACIÓN DE LOS DESPLAZAMIENTOS LATERALES Y VERTICALES PERMISIBLES

El método de Winkler brinda los desplazamientos y asentamientos que la carga externa produce en el pilote cuando interactúa en el suelo. Dichos valores se comparan con criterios de permisibilidad que han sido presentados por varios autores.

Desplazamientos laterales permisibles.

- En M. Tomlinson and J. Woodwardse resalta que en general, la movilización de la resistencia lateral unitaria depende levemente del tipo del pilote y del tipo de suelo y se asume que la misma es movilizada para desplazamientos entre 5 y 25 mm [12].
- En H. G. Poulos and E. H. Davis se sugiere que, para pilotes excavados sobre suelos cohesivos, la movilización del fuste es directamente proporcional a su diámetro y se encuentra en el rango de 0,5 al 2% del diámetro del pilote [13].
- En J. O. Bowles se sugieren valores de desplazamiento del orden de 3 a 10 mm para una movilización del fuste en pilotes tubulares [7].

Asentamientos permisibles

- En A. S. Vesic se recogen varios criterios de asentamiento permisible las cuales se resumen a continuación [14]:

- Asentamiento límite total absoluto: 1" (25,4 mm)
- Asentamiento límite total relativo: 10% del diámetro del pilote.
- Criterio de Davisson: El asentamiento permisible del pilote está definido por la ecuación 28

$$X = 3,80 + \frac{D}{120} \quad (28)$$

Modelación computacional

La geometría de los elementos que componen el muelle objeto de estudio se representa teniendo en cuenta los siguientes aspectos:

- La losa del muelle está compuesta por una pre-losa de 15 cm de espesor, que servirá de encofrado y a su vez de losa estructural al hormigonarse en una segunda etapa la losa de 25 cm de espesor; para un espesor total de la losa de 40cm.
- Las vigas transversales y longitudinales son prefabricadas de sección 50x90 cm.
- Las vigas perimetrales, exceptuando el frente muelle, tienen una sección de 110x90 cm.
- La viga frente muelle tiene una sección de 45x150 cm, solamente se unirá a las vigas transversales en la zona del voladizo.
- Las vigas carrileras tienen una sección de 80x130 cm.
- Se dejarán conectores en las vigas para trabajen como viga T, al hormigonarse la parte in situ de la losa.
- Los pilotes son tubos metálicos que se unen al entramado de vigas por medio de las protecciones interiores de hormigón armado.

A continuación, en la figura 2 se muestra la disposición de los elementos que conforman el muelle objeto de estudio.

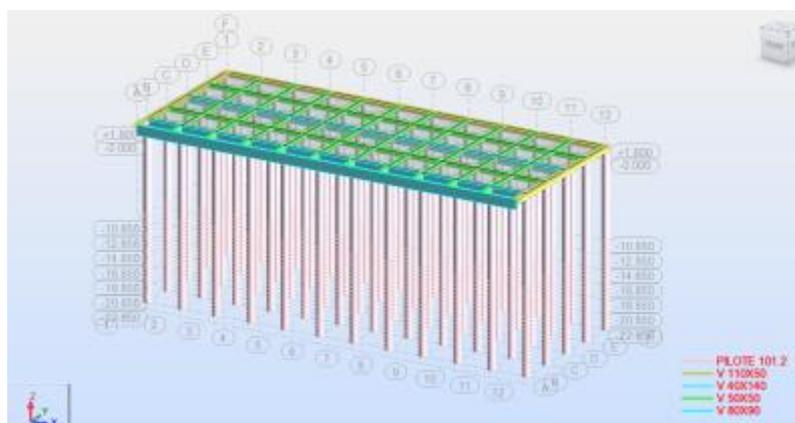


Figura 2: Modelo geométrico del muelle.

Materiales.

Las características de los materiales utilizados para el análisis de la estructura del modelo se recogen en la tabla 1:

Tabla 1: Características de los materiales.

Material	E (kN/cm ²)	G (kN/cm ²)	μ (Poisson)	γ (kN/m ³)
Acero	20 000,00	7 692,31	0,30	78,50
Hormigón	2 780,56	1 158,57	0,20	24,00

Suelo.

El área de estudio se ubica en la zona marítima cercana a la costa occidental del lóbulo norte de la bahía de Santiago de Cuba. El replanteo de las calas perforadas se realizó con GPS autónomo. En total se perforaron 10 calas, alcanzando entre 25,80 m y 30,00 m de profundidad[15].

Los valores promedios de las propiedades físico-mecánicas, estimados a partir de ensayos de laboratorio se resumen de la siguiente manera:

Peso específico húmedo (natural), kN/m^3 ----- 18,5

Peso específico seco, kN/m^3 ----- 15,0

Humedad natural, % ----- 26,1

Peso específico de los sólidos ----- 2,73

Para arcilla dura:

Cohesión no drenada, kPa-----110

Para arcilla muy dura:

Cohesión no drenada, kPa----- 200

Para arcilla extremadamente dura (semiroca)

Cohesión no drenada, kPa----- 350

Para todos los tipos de arcilla:

Ángulo de fricción interna, grados ----- 0

El suelo de cimentación tiene un peso específico $\gamma = 19,8 kN/m^3$. Los valores de la cohesión no drenada determinada por los ensayos triaxiales rápidos y por el penetrómetro de bolsillo muestran una tendencia al aumento con la profundidad[16].

La cohesión no drenada (C_u), obtenida de los estudios de suelo, y el módulo de elasticidad del suelo de cimentación (E) varían con la profundidad (Z), y se recogen en la tabla 2:

Tabla 2: Parámetros resistentes del suelo.

Z (m)	C_u (kPa)	E (kPa)	Z (m)	C_u (kPa)	E (kPa)
0,50	124,60	32 397,86	6,50	258,50	67 219,29
1,00	135,80	35 299,64	7,00	269,70	70 121,07
1,50	146,90	38 201,43	7,50	280,90	73 022,86
2,00	158,10	41 103,21	8,00	292,00	75 924,64
2,50	169,30	44 005,00	8,50	303,20	78 826,43
3,00	180,40	46 906,79	9,00	314,30	81 728,21
3,50	191,60	49 808,57	9,50	325,50	84 630,00
4,00	202,70	52 710,36	10,00	336,70	87 531,79
4,50	213,90	55 612,14	10,50	347,80	90 433,57
5,00	225,10	58 513,93	11,00	359,00	93 335,36
5,50	236,20	61 415,71	11,50	370,10	96 237,14
6,00	247,40	64 317,50	12,00	381,30	99 138,93

En las figuras 3 y 4 se muestran las variaciones de las profundidades de los tipos de suelos obtenidos por las calas realizadas en la zona, así como la localización de la arcilla dura a muy dura, estrato donde se cimenta el muelle.

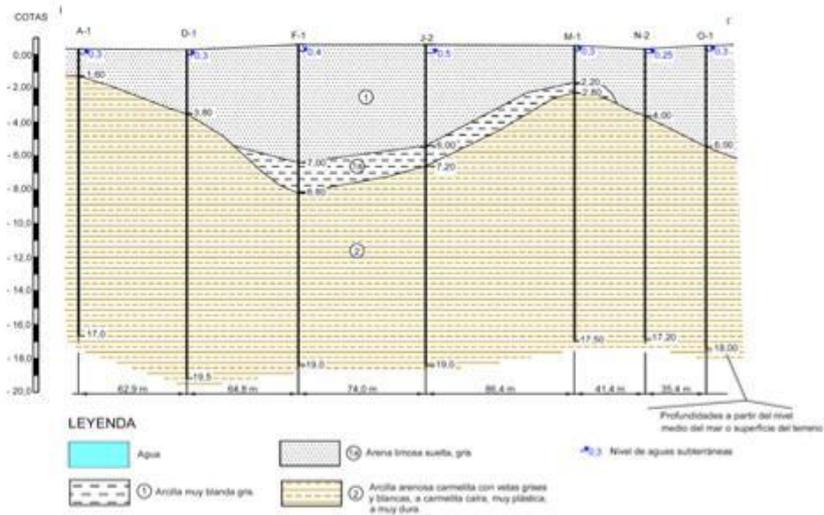


Figura 3: Perfil litológico I-I

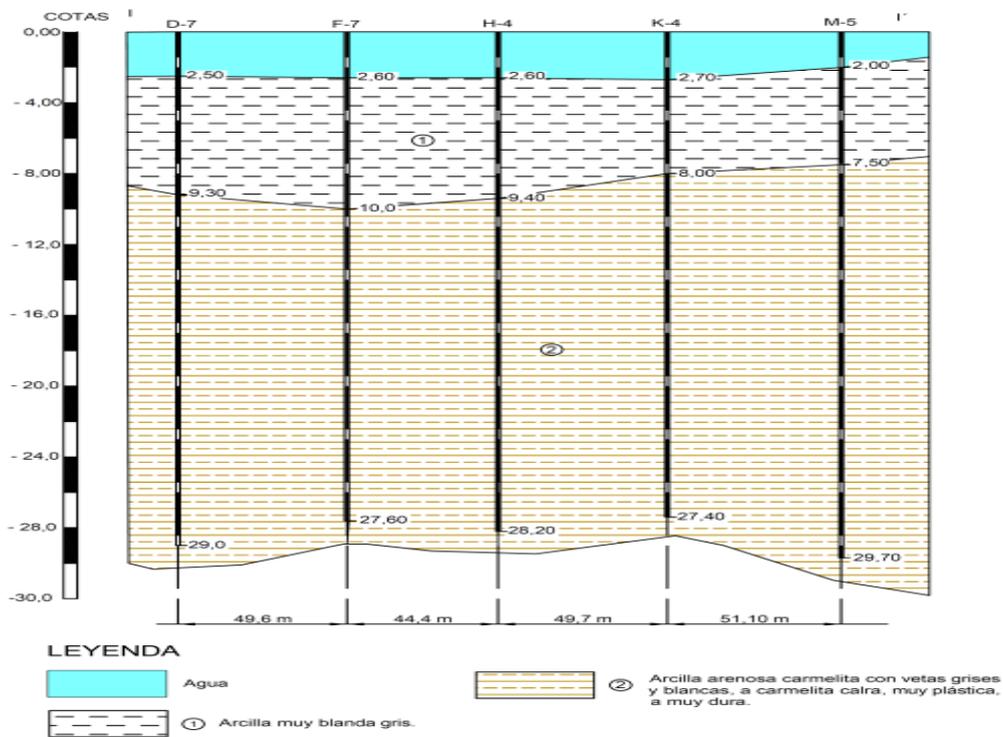


Figura 4: Perfil litológico II-II

Combinaciones de carga.

Las cargas que actúan sobre la estructura son:

- CG II Cargas gravitacionales, con carga de cargador sobre rieles y tolva ecológica en la posición 2.
- MS-32 II Carga del vehículo rodante en la posición 2.
- Sx Carga sísmica que actúa en el sentido del eje X.
- Sy Carga sísmica que actúa en el sentido del eje Y.
- Sz Carga sísmica que actúa en el sentido del eje Z.

La combinación de carga de trabajo según la NC 207:2019, acápite 12.2.1:

- $1,34 \cdot CG \text{ II} + 0,50 \cdot (MS-32 \text{ II}) + S_x + 0,30 \cdot S_y + S_z$

Condiciones de contorno.

En la modelación se considera que las uniones entre las vigas son continuas; además, las uniones entre los pilotes y las vigas también se consideran continuas y se unen al entramado de vigas por medio de las protecciones interiores de hormigón armado.

La unión entre los pilotes de cimentación y el suelo se considera elástica. Utilizando al módulo de Winkler se presenta el modelo para el método de Bowles 1997, el método dinámico norma rusa Snip 2.02.05-87 [8], y el método dinámico de la norma mexicana NTCDS 2004 [10]. Las rigideces obtenidas para cada método se muestran las figuras 5 y 6.

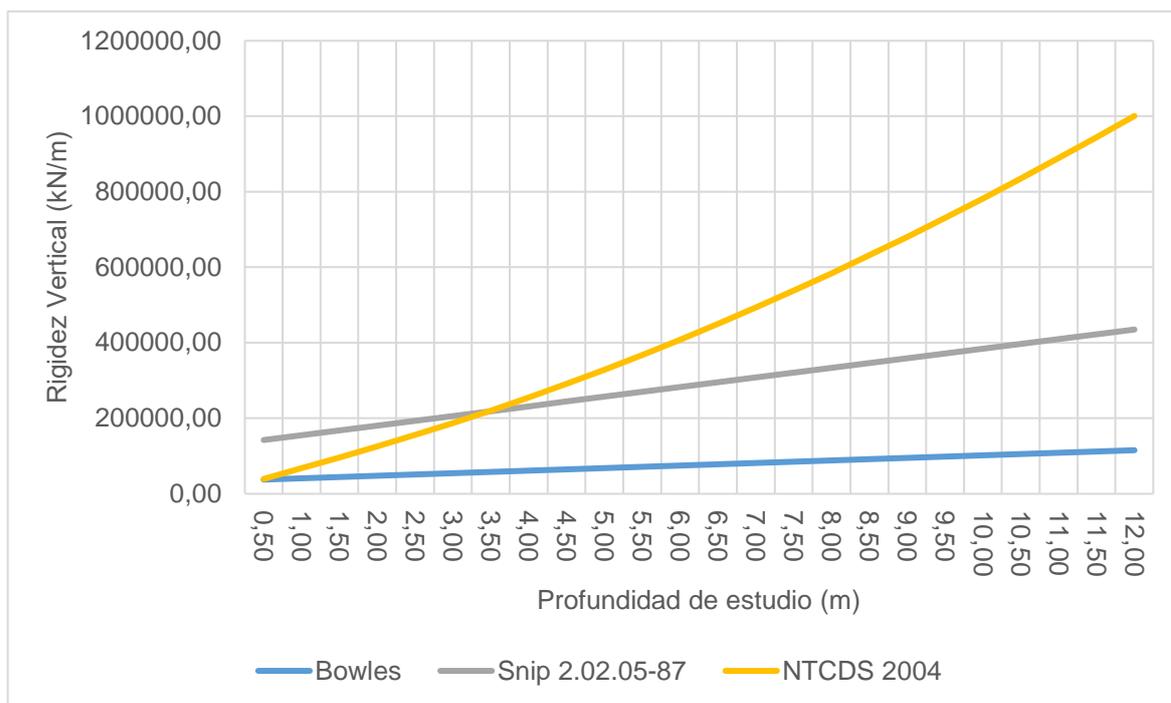


Figura 5: Comparación de las rigideces verticales para cada método

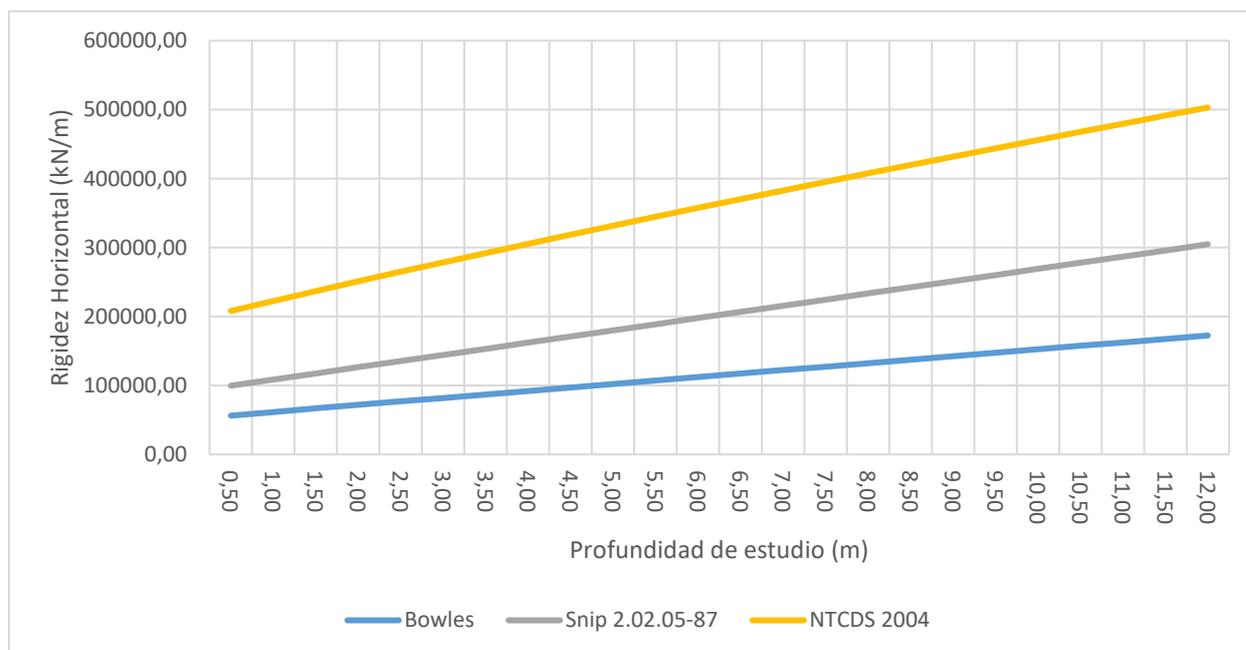


Figura 6: Comparación de las rigideces horizontales obtenidos para cada método

4. RESULTADOS Y DISCUSIÓN

En este punto se mostraron los resultados de la modelación discreta de los diferentes autores que se mencionaron con anterioridad, en la figura 7 se grafican los desplazamientos horizontales de los pilotes del muelle, a partir del nivel del terreno. Además, se representa el desplazamiento lateral admisible; que se asume como 3 mm, tomando el criterio de J. O. Bowles.

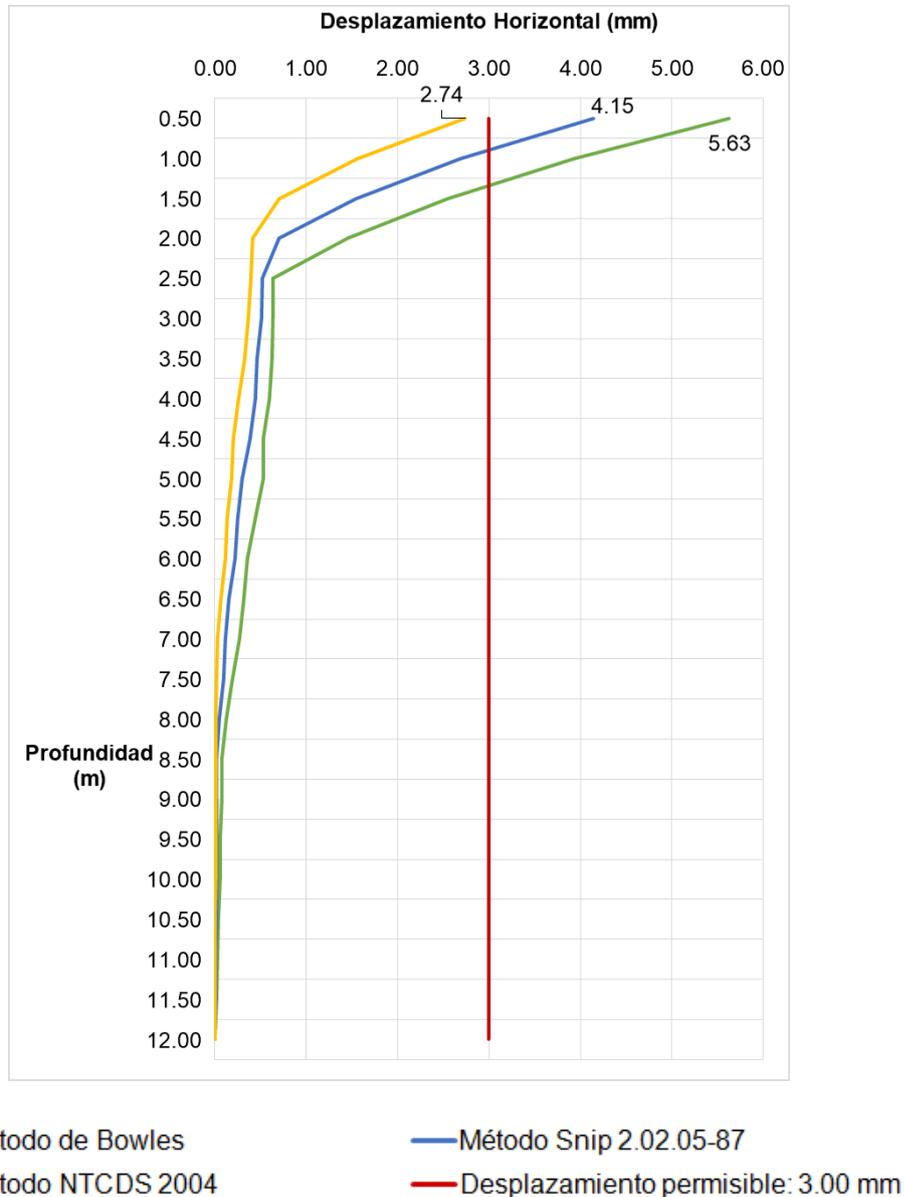
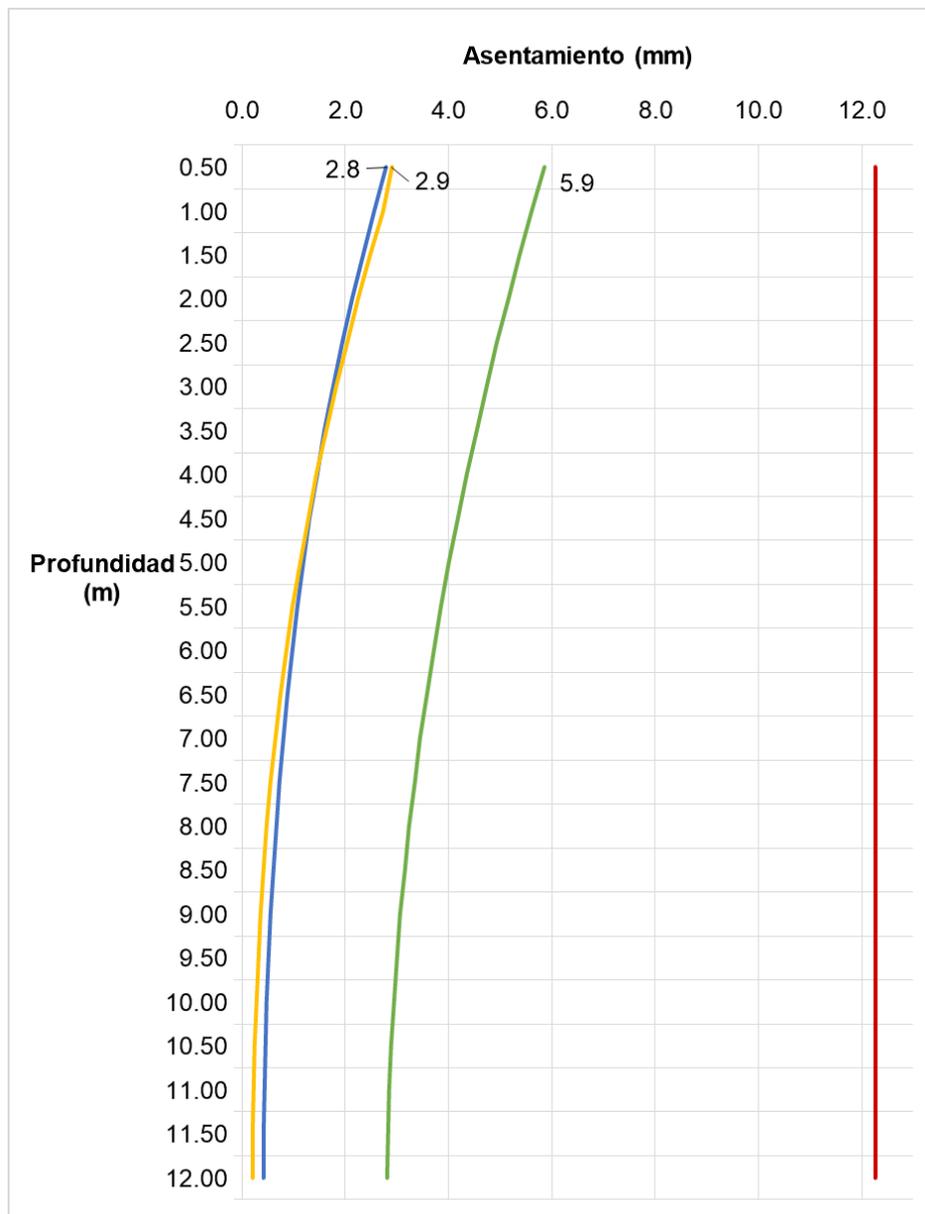


Figura 7: Comparación de los desplazamientos horizontales obtenidos para cada método.

Para el análisis de los asentamientos de los pilotes se realiza una comparación de los resultados obtenidos de la modelación computacional utilizando los coeficientes de rigidez del suelo, determinados por las expresiones propuestas por el método de Bowles, el método de la norma rusa Snip 2.02.05-87 y el método de la norma mexicana NTCDS 2004. A continuación, en la figura 8, se presentan los asentamientos para la combinación que resulta la más desfavorable ($1,34 \cdot CG I + 0,50 \cdot (MS-32 II) + Sx + 0,30 \cdot Sy + Sz$). También se representa el asentamiento permisible; con valor 12,27 mm, según los criterios de Davison.



- Método de Bowles
- Método Snip 2.02.0587
- Método NTCDS 2004
- Asentamiento permisible; 12.27 mm

Figura 8: Comparación de los asentamientos máximos obtenidos para cada método.

5. CONCLUSIONES

La consideración de los efectos de interacción dinámica suelo-estructura en el análisis de pilotes cargados axial y lateralmente permite acercarse al comportamiento de los pilotes en su interacción con el suelo para establecer criterios económicos en el diseño, mediante la implementación de un modelo discreto de bajo costo computacional. La formulación de Bowles 1997 brinda los valores de desplazamientos y asentamientos mayores entre los métodos analizados. La longitud teórica de los pilotes se obtiene del chequeo de los criterios de desplazamientos permisibles, siendo necesario completar el análisis con los criterios de resistencia para obtener la longitud definitiva de los pilotes.

6. AGRADECIMIENTOS

Los autores agradecen a la Empresa de Proyectos de Obras de Transporte (EPOT) donde se realizó el proyecto del caso de estudio y la Empresa Nacional de Investigaciones Aplicadas (ENIA) por los resultados de los parámetros del suelo para el diseño geotécnico de los pilotes de dicho proyecto.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

1. T. Colunga, "Interacción suelo-estructura. Reflexiones sobre su importancia en la respuesta dinámica de estructuras durante sismos," *Revista Internacional de Ingeniería de Estructuras*, vol. 24, pp. 141-165, 2019.
2. Z. C. Yzaguirre, J. O. M. Cid, and W. C. J. H. y. A. Cristiá, "Influencia de la interacción dinámica suelo-estructura en el mecanismo de colapso y nivel de desempeño de edificaciones de hormigón armado," 2021.
3. E. Cisneros, "Investigación pilotes cargados lateralmente," 2021.
4. L. S. Peñafiel Berbello, "Análisis sísmico comparativo de un edificio de mediana altura considerando el sistema de base fija versus la interacción suelo-estructura," *Jipijapa-UNESUM*, 2019.
5. D. A. Turcios-Medina, "Comparación de diseño estructural para cimentaciones superficiales utilizando el método rígido convencional y el método Winkler por elementos finitos," 2020.
6. J. E. Bowles. (1997). *Foundation Analysis and Design*. Fifth Edition.
7. J. O. Bowles, *Foundation Analysis and Design*. Fifth Edition. Illinois: The McGraw-Hill Companies, Inc., 1997.
8. G. J. R. I. d. I. d. E. Villarreal, "Interacción suelo estructura en edificaciones con zapatas aisladas," vol. 25, pp. 311-332, 2020.
9. "Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones. Tomo II," in *Gaceta Oficial del Distrito Federal*, ed. Ciudad de Mexico, Mexico, 2004.
10. Normas técnicas complementarias sobre criterios y acciones para el diseño estructural de las edificaciones., 2004.
11. M. Das. (2012). *Fundamentos de ingeniería de cimentación [Libro]*. 7ma Edición.
12. M. Tomlinson and J. Woodward, *Pile Design and Construction Practice*. Sixth Edition. Florida: CRC Press. Taylor & Francis Group, 2015.
13. H. G. Poulos and E. H. Davis, "Behavior of Laterally Loaded Piles," 1971.
14. S. Vesic, *Bearing Capacity of Shallow Foundations*. Carolina del Norte: Duke University, 1975.
15. G. E. Marinos, "Estudio geotécnico para terminal portuaria mineralera "Buena Vista"," ed, 2019.
16. "Estudio Geotecnico para Terminal Portuaria Mineralera "Buenavista"," ed. La Habana, Cuba, 2019.