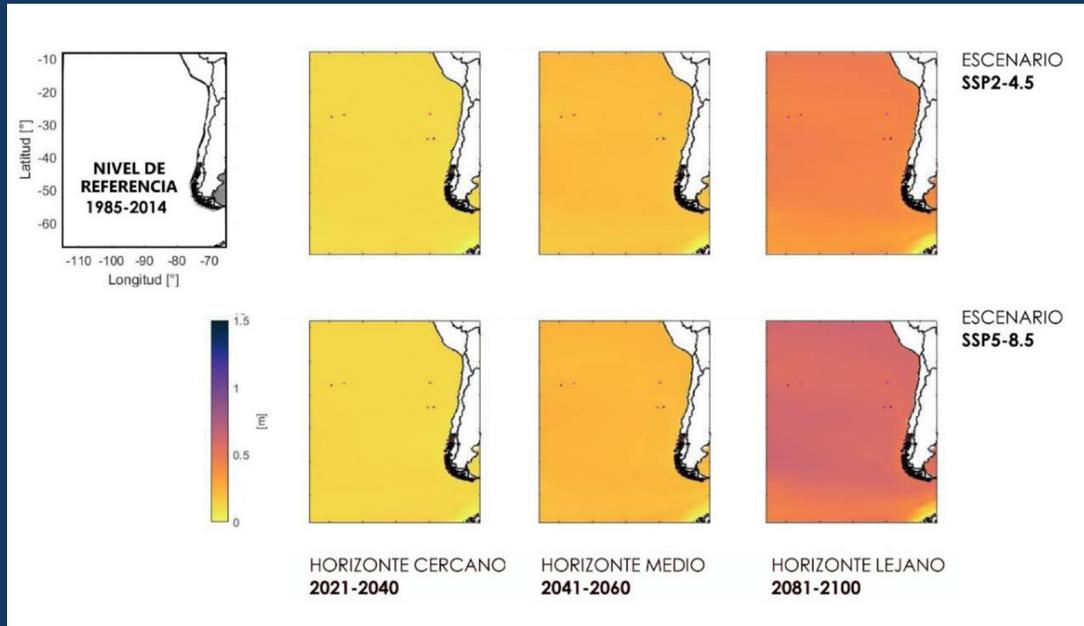




OBRAS Y PROYECTOS

REVISTA DE INGENIERÍA CIVIL

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE LA SANTÍSIMA CONCEPCIÓN



Una metodología de diseño de infraestructura costera considerando cambio climático

A coastal infrastructure design methodology considering climate change

P. Winckler, J. Mora, C. Esparza y S. Vicuña

Análisis del comportamiento de un amortiguador de masa sintonizado considerando incertidumbre en los parámetros del sistema para excitaciones sísmicas de alto contenido de frecuencias

Analysis of the behaviour of a tuned mass damper considering uncertainty in the system parameters for high frequency content seismic excitations

G. Espinoza, Á. Suazo-Schwencke y P. Ulloa

Experimental and analytical study of guyed mast with variable cable tensions

Estudio analítico-experimental de una torre atirantada con tensiones variables en los cable

R. Llerena, B. Clavelo, P. Martín y V. Elena

Análisis del comportamiento de un amortiguador de masa sintonizado considerando incertidumbre en los parámetros del sistema para excitaciones sísmicas estocásticas de bajo contenido de frecuencias

Analysis of the behavior of a tuned mass damper, considering uncertainty in the system parameters for low frequency content stochastic seismic excitations

A. Suazo-Schwencke, G. Espinoza y A. Escobar

Asentamientos de cimentaciones en balsas combinadas con pilotes

Settlements of piled raft foundations

L. Ibáñez, G. Quevedo y M. Maestre

Estudio del mejoramiento de una base granular mediante la aplicación de emulsión asfáltica CSS-1h

Study of the improvement of a granular base through the application of asphalt emulsion CSS-1h

Y. Chauca

Estudio del impacto del agregado de vidrio triturado en las características físico-mecánicas de los suelos de subrasantes

Study of the impact of adding crushed glass on the physical-mechanical properties of subgrade soils

J. Condori y H. Gutiérrez

Optimización de concreto $f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2$ incorporando puzolana de mazorca y ceniza de eucalipto

Optimization of concrete $f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2$ incorporating cob pozzolana and eucalyptus ash

I. Campos

Estudio de las propiedades mecánicas de muros de albañilería elaborados con ladrillos artesanales con cenizas de tallo de Vicia faba

Study of the mechanical properties of masonry walls made with artisanal bricks with Vicia faba stem ashes

J. Apaza y A. Muñiz

Systematic review of the most relevant competencies for projects managers in the construction industry

Revisión sistemática de las competencias más relevantes para los directores de proyectos en la industria de la construcción

L. Mercado y P. Facelli

Evaluación del costo de viviendas sociales por nuevas normativas o leyes en los últimos 20 años

Cost evaluation of social housing by new regulations in the last 20 years

G. Bustamante, P. Conteras y J. Valdés

Potencial uso del orujo de oliva en la producción de pavimento tipo parquet

Potential use of olive pomace in the production of parquet-type flooring

A. Nazer, B. Sepúlveda, O. Pavez y L. Aguilár



ONEGEOTECNIA

LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS, ROCAS E INVESTIGACIÓN



Ensayos Avanzados de Mecánica de Suelos, Mecánica de Rocas y Químicos para la Ingeniería Geotécnica

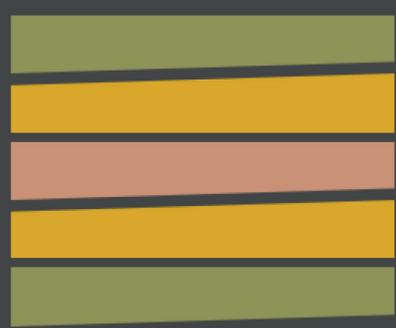
Acreditación INN, certificado LE 1139 según norma NCh-ISO/IEC 17025:2017



www.onegeotecnia.cl

contacto@onegeotecnia.cl

tel: +56 22604 8203 / +56 22604 8202 / +56 22728 6233



AxisTerra

Consultoría e Ingeniería Geotécnica



Especialistas en Ingeniería Geotécnica aplicada:

- Estudios de mecánica de suelos y rocas
- Prospecciones geotécnicas (sondajes, calicatas)
- Ensayos geotécnicos in-situ (SPT, DMT, Carga)
- Geofísica superficial (ReMi, MASW, Nakamura)
- Caracterización geotécnica de suelos y rocas
- Evaluaciones de estabilidad de taludes
- Estudios de estabilidad física y modelación numérica de problemas geotécnicos
- Diseño de anclajes de terreno (pasivos, activos)
- Proyectos de soil nailing y sistemas de estabilización de taludes
- Control geotécnico de obras civiles y mineras
- Proyectos de entibaciones y socialzados (muro berlinés, pilas de hormigón, shotcrete)
- Proyectos de mejoramiento de suelos (micropilotes, columnas de grava, jet grouting, suelo-cemento)
- Proyectos de fundaciones superficiales, pilotes y muros de contención
- Inspección geotécnica de obras y recepción de sellos de fundación
- Optimización de proyectos de fundaciones especiales
- Evaluación geotécnica de túneles y obras subterráneas



Concepción - Chile

www.axisterra.cl

contacto@axisterra.cl

www.jeldrez.cl

Proyecto Estabilidad de Talud ESSBIO, Soil Nailing y Control de Erosión. Concepción, VIII Región.



JÉLDREZ

INGENIERÍA GEOTÉCNICA

Desarrollo de proyectos especiales de **Geotecnia**



Diseño Geotécnico



Asistencia Geotécnica



Instrumentación y monitoreo



Ejecución de obras de Geotecnia



Mejoramiento de suelos



Túneles

Proyecto Altos del Sendero, Soil Nailing y Muro shotcrete. La Serena, IV Región.

contacto@jeldrez.cl
(+56) 9 6166 9747

Universidad Católica de la Santísima Concepción
Facultad de Ingeniería
Departamento de Ingeniería Civil
Alonso de Ribera 2850, Campus San Andrés
Casilla 297, 4090541 Concepción, Chile

Editor

Dr. Felipe Villalobos
Universidad Católica de la Santísima Concepción

Comité asesor

Dr. Juan Ayala
Klohn Crippen Berger, Perth, Australia
Dr. Óscar Link
Universidad de Concepción, Chile
Dr. Arsenio Negro
Consultor independiente, São Paulo, Brasil
Dr. Giang Nguyen
The University of Adelaide, Australia
Dr. Ricardo Nicolau
Constructora Incolor S.A., Las Condes, Chile

Comité editorial

Dr. Giovanni Alvarado
AECOM Pty Ltd, Sydney, Australia
Dr. Nilo Consoli
Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, Brasil
Dra. Luisa Equihua
Comisión Federal de Electricidad, México
Dr. Wagner Fleming
Universidad Católica del Norte, Antofagasta, Chile
Dr. Suheed Likitlersuang
Universidad Chulalongkorn, Bangkok, Tailandia
Dr. Efraín Ovando
Instituto de Ingeniería, UNAM, México
Dr. Luis Felipe Prada-Sarmiento
Aarhus University, Dinamarca
Dr. Iván Salazar
Universidad Católica del Norte, Antofagasta, Chile
Dra. Alejandra Stehr
Universidad de Concepción, Chile
Dr. Tetsuo Tobita
Universidad de Kansai, Osaka, Japón
Dr. Ingo Weidlich
HafenCity University, Hamburgo, Alemania
Dr. Torsten Wichtmann
Ruhr University Bochum, Alemania
Dr. Patricio Winckler
Universidad de Valparaíso, Chile

Diseño y diagramación

Verónica Cornejo - VCR Publicidad
vcornejor@gmail.com
56 9 88823187

Contacto y envío de artículos

oyp@ucsc.cl
www.oyp.ucsc.cl
www.revistas.ucsc.cl

Avisos comerciales y suscripciones

Dr. Marcelo Behrens
ebehrens@ucsc.cl
56 41 234 5323

Periodicidad: semestral (edición de Otoño y Primavera)

Revista indexada y catalogada en  www.scielo.conicyt.cl

 www.latindex.org  www.dialnet.unirioja.es

 http://apps.webofknowledge.com

Definición de la Revista

Obras y Proyectos es una revista de Ingeniería Civil cuya misión es divulgar, promover e incentivar la investigación, aportando al intercambio del conocimiento entre los profesionales del área de la Ingeniería Civil. Para ello se consideran trabajos originales de carácter científico, además de notas técnicas principalmente orientadas a exponer y discutir relevantes obras y proyectos. También se presentan trabajos técnicos que expongan innovaciones y aplicaciones utilizadas principalmente por empresas y consultoras relacionadas con la Ingeniería Civil. De esta manera se desarrollan los temas clásicos de la Ingeniería Civil, como son: Estructuras, Hidráulica, Geotecnia, Transporte y Construcción. Además otros temas relacionados y aplicados a la Ingeniería Civil son considerados, tales como Energía, Ambiente, Geología, Minería, Informática y Tecnología. De esta forma Obras y Proyectos busca la participación de un grupo amplio que abarca desde el mundo universitario, organismos públicos y el mundo empresarial.

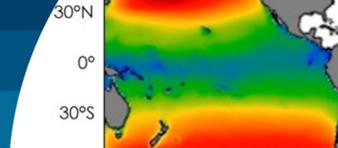
Revisión de artículos por pares evaluadores externos

Al recibir un artículo el editor junto con miembros del comité asesor comprueban que el artículo corresponda o esté relacionado con Ingeniería Civil. Además se verifica que el artículo esté bien escrito, que no haya sido publicado anteriormente y que constituya un aporte a la Ingeniería Civil. De no ser así el artículo es devuelto. Luego, si el artículo es aceptado para su revisión, el editor envía el artículo a al menos dos especialistas en el tema que cubre el artículo. Los especialistas son evaluadores externos al Departamento de Ingeniería Civil de la UCSC y no son miembros del comité editorial. A partir de las observaciones de los evaluadores externos, el artículo puede ser aceptado, aceptado con observaciones o rechazado. En el segundo caso se pide la incorporación de cambios que satisfagan los requerimientos planteados por los revisores externos. En cualquiera de los tres casos se informa al o los autores del resultado de la revisión y de los cambios a realizar. Los autores no saben quienes revisaron sus artículos y no hay contacto entre autores y revisores. Antes de editar la revista el comité editorial la revisa en una versión en línea. Finalmente, una vez revisada y aprobada por el editor, la versión final de la revista es publicada.

Contenidos



- 6** Una metodología de diseño de infraestructura costera considerando cambio climático
A coastal infrastructure design methodology considering climate change
P. Winckler, J. Mora, C. Esparza y S. Vicuña
- 23** Análisis del comportamiento de un amortiguador de masa sintonizado considerando incertidumbre en los parámetros del sistema para excitaciones sísmicas de alto contenido de frecuencias
Analysis of the behaviour of a tuned mass damper considering uncertainty in the system parameters for high frequency content seismic excitations
G. Espinoza, A. Suazo-Schwencke y P. Ulloa
- 32** Experimental and analytical study of guyed mast with variable cable tensions
Estudio analítico-experimental de una torre atrantada con tensiones variables en los cables
R. Llerena, B. Clavelo, P. Martín y V. Elena
- 43** Análisis del comportamiento de un amortiguador de masa sintonizado considerando incertidumbre en los parámetros del sistema para excitaciones sísmicas estocásticas de bajo contenido de frecuencias
Analysis of the behaviour of a tuned mass damper, considering uncertainty in the system parameters for low frequency content stochastic seismic excitations
A. Suazo-Schwencke, G. Espinoza y A. Escobar
- 52** Asentamientos de cimentaciones en balsas combinadas con pilotes
Settlements of piled raft foundations
L. Ibáñez, G. Quevedo y M. Maestre
- 59** Estudio del mejoramiento de una base granular mediante la aplicación de emulsión asfáltica CSS-1h
Study of the improvement of a granular base through the application of asphalt emulsion CSS-1h
Y. Chauca
- 70** Estudio del impacto del agregado de vidrio triturado en las características físico-mecánicas de los suelos de subrasantes
Study of the impact of adding crushed glass on the physical-mechanical properties of subgrade soils
J. Condori y H. Gutiérrez
- 74** Optimización de concreto $f_c = 280 \text{ kg/cm}^2$ incorporando puzolana de mazorca y ceniza de eucalipto
Optimization of concrete $f_c = 280 \text{ kg/cm}^2$ incorporating cob pozzolana and eucalyptus ash
I. Campos
- 81** Estudio de las propiedades mecánicas de muros de albañilería elaborados con ladrillos artesanales con cenizas de tallo de Vicia faba
Study of the mechanical properties of masonry walls made with artisanal bricks with Vicia faba stem ash
J. Apaza y A. Muñoz
- 89** Potencial uso del orujo de oliva en la producción de pavimento tipo parquet
Potential use of olive pomace in the production of parquet-type flooring
A. Nazer, B. Sepúlveda, O. Pavez y L. Aguilar
- 95** Systematic review of the most relevant competencies for projects managers in the construction industry
Revisión sistemática de las competencias más relevantes para los directores de proyectos en la industria de la construcción
L. Mercado and P. Facelli
- 111** Evaluación del costo de viviendas sociales por nuevas normativas o leyes en los últimos 20 años
Cost evaluation of social housing by new regulations in the last 20 years
G. Bustamante, P. Conteras y J. Valdés
- 125** Carl Lüders Schwarzenberg Ingeniero Civil 1937-2024



Una metodología de diseño de infraestructura costera considerando cambio climático

A coastal infrastructure design methodology considering climate change

DOI: <https://doi.org/10.21703/0718-2813.2024.36.2998>

Fecha de entrega: 26 de febrero 2024

Fecha de aceptación: 9 de julio 2024

Patricio Winckler^{1,2,3}, Javiera Mora², César Esparza⁴ y Sebastián Vicuña^{2,4,5}

¹ Universidad de Valparaíso, Escuela de Ingeniería Civil Oceánica, Valparaíso, Chile, patricio.winckler@uv.cl (orcid: 0000-0003-2100-293X)

² Centro Nacional de Investigación para la Gestión Integrada de Desastres Naturales (CIGIDEN), Santiago, Chile

³ Centro de Observación Marino para Estudios de Riesgos del Ambiente Costero (COSTAR), Valparaíso, Chile

⁴ Pontificia Universidad Católica de Chile, Departamento de Ingeniería Hidráulica y Ambiental, Santiago, Chile

⁵ Pontificia Universidad Católica de Chile, Centro Interdisciplinario de Cambio Global, Santiago, Chile

Ante las brechas detectadas en la práctica de la ingeniería nacional, se propone una metodología para integrar los efectos del cambio climático en el diseño de infraestructura costera y portuaria. La metodología considera cuatro etapas: 1) selección de forzantes climáticos a escala global, 2) procesamiento de forzantes climáticos a escala regional, 3) procesamiento de variables de diseño a escala local y 4) aplicación en diferentes ámbitos del diseño de infraestructura. La metodología integra el cálculo de variables oceanográficas (e.g. presión atmosférica, viento, oleaje, marea astronómica, marea meteorológica y aumento del nivel del mar) en un diagrama de flujo que puede interactuar con otras variables de diseño, como los sismos y tsunamis. Se presentan ejemplos sobre cálculos de operatividad portuaria, nivel del mar extremo en playas, sobrepaso de obras marítimas y erosión de playas. Proponemos que el estado desarrolle las etapas 1) y 2), dando acceso libre a los actores que participan en el diseño de infraestructura costera y portuaria.

Palabras clave: diseño de obras marítimas, downtime operacional, inundación costera, sobrepaso de obras costeras y erosión de playas

Given the gaps detected in the national engineering practice, a methodology is proposed to integrate the effects of climate change in the design of coastal and port infrastructure. The methodology considers four stages, namely: 1) selection of climatic drivers on a global scale, 2) processing of climatic drivers on a regional scale, 3) processing of design variables on a local scale and 4) application in different areas of infrastructure design. The methodology integrates the calculation of oceanographic variables (e.g. atmospheric pressure, wind, waves, astronomical tide, meteorological tide and sea level rise) in a flow diagram that can interact with other design variables, such as earthquakes and tsunamis. Examples are presented on calculations of port operational downtime, extreme sea levels on beaches, wave overtopping of maritime works and beach erosion. We encourage state agencies to develop stages 1) and 2), providing open access to stakeholders involved in the design of coastal and port infrastructure.

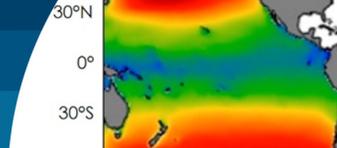
Keywords: design of maritime works, operational downtime, coastal flooding, wave overtopping, beach erosion

Introducción

En el marco de la revisión del Plan de Adaptación y Mitigación de los Servicios de Infraestructura al Cambio Climático 2017-2022 (MOP y MMA, 2017), desarrollado para el Ministerio de Obras Públicas (MOP) y el Banco Interamericano de Desarrollo (BID) por el Centro de Cambio Global UC y CIGIDEN (CCG-CIGIDEN, 2024),

se propone una metodología para integrar los efectos del cambio climático en el diseño de infraestructura costera y portuaria.

En la actualidad, los Términos de Referencia de las consultorías desarrolladas por la Dirección de Obras Portuarias del MOP incluyen los ejes de adaptación y mitigación, indicando que “el consultor deberá proponer



soluciones específicas que a su juicio permitirán que las alternativas propuestas se adecuen a nuevas condiciones asociadas al cambio climático, en especial a la variación del nivel medio del mar y a un aumento de la altura del oleaje". Respecto del aumento del nivel medio del mar, la DOP hace referencia a valores asociados a un escenario optimista (RCP2.6) y adverso (RCP8.5) citando al Panel Intergubernamental en Cambio Climático (IPCC). En lo relativo a oleaje, la DOP recomienda calcular una altura significativa asociada a un determinado período de retorno, obtenida, por ejemplo, de acuerdo a la metodología ROM (PPEE, 2007) y tomar el valor del límite superior de la banda de confianza. La DOP deja al consultor proponer otros criterios más adecuados para definir la tormenta de diseño, sin especificar opciones. En este contexto, se detectan las siguientes brechas:

- El nivel medio del mar se considera para escenarios RCP (*Representative Concentration Pathways*) asociados el Quinto Informe del IPCC, denominado AR5 (IPCC, 2013) y menciona el *Special Report on the Ocean and Cryosphere in a Changing Climate* (IPCC, 2019). No obstante, no se consideran los nuevos escenarios SSP (*Shared Socioeconomic Pathways*) propuestos por el sexto informe, denominado AR6 (IPCC, 2021).
- El oleaje se incluye sólo a partir de la altura significativa, omitiendo otros parámetros relevantes para el diseño, como el período, la dirección, la duración de las tormentas o la forma espectral del oleaje. Asimismo, el procedimiento se basa en el cálculo de valores extremos a partir de un hindcast¹ de oleaje, sin considerar los efectos que el cambio climático puede tener en el clima durante la vida útil de la obra. En otras palabras, la práctica se basa en el supuesto de que el clima de oleaje es estadísticamente estacionario, y que las condiciones históricas se repetirán en el futuro.
- No se contempla el efecto del cambio climático en la presión atmosférica y el viento, que en conjunto definen la marea meteorológica.

¹ Un hindcast corresponde al proceso de utilizar datos históricos de viento para modelar numéricamente el oleaje ocurrido en el pasado. Un hindcast se usa para comprender eventos históricos, o como benchmark para modelos climáticos.

- A excepción del nivel medio del mar, no se contemplan diferentes escenarios (RCP o SSP), sean ellos optimistas o pesimistas. Asimismo, no se contempla la incertidumbre estadística asociada al uso simultáneo de varios modelos de circulación general (GCM; *General Circulation Model*) en la estimación de las variables. Finalmente, no se especifican horizontes temporales de análisis durante la vida útil de la obra, que podrían promover trayectorias de adaptación costera (Haasnoot *et al.*, 2019).
- No se contempla la combinación estadísticamente consistente de variables oceánicas -como el oleaje, la marea astronómica, la marea meteorológica y nivel medio del mar- en la definición de las condiciones operacionales ni valores de diseño de la infraestructura costera y portuaria.
- No se especifican metodologías asociadas a cálculos específicos como el downtime operacional, los niveles del mar extremos, el sobrepaso de obras marítimas, la erosión de playas y el diseño de obras marítimas, algunos de los cuales surgen como la combinación del oleaje, la marea astronómica, la marea meteorológica y el nivel medio del mar.

Para abordar estas brechas, se propone una metodología para incorporar el efecto del cambio climático en las variables que se utilizan para el diseño de infraestructura costera (viento, oleaje, marea meteorológica y el nivel medio del mar) considerando diferentes horizontes temporales, escenarios (RCP o SSP) y modelos de circulación general (GCM). Se introducen dos métodos de cálculo, específicamente, el análisis estacionario de dos ventanas temporales y el análisis no estacionario de series de tiempo largas.

Metodología propuesta

La metodología presentada en la Figura 1 considera cuatro etapas:

1. Selección de forzantes climáticos a escala global
2. Proceso de forzantes climáticos a escala regional
3. Proceso de variables de diseño a escala local
4. Elementos de diseño de infraestructura

Las etapas 1 y 2 son muy demandantes como para su

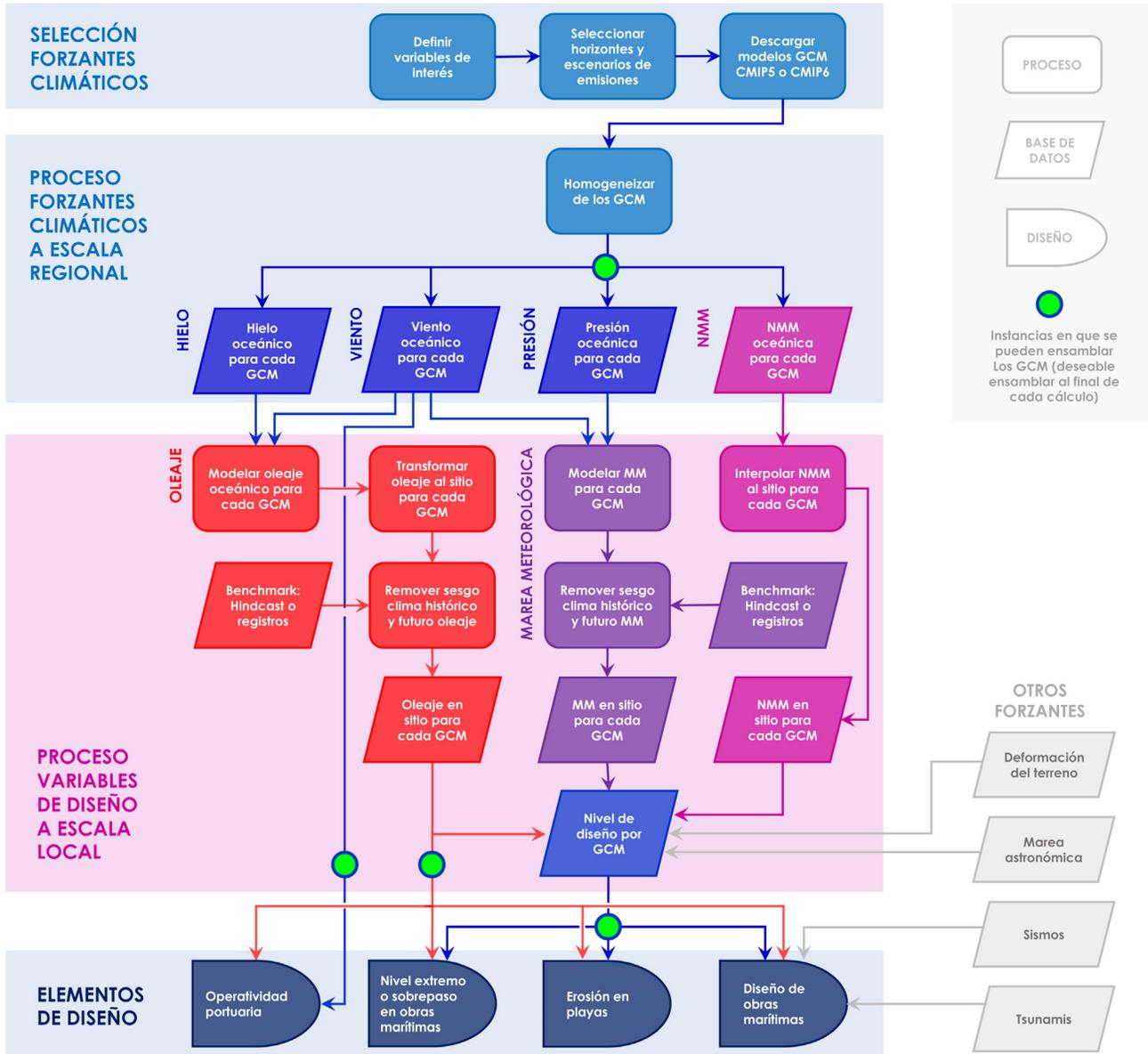
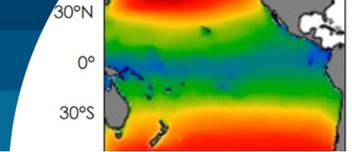
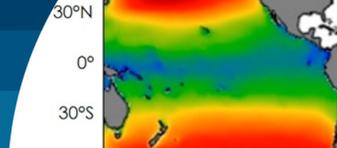


Figura 1: Diagrama de flujo con la metodología de cálculo de las variables utilizadas en el diseño de obras costeras y portuarias considerando cambio climático.

desarrollo en el marco de una consultoría. A nuestro juicio, estas debieran ser abordadas por el Estado, el cual debiera disponer de proyecciones de las variables (viento, oleaje, marea meteorológica y nivel medio del mar) en nodos oceánicos distanciados, por ejemplo, cada 1° o 2° de latitud. Existen precedentes como el Atlas de Oleaje de Chile (Beyá *et al.*, 2026, 2017), proyecto FONDEF IDeA financiado por recursos públicos desarrollado por la Escuela de Ingeniería Oceánica de la Universidad de

Valparaíso para la DOP, y que dispone en forma gratuita de una base de datos de oleaje en aguas profundas cada 2° de latitud entre 01/01/1980 y el 31/12/2015, un libro y un sitio de descargas con material científico². También se pueden utilizar bases de datos disponibles en repositorios de acceso libre, que se detallan en la siguiente sección Etapa 1. Las etapas 3 y 4 consideran técnicas convencionales que son acometidas regularmente por las consultoras en

² <https://oleaje.uv.cl/descargas.html>



el marco de proyectos de la DOP. Estas etapas permiten escalar las proyecciones globales y regionales al diseño de infraestructura costera y portuaria.

Adicionalmente, en el diseño de infraestructura se debe considerar la interacción de los forzantes meteorológicos (a escala de horas a días) y climáticos (a escala decadal) con otros forzantes como la deformación del terreno, la marea astronómica, las ondas infragravitatorias o los meteotsunamis, que no son incluidos en la metodología pues su caracterización se basa en métodos de otra naturaleza.

Etapa 1: Selección de forzantes climáticos a escala global

Las etapas 1 y 2 consideran los siguientes forzantes climáticos a escala oceánica: Hielo oceánico, viento, presión atmosférica y nivel medio del mar (NMM). Estas forzantes a escala oceánica permiten definir, en etapas posteriores, las variables de diseño a escala local que se utilizan para el diseño: oleaje, marea meteorológica (*storm surge*) y el nivel medio del mar. Los pasos para la descarga y asignación puntual de los modelos GCM son los siguientes:

Selección de horizontes temporales

La definición de los horizontes de tiempo de análisis depende del tipo de infraestructura. Por ejemplo, obras diseñadas usando eventos de alto impacto y baja recurrencia (e.g. rompeolas) deben ser analizadas usando proyecciones de clima de largo plazo, durante la vida útil (i.e. considerar periodo hacia finales de siglo). La selección puede considerar dos opciones, siendo el “análisis estacionario entre dos ventanas temporales” más simple y el “análisis no estacionario” relativamente complejo:

- **Análisis estacionario entre dos ventanas temporales:** Considera uno o más horizontes futuros que abarcan la vida útil y donde se evalúan los cambios respecto de un período histórico. Cada ventana de tiempo se estudia mediante un análisis estadístico estacionario clásico, calculando valores de una variable o combinación de variables para diferentes períodos de retorno. La ventaja del análisis estacionario en dos ventanas temporales es que requiere la aplicación

de procedimientos de análisis de valores extremos conocidos en la consultoría, pero a un conjunto de GCM.

- **Análisis no estacionario:** Considera un horizonte que cubre toda la vida útil de la obra, y en el cual se evalúa el cambio gradual de las variables de interés mediante un análisis estadístico no estacionario (Baldan *et al.*, 2022). Este enfoque es más complejo que el análisis estacionario dentro de dos ventanas temporales.

La Figura 2 ilustra ambos tipos de análisis utilizando como ejemplo proyecciones de 21 GCM para el aumento del nivel medio del mar (SLR por sus siglas en inglés).

En el análisis estacionario, los horizontes futuros se comparan con un periodo histórico, que se considera como base para calcular los cambios. Es importante que en el período histórico se cuente con una base de datos utilizada como referencia (*benchmark*³) con el cual efectuar correcciones por sesgo (sección Etapa 2). Cabe notar que el uso de períodos iguales o superiores a 20 años para todos los horizontes garantiza la homogeneidad estadística y permite reducir los efectos de variabilidad climática asociados, por ejemplo, al fenómeno del Niño. No obstante, para evitar posibles efectos asociados a otras oscilaciones decadales (Pacific Decadal Oscillation PDO, Southern Annular Mode SAM), este período puede ser mayor (30 años) en la medida que las bases de datos sean largas. Se pueden también utilizar otros horizontes y períodos históricos, dependiendo del proyecto.

El análisis no estacionario, en contraste, requiere de técnicas más elaboradas. Gironás y Yáñez (2021) presentan metodologías utilizadas en el diseño hidrológico en condiciones estacionarias y no estacionarias, que pueden aplicarse a variables oceánicas. También se puede aplicar el método de Mentaschi *et al.* (2016), que consiste en tomar una serie temporal no estacionaria, transformarla a estacionaria, ajustar la serie transformada a una distribución de valores extremos y realizar una transformación inversa para calcular la recurrencia.

³ Por ejemplo, un hindcast de oleaje debidamente calibrado y validado, o registros instrumentales

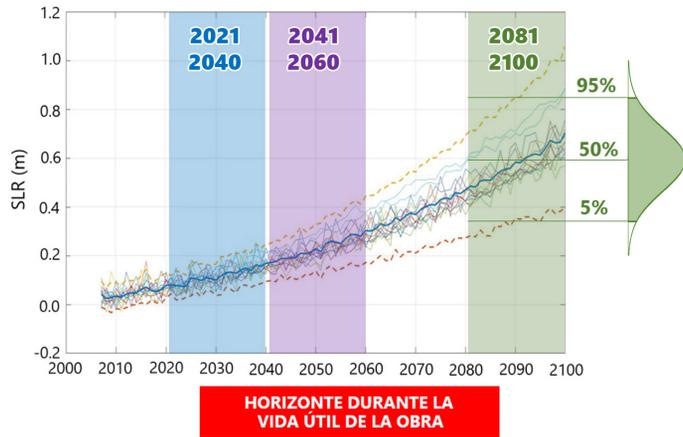
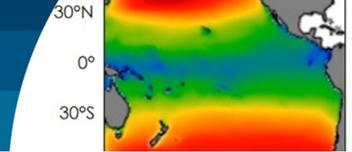


Figura 2: Opciones de selección de horizontes ilustradas para SLR en el escenario RCP 8.5. Se muestran tres horizontes propuestos en IPCC (2021)⁴, cuyos cambios se calculan en forma estacionaria y se comparan con el período histórico (1985-2004). Se ilustran, además, las bandas de confianza del 5% y 95% para el horizonte lejano. En rojo se muestra un horizonte que cubre la vida útil de la obra, donde se analizan las señales en forma no estacionaria

Selección escenarios de emisiones

En la selección de escenarios de emisiones de GEI, se debe privilegiar el uso de CMIP6⁵ sobre CMIP5⁶ (Coupled Model Intercomparison Project), por incluir GCM de última generación y porque su uso estará vigente hasta el próximo informe del IPCC. En cuanto a los escenarios de emisiones, es común incorporar un escenario intermedio y uno pesimista de trayectorias socioeconómicas compartidas pues ello permite un enfoque conservador al evaluar amenazas que puedan afectar la infraestructura.

⁴ El análisis estacionario se basa en el informe del IPCC (2021), que considera los siguientes horizontes de 20 años cada uno.

- Horizonte cercano (2021-2040): Periodo de tiempo donde no se ven diferencias importantes en incertidumbre asociada a escenarios de emisión de gases de efecto invernadero (GEI), pero sí en las realizaciones de los GCM. Este horizonte es importante para la implementación de medidas de adaptación de corto plazo que permitan reaccionar a las tendencias que ya se están observando.
- Horizonte intermedio (2041-2060): Periodo de tiempo donde el incremento de 2°C es muy probable para los escenarios más desfavorables y poco probable para los menos desfavorables. La incertidumbre es intermedia entre los escenarios cercano y lejano.
- Horizonte lejano (2081-2100): Periodo de tiempo que muestra la gran incertidumbre asociada a las políticas de mitigación. Este horizonte es muy lejano para el diseño de medidas de adaptación, pero relevante para ilustrar esfuerzos requeridos en mitigación.

⁵ <https://esgf-node.llnl.gov/search/cmip6/>

⁶ <https://esgf-node.llnl.gov/search/cmip5/>

Para variables disponibles en CMIP6, se sugiere utilizar un escenario de emisiones intermedio SSP2-4.5 y una pesimista SSP5-8.5 para evaluar los cambios esperados respecto de un período histórico.

El escenario de emisiones SSP2-4.5 (*Middle of the Road*) plantea un escenario intermedio que asume que las tendencias sociales, económicas y tecnológicas no se desviarán de los patrones históricos, en tanto que el escenario SSP5-8.5 (*Fossil-fueled Development*) prevé un crecimiento impulsado por combustibles fósiles, un alto desafío en mitigación y bajo en adaptación. Actualmente CMIP6 no dispone de algunas variables oceánicas, por lo que se recomienda utilizar un escenario intermedio RCP4.5 y uno pesimista RCP8.5 del CMIP5, que son equivalentes en cuanto al forzamiento radiativo.

Selección modelos de circulación general

La selección de GCM considera: a) la disponibilidad en los escenarios y horizontes analizados, b) que la data sea manipulable y c) que los GCM tengan una resolución espacial y temporal adecuada para la variable en cuestión. La Figura 3 ilustra, a modo de ejemplo, la cantidad de GCM para el NMM disponibles en CMIP5, tres horizontes escogidos y el período histórico.

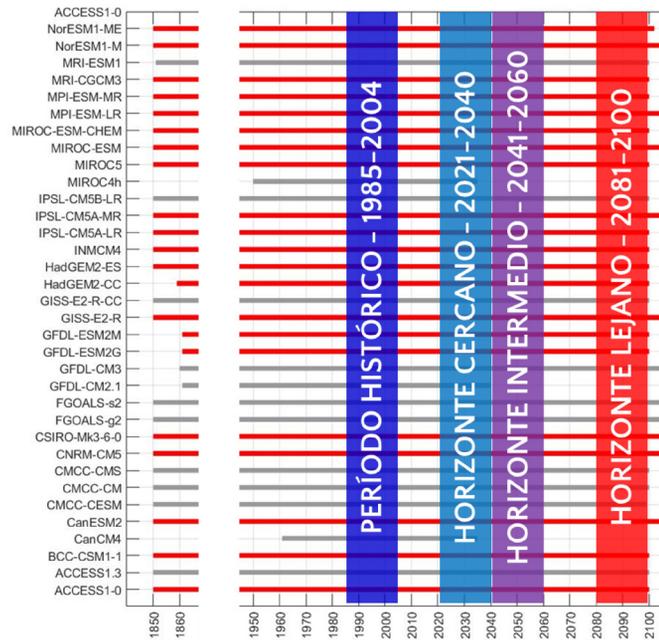
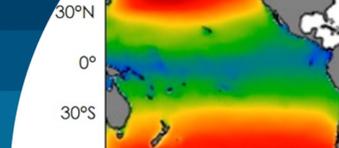


Figura 3: GCM para nivel del mar disponibles en CMIP5. Las barras rojas representan aquellos GCM con lo que se cuenta con información para el análisis y las barras grises representan GCM que no pueden utilizarse en el cálculo.



Descarga de modelos del CMIP5 o CMIP6

Existen muchas bases de datos disponibles para variables oceánicas, algunas de las cuales se presentan en la Tabla 1. La más recurrida para estudios de cambio climático es el *World Climate Research Programme* para CMIP5 y para CMIP6 que contienen todas las realizaciones de los GCM, tanto históricas como futuras, para distintas variables. Para cada una, se debe descargar el clima histórico a lo menos desde el año inicial del periodo histórico y las proyecciones. Los archivos están en formato netCDF (.nc) que permiten el almacenamiento a bajo costo computacional de grillas que contienen el espacio de toda la superficie de la Tierra. De los modelos disponibles, hay un número importante que tiene más de una realización, es decir, que tiene diferencias en las condiciones iniciales. Si bien típicamente se escoge una realización por modelo para el análisis, estudios de eventos climáticos extremos y de selección de modelos, sugieren incluir la mayor cantidad de realizaciones posibles, dado que la variabilidad climática interna que motiva la construcción de distintas realizaciones de un mismo GCM puede amplificar o reducir la ocurrencia de eventos extremos.

Etapa 2: Proceso de forzantes climáticos a escala regional

El proceso de forzantes climáticos a escala regional busca generar campos de variables como el viento, la presión atmosférica, el nivel medio del mar o parámetros estadísticos asociados al oleaje en grandes regiones del Océano Pacífico. Estos campos sirven para comprender los patrones de cambio asociados a una variable, pero requieren de un escalamiento al sitio (*downscaling*), para ser utilizados en el diseño. Es decir, esta es una etapa intermedia dentro del proceso de cálculo de los valores de diseño. La Figura 4 ilustra, a modo de ejemplo, los campos de altura significativa de oleaje (99%) para un período histórico y los cambios esperados a fin de siglo XXI, analizados mediante un análisis estacionario para cada horizonte en forma independiente.

Homogeneización de los GCM

La etapa de homogeneización de los GCM consiste en uniformar el formato de los archivos, resolución temporal y espacial, con el objetivo efectuar el análisis estadístico

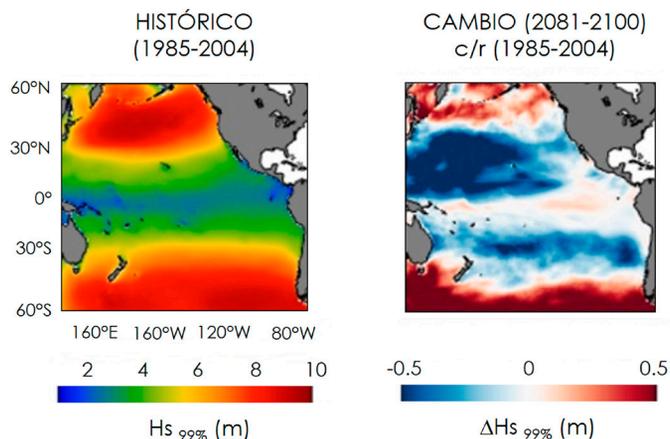


Figura 4: Campos de altura significativa de oleaje (99%) para el período histórico (1985-2004) y cambios para fin de siglo (2081-2100), ambos relativos al período histórico (adaptado de Winckler *et al.*, 2022a)

de todos los GCM considerados para una variable. Esta metodología se denomina proceso de “ensamblaje” (*ensemble*). Cabe notar las proyecciones de un GCM no representan una imagen del clima futuro, puesto que incluso múltiples proyecciones asociadas a un mismo modelo no son concordantes en sí. Esto crea la necesidad de resumir el conjunto de varias proyecciones en un *ensemble*.

Ensamblaje de los GCM

El ensamblaje de modelos busca establecer métricas estadísticas asociadas al conjunto de GCM, de modo de definir valores más probables (media, mediana), rangos (máximos y mínimos) e incertidumbres (desviación estándar, bandas de confianza) de las variables para horizontes y escenarios seleccionados⁷. La Figura 5 ilustra el procedimiento de ensamblaje para un análisis estacionario buscando calcular el cambio entre un horizonte y el período histórico.

Resultados de la etapa B

Esta etapa concluye con la generación de campos bidimensionales a escala regional de variables relevantes para el posterior cálculo de las variables de diseño de infraestructura marítima. Las variables son: Hielo oceánico, viento, presión atmosférica y NMM. El hielo oceánico y el viento se utilizan para modelar los campos

⁷ Un *ensemble median*, por ejemplo, se calcula como la mediana de las proyecciones de múltiples GCMs para una variable.

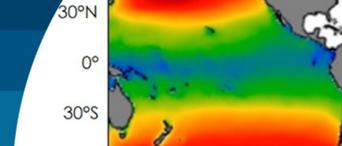
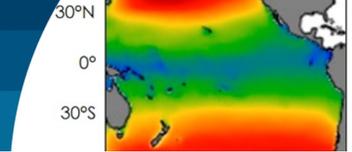


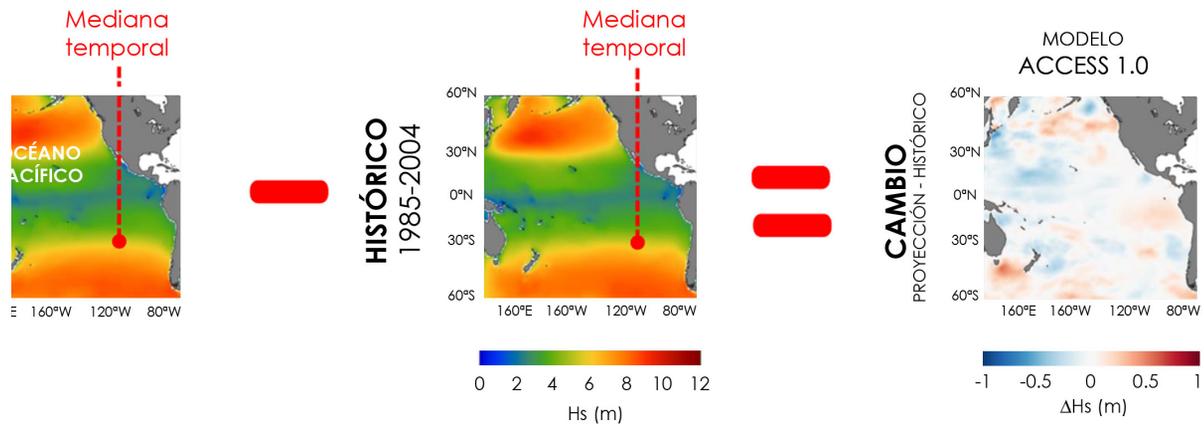
Tabla 1: Bases de datos de nivel del mar, oleaje y marea meteorológica.

Variable	Base de datos	Descripción		Link
Nivel del mar	SROCC	Escenarios RCP 8.5 y RCP 4.5, datos anuales desde 2007 hasta 2100.	22 nodos en la costa de Chile. SLR (Sea Level Rise)	https://www.ipcc.ch/report/ar6/sr/srocc/download/SROCC_Ch04-SM_DataFiles.zip
	CMIP5	21 GCM's, escenarios RCP 8.5 y RCP 4.5, serie de tiempo anual desde 2007 hasta 2100	22 nodos en la costa de Chile. Contribuciones: Capas de hielo de Groenlandia y la Antártida, Hielo glaciar, almacenamiento de agua en tierra, termoesterica oceánica, SSH (Dynamic Sea Surface Height). SLR (Sea Level Rise)	https://esgf-node.ipsl.upmc.fr/projects/cmip5-ipsl/
	GESLA	Serie de tiempo horaria	Arica (1982-1998); Antofagasta (1945-2018); Caldera (1980-1998); Valparaíso (1996-1998); Puerto Montt (1980-2018); Puerto Williams (1985-1998); Isla Diego Ramírez (1993-1994); San Félix (1987-2018); Juan Fernández (1977-1984); Isla de Pascua (1995-1996)	https://gesla787883612.wordpress.com/
	IH Cantabria	Un valor por nodo	160 nodos en la costa de Chile. Considera a) Nivel medio del mar y nivel medio del mar relativo en 2040 y b) Tendencia media del nivel medio del mar relativo y nivel medio del mar entre 2010 y 2040.	http://www.c3a.ihcantabria.com/
	GTSM	4 GCM's escenario SSP5-8.5 Datos anuales desde 1950 hasta 2050 4 GCM's escenario SSP5-8.5 Serie de tiempo horaria desde 1979 hasta 2018	Nivel medio del mar Nivel total de agua	https://cds.climate.copernicus.eu/cdsapp#!/dataset/sis-water-level-change-indicators-cmip6?tab=form https://cds.climate.copernicus.eu/cdsapp#!/dataset/sis-water-level-change-timeseries-cmip6?tab=form
Oleaje	CMIP5	6 GCM's escenarios RCP4.5 y RCP 8.5, serie de tiempo cada 3 horas	22 nodos en la costa de Chile Periodos: 1985-2004, 2026-2045 y 2081-2100	https://esgf-node.ipsl.upmc.fr/projects/cmip5-ipsl/
	CMIP6	2 GCM's escenarios SSP2-4.5 y SSP5-8.5, serie de tiempo cada 3 horas	22 nodos en la costa de Chile Periodos: 1985-2004, 2026-2045 y 2081-2100	https://esgf-node.ipsl.upmc.fr/projects/cmip6-ipsl/
	IH Cantabria	Un valor por nodo	160 nodos en la costa de Chile. Condiciones estacionales, eventos extremos, tendencia del oleaje y parámetros del oleaje (dirección del flujo medio de energía, y Hs12)	http://www.c3a.ihcantabria.com/
Marea meteorológica	ADCIRC	Serie de tiempo horaria desde 1985 hasta 2021	142 nodos en las costas de Chile	
	IH Cantabria	Un valor por nodo	160 nodos en la costa de Chile. Condiciones extremas (Tr 50, 100, 250 y 500 años) y cuantiles (90 y 99)	http://www.c3a.ihcantabria.com/
	GTSM	4 GCM's escenario SSP5-8.5 Un valor por nodo	142 nodos en las costas de Chile Cambio absoluto de 4 GCM's y su ensemble Percentiles y periodos de retorno del cambio absoluto	https://cds.climate.copernicus.eu/cdsapp#!/dataset/sis-water-level-change-indicators-cmip6?tab=form https://cds.climate.copernicus.eu/cdsapp#!/dataset/sis-water-level-change-timeseries-cmip6?tab=form



ANÁLISIS DE UN MODELO

ejemplo: ACCESS 1.0



ANÁLISIS DE UN ENSAMBLAJE DE MODELOS

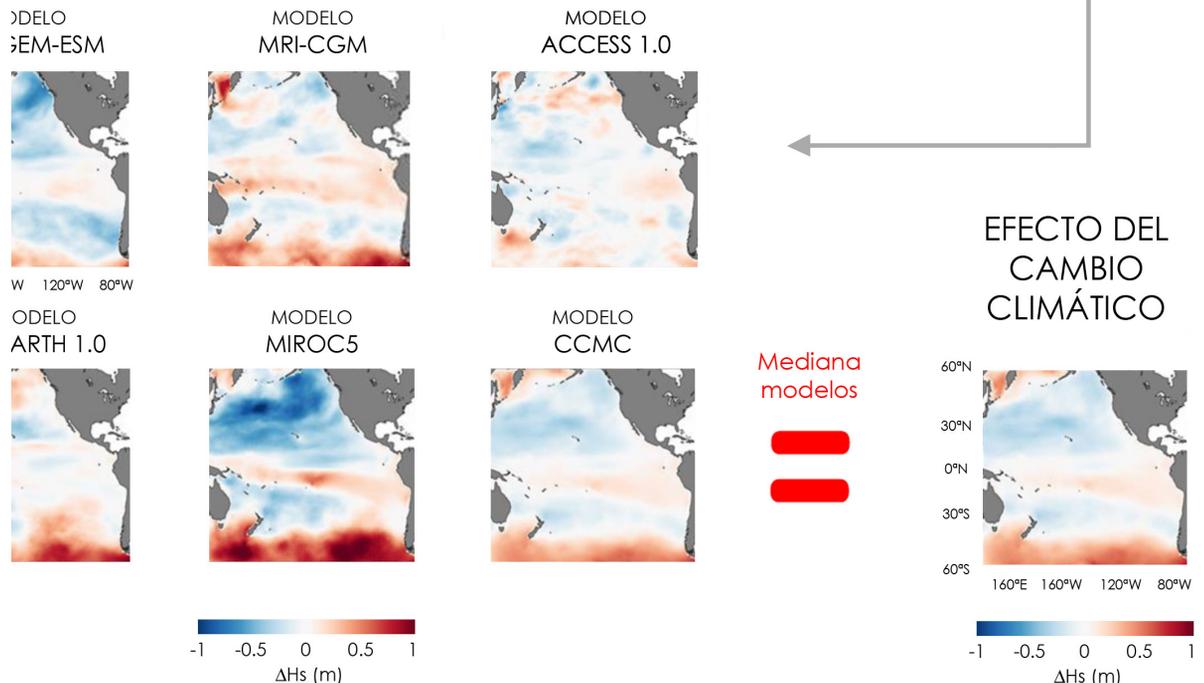
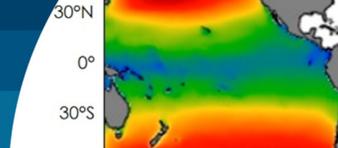


Figura 5: Cálculo del cambio climático del oleaje para el escenario RCP 8.5 (2026-2045) respecto del período histórico (1985-2004). Arriba se muestra la mediana temporal de la altura significativa en el Océano Pacífico de un GCM (ACCESS 1.0) para el período histórico, la proyección y la diferencia atribuida al cambio climático. Abajo se muestra la diferencia entre medianas para 6 GCM (ACCESS 1.0, CMCC, EC-EARTH 1.0, MIROC5, MRI-GCM y HADGEM), a partir de la cual se calcula la mediana (Winckler *et al.*, 2022a)

de oleaje en el Océano Pacífico a escala regional. El viento y la presión atmosférica se utilizan para modelar la marea meteorológica mediante modelos de onda larga (e.g. ADCIRC) o mediante metodologías simplificadas en caso de que no se disponga de herramientas de modelación (e.g.

barómetro invertido). A diferencia del oleaje y la marea meteorológica, el NMM es una variable que se extrae directamente de CMIP5 y sólo requiere una posterior interpolación al sitio de interés.



Etapa 3: Proceso de variables de diseño a escala local

El procesamiento de diseño a escala local depende de las especificidades de cada variable. No obstante, y en forma adicional a los procedimientos de calibración y validación que permiten optimizar el grado con que el modelo reproduce un fenómeno, es necesario efectuar correcciones por sesgo para cada variable y cada GCM. La corrección por sesgo se presenta en varios puntos del diagrama de flujo de la Figura 1.

Remoción de sesgo

Para efectuar una remoción por sesgo, se debe recurrir a una base de datos de referencia disponible (*benchmark*) para el período histórico, que puede ser un modelo de reanálisis, registros *in situ* o sensores remotos. Luego, se implementa una corrección de sesgo de cada GCM, siguiendo alguna de las metodologías propuestas por Lemos *et al.* (2020).

La corrección por sesgo consiste en corregir los GCM en la ventana histórica de modo que coincida con la curva de probabilidad del *benchmark*, para luego aplicar la misma corrección a las curvas de probabilidad de los horizontes de proyección. De los métodos disponibles, la corrección por percentiles es simple de implementar, aun cuando asume la hipótesis de que el clima es estadísticamente estacionario en el período histórico.

La Figura 6 ilustra un ejemplo de corrección por sesgos por percentiles de datos de altura significativa de oleaje para diferentes GCM para el período histórico, y proyecciones a medio y fin de siglo en Antofagasta, Chile, aplicando esta metodología. En este caso, el *benchmark* utilizado corresponde a los campos de oleaje generados con campos de viento del Climate Forecast System Reanalysis (CFSR; Saha *et al.*, 2010) pues han mostrado ser una excelente estimación de registros obtenidos por boyas frente a las costas chilenas (Beyá *et al.*, 2017). A continuación, se ilustran en forma general los procedimientos de cálculo asociados a cada variable a escala local.

Oleaje

El cálculo del oleaje en un sitio se basa en el siguiente procedimiento:

- Etapas 1 y 2: Generación del oleaje a escala global (Océano Pacífico) a partir de los datos de viento y hielo oceánico para cada GCM o, alternativamente, descarga de GCM de oleaje disponibles en otras bases de datos (Figura 4).
- Etapa 3: Transformación de oleaje espectral desde aguas profundas al sitio de estudio para cada GCM mediante alguna metodología que permita la transferencia de grandes volúmenes de datos de aguas profundas al sitio de estudio (Figura 7). Cabe notar que la propagación de oleaje para cada estado de mar durante 20 o 30 años, tanto para el período histórico como los horizontes debe repetirse para cada GCM, lo que hace crecer exponencialmente la cantidad de cálculos respecto de un hindcast convencional utilizado en la consultoría⁸.
- Remoción de sesgo de estadística de oleaje en el sitio para cada GCM, según se explica en esta sección (Figura 6).
- Ensamblaje de GCM tanto para el período histórico como para los diferentes horizontes en el sitio y obtención de valores de diseño.

Los GCM para el cálculo del oleaje se seleccionan conforme a resolución espacial y a la disponibilidad de datos de viento y hielo oceánico, que en conjunto permiten utilizar modelos de generación de oleaje⁹ en el Océano Pacífico (Figura 4). Alternativamente, se puede recurrir a las escasas bases de datos de oleaje con proyecciones CMIP5 tipo COWCLIP2.0 (Morim *et al.*, 2019) o estudios previos (CEPAL, 2015).

La transformación del oleaje desde aguas profundas a cada sitio se puede obtener utilizando modelos numéricos que promedian la fase en profundidades intermedias¹⁰ y modelos que resuelven la fase en zonas muy bajas o donde las obras marítimas inducen difracción y reflexión¹¹. El procedimiento de generación y transformación del oleaje al sitio es una tarea de carácter convencional en la consultoría

⁸ Esta demanda adicional de recursos computacionales y humanos podría implicar un aumento en los costos asociados a implementar este tipo de metodologías.

⁹ e.g. WAVEWATCH III

¹⁰ e.g. SWAN, STWAVE, MIKE21 SW

¹¹ e.g. FUNWAVE, GCWAVE MIKE 21 BW

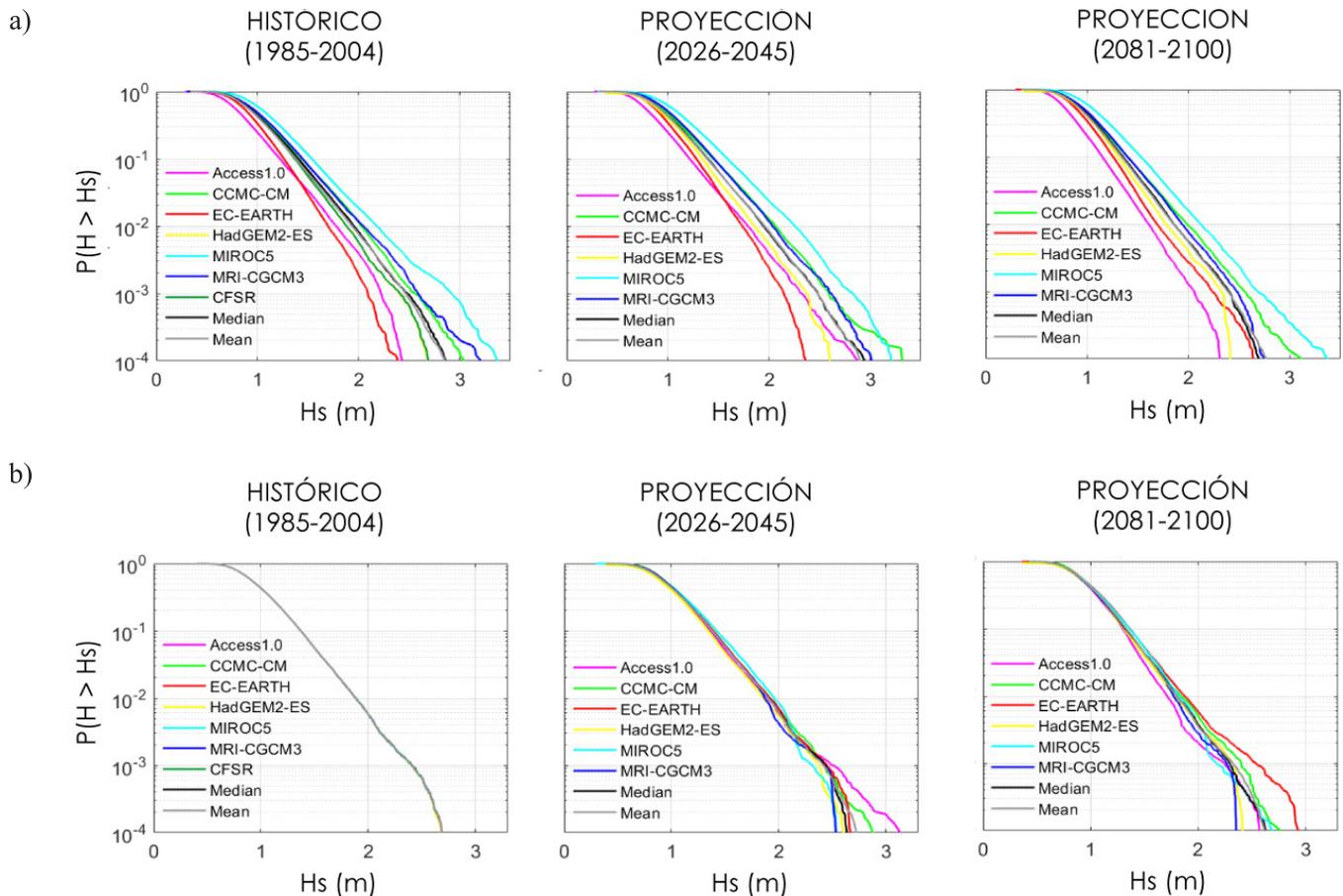
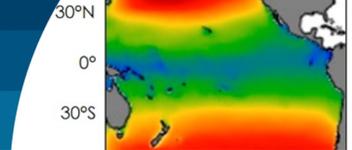


Figura 6: Ejemplo de corrección por sesgos de datos de oleaje para diferentes GCM. Se muestran las curvas de excedencia de modelos, (a) sesgados y corregidos, (b) de la altura significativa (H_s) para el período histórico y proyecciones a medio y fin de siglo en Antofagasta, Chile (círculo rojo en Figura 7). La mediana y la media se incluyen en líneas negra y verde oscuro, respectivamente (Winckler *et al.*, 2022a).

nacional y, por tanto, no se profundiza en este artículo. La novedad de esta metodología es que el procedimiento de cálculo se efectúa para cada GCM, tanto para el período histórico como la proyección, en tanto que actualmente el cálculo se restringe a un solo *hindcast* y sólo para un período histórico.

La Figura 7 muestra, a modo de ejemplo, las salidas de un modelo de transformación de oleaje desde aguas profundas a un nodo en la bocana de acceso del puerto de Antofagasta. Como resultado de este proceso, se obtienen series de tiempo de espectros direccionales en la bocana de cada puerto, a partir de las cuales se calculan curvas de excedencia de alturas significativas sesgadas (Figura 6 a) y corregidas por sesgo (Figura 6 b). Se pueden también obtener parámetros como el periodo y la dirección.

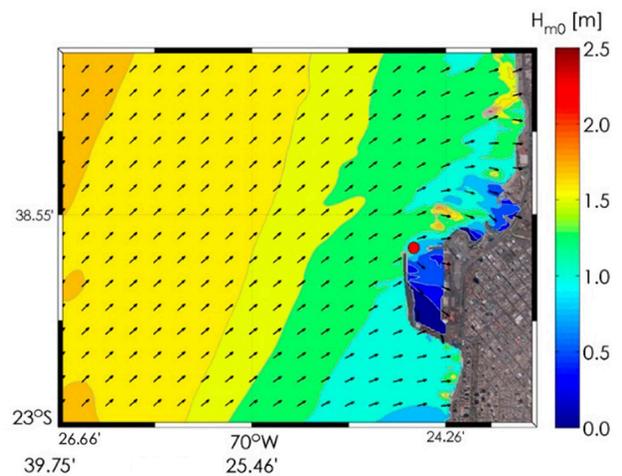
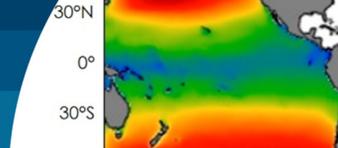


Figura 7: Modelo típico de transformación de oleaje desde aguas profundas a un sitio. Se muestra el patrón de altura significativa y dirección de oleaje en el puerto de Antofagasta. En el nodo rojo se calcula la estadística de oleaje incluida en la Figura 5 (Beyá *et al.*, 2017)



Marea meteorológica

La marea meteorológica (*storm surge*) corresponde a un aumento del nivel del mar que se genera debido a una baja presión atmosférica (*barometric setup*) y vientos fuertes (*wind setup*) que ocurren durante los temporales. El cálculo puede basarse en modelos de onda larga¹², de uso incipiente en la consultoría, sobre dominios de integración suficientemente grandes para capturar la ciclogénesis que los genera (Figura 8). Alternativamente, se pueden explorar bases de datos disponibles (Muis *et al.*, 2020) o estudios previos (CEPAL, 2015).

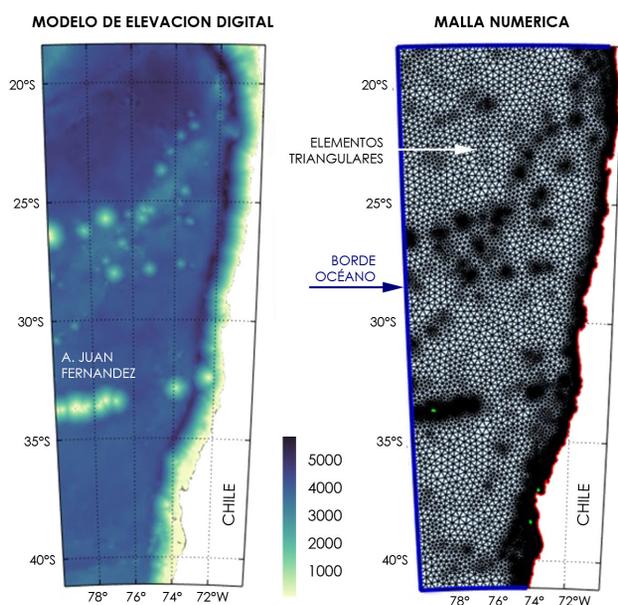


Figura 8: Malla numérica utilizada para calcular la marea meteorológica a partir de datos de viento y presión atmosférica para cada GCM tanto para el período histórico como para un horizonte de análisis (Esparza, 2023)

Nivel medio del mar

El NMM corresponde al promedio anual del nivel instantáneo del mar y se calcula a partir de varios procesos físicos (Church *et al.*, 2013; IPCC, 2013). Para efectos prácticos, existen numerosas bases de datos que consideran todos esos procesos en un solo valor de aumento del NMM, lo que simplifica los cálculos asociados a una consultoría. Por ejemplo, existen herramientas que permiten obtener proyecciones del NMM a escala regional, como el *IPCC WGI Interactive Atlas*, que proporciona proyecciones

¹² e.g. ADCIRC, SWASH, CROCO, SUNTANS, MIKE21 HD, DELFT3D, TELEMAC2D, ROMS.

a nivel regional para diferentes GCM, escenarios SSP y horizontes¹³ y herramientas que disponen de proyecciones SSP en sitios específicos, como el *Sea Level Projection Tool* desarrollado por la NASA¹⁴. Existe también una base de datos disponible con una resolución de 1°x1° de la Universidad de Hamburgo para 21 GCM bajo el escenario RCP 8.5 entre 2007-2100 en relación con el período de referencia 1986-2005. Los resultados pueden mostrarse mediante series de tiempo (Figura 2) o como campos espaciales (Figura 9). Se observa que, para ambos escenarios y para los tres horizontes, existe un aumento que crecerá exponencialmente a medida que avance el siglo, para llegar a valores de ~0.6 m (escenario SSP5-8.5, en el horizonte 2081-2100).

Nivel de diseño

El nivel de diseño es definido en esta metodología por una combinación de la marea meteorológica, incluidos en ella los efectos de presión atmosférica (*barometric setup*) y viento (*wind setup*), además de la marea astronómica¹⁵ y el levantamiento por oleaje (*wave setup*). También puede incluir el levantamiento del eje hidráulico en torno a las desembocaduras de ríos, ondas infragravitatorias, tsunamis, meteotsunami y cambios del terreno, que no son incluidos en esta metodología. Esta definición tampoco considera el efecto de las olas individuales, considerado en la sección Nivel del mar extremo en playas. Con ello, el nivel de diseño respecto del nivel de reducción de sondas actual (*ND*) se define a partir de un modelo aditivo lineal (Figura 10):

$$ND = MM + MA + SLR \quad (1)$$

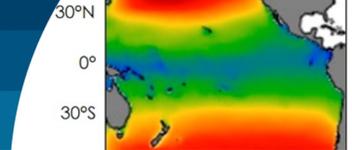
donde *MM* es la marea meteorológica, *MA* la marea astronómica y *SLR* el aumento del nivel medio del mar (sección anterior). *ND* no contempla las deformaciones del terreno producto del ciclo sísmico, pero podrían incluirse mediante un análisis de sensibilidad de las deformaciones ΔZ históricas obtenidas en el sitio de proyecto. Así, la fórmula puede extenderse:

$$ND = MM + MA + SLR \pm \Delta Z \quad (2)$$

¹³ <https://interactive-atlas.ipcc.ch/>

¹⁴ <https://sealevel.nasa.gov/ipcc-ar6-sea-level-projection-tool>

¹⁵ La marea astronómica no se analiza en esta metodología.



donde el signo positivo se asocia a subsidencia y el negativo a solevantamiento del terreno.

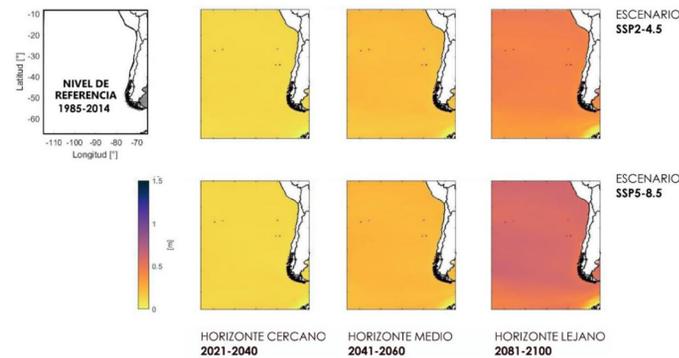


Figura 9: Aumento del nivel medio del mar promedio para los horizontes cercano (2021-2040), mediados de siglo (2041-2060) y finales de siglo (2081-2100) en los escenarios SSP2-4.5 y SSP5-8.5, asociados al percentil 50%

Existen estudios que compilan valores de deformación del terreno en las cercanías de los 7 puertos estatales chilenos (Winckler *et al.*, 2022b) y en 45 playas ubicadas entre Iquique y el Golfo de Arauco (Martínez *et al.*, 2021) que sirven de ejemplo de aplicación. Este nivel de diseño se calcula para cada GCM y debiera ser ensamblado estadísticamente.

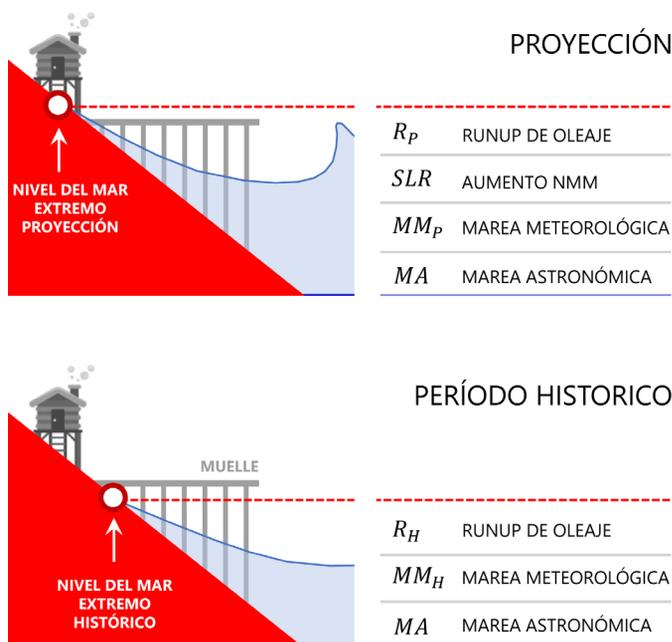


Figura 10: Componentes que definen el nivel de diseño ND, que no considera el runup del oleaje, y el nivel del mar extremo ESL

Etapa 4: Elementos de diseño de infraestructura

Los elementos de diseño de infraestructura pueden dividirse, entre otros, en operatividad portuaria, nivel del mar extremo, sobrepaso de obras marítimas, erosión de playas y diseño de obras marítimas. A continuación, se ilustran algunas aplicaciones que incorporan el cambio climático en la definición de las variables, citando las publicaciones correspondientes. Las aplicaciones deben leerse como meros ejemplos donde los autores tomaron decisiones metodológicas en función del tipo de estudio, disponibilidad de data y supuestos.

Operatividad portuaria

Para calcular los cierres futuros de puertos, caletas y otras instalaciones portuarias que atienden a naves, se puede caracterizar del clima de oleaje mediante curvas de excedencia de altura significativa (Figura 6b), a partir de las cuales se calcula el porcentaje de tiempo que un sitio de atraque no está disponible para una nave debido a la acción del oleaje (*downtime*). Para calcular el *downtime*, se asume que el puerto se cierra cuando la altura significativa excede un cierto umbral, que dependerá del tipo de nave y variable que lo causa (viento, oleaje y/o corrientes). Existen diversos estándares que definen dichos umbrales, como la ROM 3.1-99 (PPEE, 1999), que se enfoca en naves mayores, o las recomendaciones del PIANC (1995), que, además de dar especificaciones para naves mayores, proporciona umbrales para naves menores como las que operan en puertos pesqueros y caletas.

Para ilustrar el cambio en el *downtime* por efecto del cambio del clima de oleaje, se resume el trabajo de Winckler *et al.* (2022b), quienes analizan la operatividad portuaria y el impacto económico asociado calculando las horas de cierres de puerto debido a las marejadas en siete puertos estatales en Chile. A partir de las ROM 3.1-99 (PPEE, 1999), utilizan valores límites de $H_s^{lim} = 1.5$ m para sitios de atraque donde el oleaje pega por la banda al casco de un buque portacontenedores y $H_s^{lim} = 2.0$ m para aquellos donde el oleaje pega por la proa o popa. Este procedimiento supone que sólo el oleaje cambia debido al cambio climático pero los criterios de cierre permanecen constantes, independiente de los avances tecnológicos que permitirán el atraque de naves en condiciones más complejas.

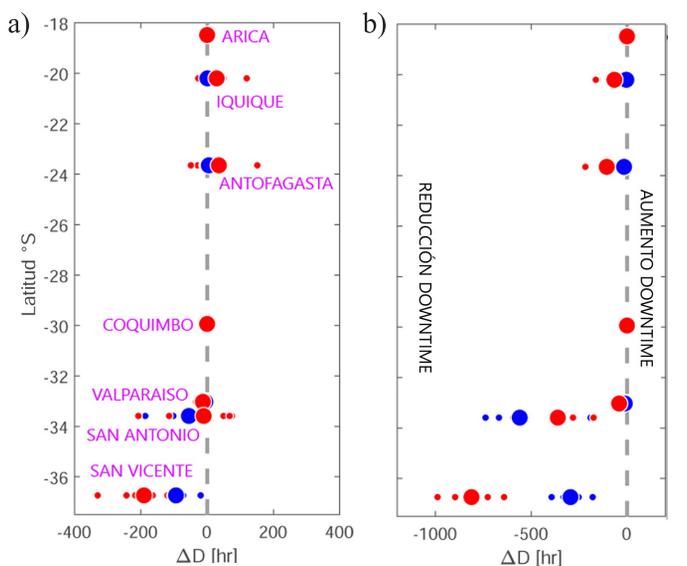
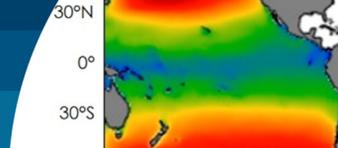


Figura 11: Cambios en el *downtime* operacional (en horas/año) entre el período histórico (1985-2004) y la proyección de a) medio siglo (2026-2045) y b) fines de siglo (2081-2100) para umbrales de operación asociados a un buque portacontenedores, definidos por $H_s^{lim} = 1.5$ m para oleaje por la banda (rojo) y $H_s^{lim} = 2.0$ m para oleaje por proa o popa (azul). Los círculos pequeños simbolizan los cambios por GCM y los grandes representan la mediana (Winckler *et al.*, 2022a)

La Figura 11 ilustra los cambios en el *downtime* operacional entre el período histórico y la proyección a mediados y fines de siglo para los umbrales definidos. Se observa que, para mediados de siglo (Figura 11a), las condiciones operacionales empeorarían en los puertos de Iquique y Antofagasta, permanecerían sin cambios en Arica y Coquimbo, mejorarían levemente en Quintero, Valparaíso y San Antonio y mejorarían significativamente en San Vicente. Los cambios, no obstante, son acotados pues se traducen en aumentos o reducciones de *downtime* operacional bajo las 200 horas anuales. El *downtime* se reduciría a fines de siglo en prácticamente todos los puertos (Figura 11b), lo que generará una mejora en las condiciones operativas.

A partir de estos cálculos, Winckler *et al.* (2022b) analizan el impacto económico de los cierres de puerto, considerando las tarifas de cobro por hora de atraque y metros de eslora y por movimiento de carga. Para quien desee acceder a más detalles, el procedimiento detallado de estos cálculos está disponible en Melo *et al.* (2023).

Nivel del mar extremo en playas

Existen numerosos estudios que abordan las inundaciones

costeras a escala mundial, regional y local. Un *proxy* para evaluar la amenaza de inundaciones costeras es calcular el nivel del mar extremo local, denominado *ESL* en la literatura (*extreme sea level*) que es un nivel excepcionalmente alto y de una duración del orden de horas a días. Para ilustrar el cálculo del *ESL*, se recurre a un estudio en la bahía de Cartagena desarrollado por Esparza (2023), quien lo define a partir de un modelo aditivo lineal:

$$ESL = R + ND \quad (3)$$

donde *R* es el *runup* del oleaje y *ND* es el nivel de diseño ya definido. El *runup* tiene una distribución estadística dentro de un estado de mar y se mide verticalmente desde la línea de aguas quietas. Para efectos de un estudio de cambio climático en playas, se puede utilizar el *runup* excedido por el 2% del número de olas entrantes asociado a un estado de mar, considerando fórmulas como la de Stockdon *et al.* (2006) para cada GCM, y luego ensamblar los resultados de este cálculo obtenido para cada GCM.

La Figura 12 muestra el *ESL* para diferentes períodos de retorno en cuatro sitios de la bahía de Cartagena para un escenario histórico (1985-2004) y horizontes a medio siglo (2026-2045) y fines de siglo (2081-2100). Estas curvas corresponden a los *ensembles* de los cálculos obtenidos para 6 GCM.

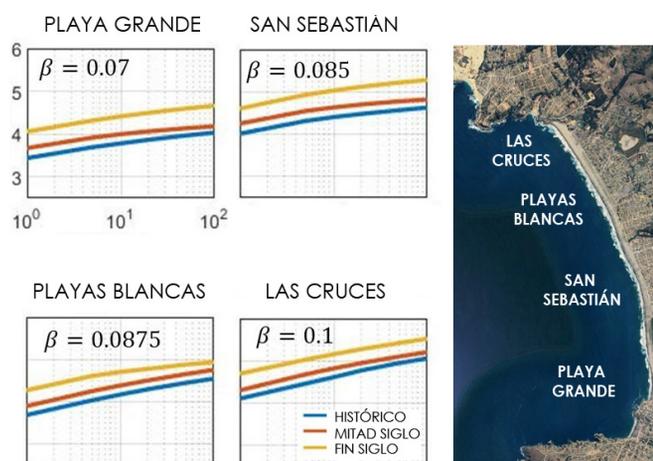
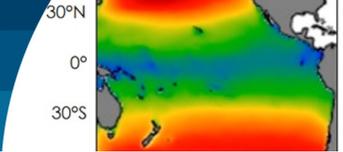


Figura 12: Nivel extremo para diferentes períodos de retorno en seis sitios de la bahía de Cartagena para un escenario histórico (1985-2004) y para horizontes a medio siglo (2026-2045) y fines de siglo (2081-2100) bajo un escenario de emisiones RCP8.5. β representa la pendiente. Se ilustran sólo la mediana de los *ensembles* obtenidos a partir de 6 GCM (adaptado de Esparza, 2023)



Sobrepaso de obras marítimas

El sobrepaso de oleaje sobre defensas costeras es otra medida del impacto del cambio climático en la costa, pues permite cuantificar el daño en defensas, edificaciones y la seguridad de peatones y vehículos. El sobrepaso incorpora variables asociadas al oleaje, al nivel del mar y a las propiedades geométricas de una defensa costera. El cálculo del sobrepaso es un procedimiento convencional en el diseño de obras costeras. Sin embargo, la inclusión de los cambios en el oleaje y el aumento del NMM es relativamente simple si se cuenta con un set de GCM de ambas variables a nivel local (Figura 13). Por ejemplo, Winckler *et al.* (2022b) efectúan cálculos del sobrepaso a partir de 6 GCM de oleaje y 21 GCM de NMM. Dichos resultados se sintetizan a continuación.

El sobrepaso, expresado como el caudal medio por unidad de ancho de defensa costera q , en $m^3/m/s$, se puede calcular mediante diversas fórmulas empíricas. Winckler *et al.* (2022b) utilizan la fórmula de Owen (USACE, 2006; p. VI-5-24), pero podrían utilizarse otras dependiendo de la tipología, condiciones oceanográficas y rango de aplicabilidad:

$$\frac{q}{gH_s T_{om}} = a \exp\left(-b \frac{R_c}{H_s} \sqrt{\frac{s_{om}}{2\pi}} \frac{1}{\gamma_r}\right) \quad (4)$$

donde H_s es la altura significativa y T_{om} es el período medio de oleaje, y se efectúan los siguientes supuestos. La esbeltez del oleaje se calcula como $S_{om} = H_s / L_{om}$, donde la longitud de onda en aguas profundas se calcula en función del período mediante la expresión $L_{om} = gT_{om}^2 / 2\pi$. Se asume un talud de roca de 1:2, impermeable, coeficientes empíricos $a = 0.013$ y $b = 22$ asociados a dicho talud, geometría de la defensa y tipo de rotura, y un factor de reducción por rugosidad de $\gamma_r = 0.8$. Se asume asimismo un francobordo de $R_c = 8$ m sobre el nivel medio del mar para el período histórico, y de $R_c = R_c - \Delta z$, para la proyección a fin de siglo donde $\Delta z = +0.6$ m corresponde al aumento del NMM para esa ventana temporal. En cada puerto, el oleaje se calcula en las cercanías de la costa mediante una transformación del oleaje desde aguas profundas al sitio. En este caso se calcula el sobrepaso para diferentes períodos de retorno tanto para la ventana histórica (1985-2004) y como para fines de siglo (2081-2100).

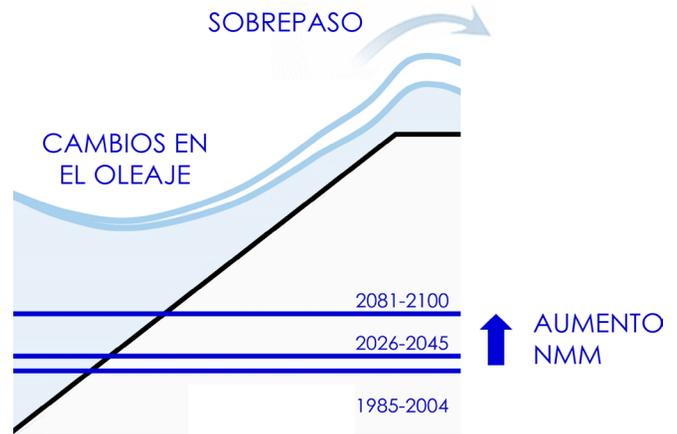


Figura 13: Sobrepaso considerando cambio climático

La Figura 14 muestra los resultados del sobrepaso histórico y los cambios para mediados de siglo (2026-2045). Se observa que el sobrepaso está altamente influenciado por el abrigo natural de cada puerto -Coquimbo y Valparaíso se ubican en sectores protegidos dentro de bahías, lo que explica el bajo sobrepaso. En los puertos del norte y centro se incrementará el sobrepaso producto principalmente, del aumento del NMM, lo que redundará en mayores daños en infraestructura y riesgos a la seguridad de peatones y vehículos. Los puertos del San Antonio sur experimentarían una reducción de sobrepaso, en comparación con el período histórico. Finalmente, en Winckler *et al.* (2022b) se efectúa una discusión sobre cómo se podrían mejorar estos resultados.

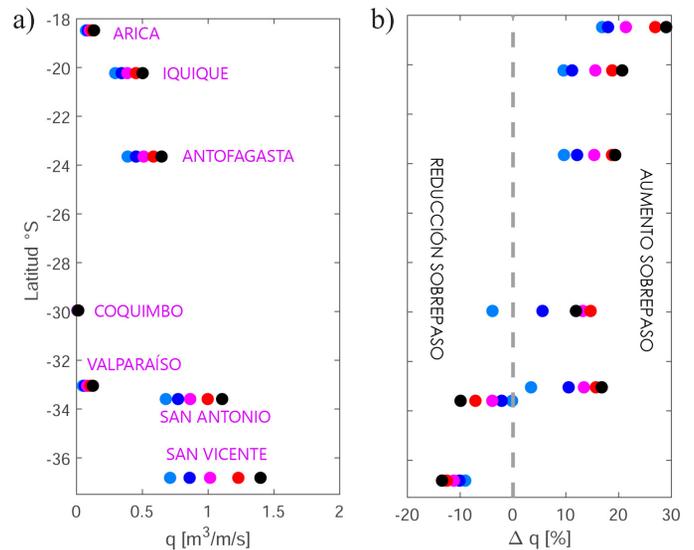
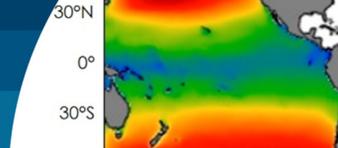


Figura 14: Sobrepaso asociado a diferentes períodos de retorno para el período histórico (1985-2004) y los cambios de dicha variable para mediados de siglo (2026-2045) (adaptado de Winckler *et al.*, 2022a)



Erosión de playas

El cambio climático puede suponer un retroceso, avance o pivoteo de la línea de costa, que se suma a otras posibles causas que explican la erosión (Luijendijk *et al.*, 2018). La pérdida de playas tiene efectos adversos en el turismo, en la pérdida de ecosistemas y en un aumento del daño de las obras costeras que las delimitan. Existen algunos esfuerzos para cuantificar cómo será la erosión de las playas a nivel nacional. Por ejemplo, en Winckler *et al.* (2023) se calcula

la erosión costera a mediados (2026-2045) y fines de siglo (2081-2100) bajo el escenario RCP 8.5 mediante la fórmula de Bruun (1962) a partir de 6 GCM de oleaje y 21 GCM de NMM. La Figura 15 presenta los resultados de erosión en 45 playas entre Iquique y el Golfo de Arauco. Winckler *et al.* (2023) también efectúan cálculos del pivoteo en estas playas.

Los resultados indican que las playas ubicadas entre Arica y el Canal Chacao experimentarán retrocesos medios anuales de hasta 13 m a mediados de siglo y ninguna playa experimentará una desaparición total. Con todo, las playas con menor altura de berma serán más erosionadas que aquellas con mayor altura puesto que tienen mayor volumen de arenas para adaptarse a las nuevas condiciones. Por otra parte, aquellas playas con sedimentos finos experimentarán mayor retroceso que playas de arena gruesa puesto que los finos son menos estables. Cabe notar que estos cálculos no consideran los cambios verticales del terreno asociados al ciclo sísmico, los efectos hidrológicos asociados a cambios en el aporte sedimentario desde las desembocaduras, o el transporte eólico, que también puede jugar un rol relevante en el balance másico de las playas. Un buen antecedente en esta línea, que se focaliza en una bahía en particular, es el estudio “Diagnóstico mejoramiento playa La Serena, Comuna La Serena, región de Coquimbo”, desarrollado por la consultora Aguas y el Instituto Nacional de Hidráulica para la Dirección de Obras Portuarias.

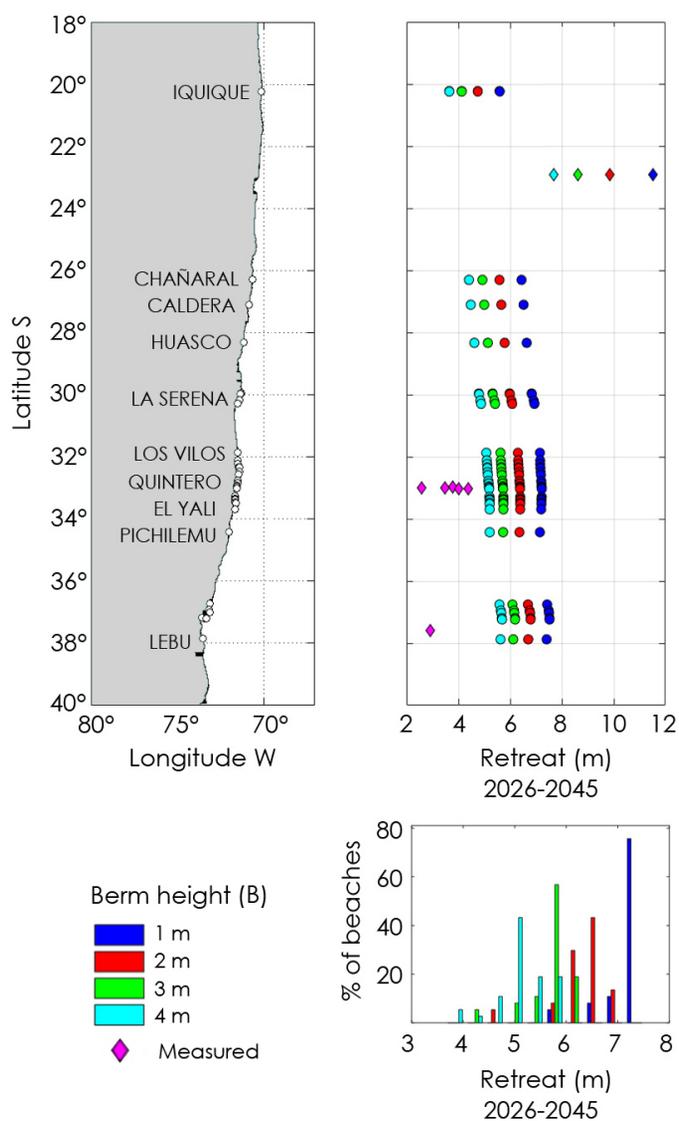
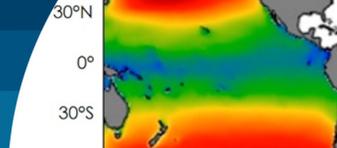


Figura 15: Retroceso de la línea de costa (*retreat*), en metros, debido al efecto conjunto de aumento del NMM y cambios en el oleaje para mediados de siglo (2026-2045) respecto del período histórico. La erosión se calcula para tamaños de sedimento de $d_{50} = 0.3$ mm y diferentes alturas de la berma B. El panel inferior representa un análisis de frecuencia de los paneles superiores (adaptado de Winckler *et al.*, 2023)

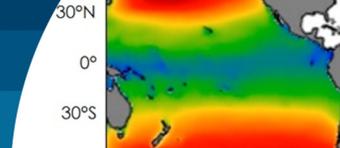
Conclusión

La presente metodología para integrar el cambio climático en el diseño de infraestructura costera y portuaria considera etapas (1 y 2) que exceden las capacidades técnicas y plazos de respuesta de las consultoras chilenas, pues su consecución exige tiempos de preproceso, proceso y postproceso que exceden los plazos asociados a consultorías de la DOP. Por esta razón, se recomienda que el Estado viabilice la disposición de las proyecciones de las variables (vientos, oleaje, marea meteorológica y nivel medio del mar) en nodos oceánicos distanciados cada 1° a 2° de latitud, de modo que sean las consultoras las que, con metodologías convencionales, puedan efectuar la transformación de dichas variables al sector de estudio.

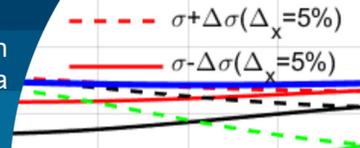


Referencias

- Baldan, D., Coraci, E., Crosato, F., Ferla, M., Bonometto, A. and Morucci, S. (2022). Importance of non-stationary analysis for assessing extreme sea levels under sea level rise. *Natural Hazards and Earth System Sciences* **22**(11), 3663-3677
- Beyá, J., Álvarez, M., Gallardo, A., Hidalgo, H. and Winckler, P. (2017). Generation and validation of the Chilean Wave Atlas database. *Ocean Modelling* **116**, 16–32
- Beyá, J., Álvarez, M., Gallardo, A., Hidalgo, H., Aguirre, C., Valdivia, J., Parra, C., Méndez, L., Contreras, C., Winckler, P. et al. (2016). Atlas de Oleaje de Chile. Universidad de Valparaíso: Valparaíso, Chile, ISBN: 978-956-368-194-9. <https://oleaje.uv.cl/descargas.html>
- Bruun, P. (1962). Sea-level rise as a cause of shore erosion. *Journal of the Waterways and Harbors Division* **88**(1), 117-130
- CCG-CIGIDEN (2024). Evaluación de término plan de adaptación y mitigación de los servicios de infraestructura al cambio climático 2017-2022. Reporte Final, 15 de enero de 2024.
- CEPAL (2015). Efectos del cambio climático en la costa de América Latina y el Caribe. Dinámicas, tendencias y variabilidad climática. http://repositorio.cepal.org/bitstream/handle/11362/3955/4/S1500961_es.pdf
- Church, J.A., Clark, P.U., Cazenave, A., Gregory, J.M., Jevrejeva, S., Levermann, A., Merrifield, M.A., Milne, G.A., Nerem, R.S., Nunn, P.D., Payne, A.J., Pfeffer, W.T., Stammer D. and Unnikrishnan, A.S. (2013). Sea Level Change. In *Climate Change 2013: The Physical Science Basis, Contribution of Working Group I to the Fifth Assessment Report of the Intergovernmental Panel on Climate Change*; Cambridge University Press, Cambridge, UK and New York, NY, USA, vol. 13, 1137–1216. <https://www.ipcc.ch/report/ar5/wg1/>
- Esparza, C. (2023). *Extreme sea level projections in Cartagena bay towards mid and end of the twenty-first century under RCP8.5 scenario*. MSc thesis, P. Universidad Católica de Chile, Santiago, Chile.
- Gironás, J. y Yáñez, G. (2021). Impactos y adaptación en infraestructura. En *Cambio Climático en Chile. Ciencia, Mitigación y Adaptación*. Castilla, J.C. et al. (eds.). Centro de Cambio Global UC. Santiago, Chile, <https://ediciones.uc.cl/cambio-climatico-en-chile-ciencia-mitigacion-y-adaptacion-config-9789561424227.html>
- Haasnoot, M., Brown, S., Scussolini, P., Jimenez, J.A., Vafeidis, A.T. and Nicholls, R.J. (2019). Generic adaptation pathways for coastal archetypes under uncertain sea-level rise. *Environmental Research Communications* **1**(7), 071006.
- IPCC (2021). Summary for policymakers. In: *Climate Change 2021: The Physical Science Basis. Contribution of Working Group I to the Sixth Assessment Report of the Intergovernmental Panel on Climate Change*. Masson-Delmotte, V., P. Zhai, A. Pirani, S.L. Connors, C. Péan, S. Berger, N. Caud, Y. Chen, L. Goldfarb, M.I. Gomis, M. Huang, K. Leitzell, E. Lonnoy, J.B.R. Matthews, T.K. Maycock, T. Waterfield, O. Yelekçi, R. Yu, and B. Zhou (eds.). Cambridge University Press, Cambridge, UK and New York, NY, USA, 3-34, <https://doi.org/10.1017/9781009157896>
- IPCC (2019). IPCC Special Report on the Ocean and Cryosphere in a Changing Climate. H.O. Pörtner, D.C. Roberts, V. Masson-Delmotte, P. Zhai, M. Tignor, E. Poloczanska, K. Mintenbeck, A. Alegría, M. Nicolai, A. Okem, J. Petzold, B. Rama, N.M. Weyer (eds.). Cambridge University Press, Cambridge, UK and New York, NY, USA, <https://doi.org/10.1017/9781009157964>
- IPCC (2013). Summary for policymakers. In: *Climate Change 2013: The Physical Science Basis. Contribution of Working Group I to the Fifth Assessment Report of the Intergovernmental Panel on Climate Change*. Stocker, T.F., D. Qin, G.K. Plattner, M. Tignor, S.K. Allen, J. Boschung, A. Nauels, Y. Xia, V. Bex and P.M. Midgley (eds.). Cambridge University Press, Cambridge, UK and New York, NY, USA.
- Lemos, G., Menendez, M., Semedo, A., Camus, P., Hemer, M., Dobrynin, M. and Miranda, P.M. (2020). On the need of bias correction methods 776 for wave climate projections. *Global and Planetary Change* **186**, 103109



- Luijendijk, A., Hagenaars, G., Ranasinghe, R., Baart, F., Donchyts, G. and Aarninkhof, S. (2018). The state of the world's beaches. *Scientific Reports* 8: 6641
- Martínez, C., Winckler, P., Agredano, R., Esparza, C., Torres, I. and Contreras-López, M. (2021). Coastal erosion in sandy beaches along a tectonically active coast: The Chile study case. *Progress in Physical Geography: Earth and Environment* 46(2), 250-271
- Melo, O., Samaniego, J., Carbonell, J.F., Jadrijevic, M. y Briceño, S. (2023). Costos asociados a la inacción frente al cambio climático en Chile: síntesis, Documentos de Proyectos (LC/TS.2023/45), Comisión Económica para América Latina y el Caribe CEPAL, Santiago, Chile, https://repositorio.cepal.org/bitstream/handle/11362/48880/1/S2300039_es.pdf
- Mentaschi, L., Vousdoukas, M., Voukouvalas, E., Sartini, L., Feyen, L., Besio, G. and Alfieri, L. (2016). The transformed-stationary approach: a generic and simplified methodology for non-stationary extreme value analysis. *Hydrology and Earth System Sciences* 20(9), 3527-3547
- MOP y MMA (2017). Plan de adaptación y mitigación de los servicios de infraestructura al cambio climático 2017-2022, <https://biblioteca.digital.gob.cl/items/0c06899e-8b85-46bd-b8ee-566de6649d94>
- Morim, J., Trenham, C., Hemer, M., Wang, X., Mori, N., Shimura, T., Timmermans, B., Mentaschi, L., Casas-Prat, M., Semedo, A., Dobrynin, M., Camus, P., Bricheno, L., Feng, Y. and Erikson, L. (2019). COWCLIP2.0 ocean wave climate and extremes statistics from CMIP5-driven wave models. Australian Ocean Data Network. <https://dx.doi.org/10.26198/5d91a9d00d60d>
- Muis, S., Apecechea, M.I., Dullaart, J., de Lima Rego, J., Madsen, K.S., Su, J., Yan, K. and Verlaan, M. (2020). A high-resolution global dataset of extreme sea levels, tides, and storm surges, including future projections. *Frontiers in Marine Science* 7:263. doi:10.3389/fmars.2020.00263/full
- PIANC (1995). Criteria for movements of moored ships in harbours. A Practical Guide. Report of Working Group no. 24. Supplement to Bulletin no. 88. Brussels, Belgium
- PPEE (1999, 2007). Recommendations for the design of the maritime configuration of ports, approach channels and harbour basins. ROM 3.1-99. English version 2007. Puertos de Estado, Madrid, España.
- Saha, S., Moorthi, S., Pan, H.L., Wu, X., Wang, J., Nadiga, S., Tripp, P., Kistler, R., Woollen, J., Behringer, D., Liu, H. et al. (2010). The NCEP climate forecast system reanalysis. *Bulletin of the American Meteorological Society* 91(8), 1015-1058
- Stockdon, H.F., Holman, R.A., Howd, P.A. and Sallenger Jr, A.H. (2006). Empirical parameterization of setup, swash, and runup. *Coastal Engineering* 53(7), 573-588.
- USACE (2006). Coastal Engineering Manual. Chapter 5, Fundamentals of Design. Part VI. USA
- Winckler, P., Esparza, C., Mora, J., Agredano, R., Contreras-López, M., Larraguibel, C., Melo, O. Contreras (2022a). Impactos del cambio climático en las costas de Chile. En *Hacia una Ley de Costas en Chile: bases para una Gestión integrada de Áreas Litorales*. Martínez, C. et al. (eds). Serie GEOLibro N°38, Instituto de Geografía, Pontificia Universidad Católica de Chile, Santiago. <https://geografia.uc.cl/destacados/2543-ya-disponible-geolibro-hacia-una-ley-de-costas-en-chile-bases-para-una-gestion-integrada-de-areas-litorales>
- Winckler, P., Esparza, C., Mora, J., Melo, O. Bambach, N. Contreras-López, M. and Sactic, M.I. (2022b). Impacts in ports on a tectonically active coast for climate-driven projections under the RCP 8.5 scenario: 7 Chilean ports under scrutiny. *Coastal Engineering Journal* 64(3), 387-405 <https://doi.org/10.1080/21664250.2022.2088194>
- Winckler, P., Agredano, R., Esparza, C., Melo, O., Sactic, M.I. and Martínez, C. (2023). Projections of beach erosion and associated costs in Chile. *Sustainability* 15(7), 5883. <https://doi.org/10.3390/su15075883>



Análisis del comportamiento de un amortiguador de masa sintonizado considerando incertidumbre en los parámetros del sistema para excitaciones sísmicas de alto contenido de frecuencias

Analysis of the behaviour of a tuned mass damper considering uncertainty in the system parameters for high frequency content seismic excitations

DOI: <https://doi.org/10.21703/0718-2813.2024.36.3000>

Fecha de entrega: 10 de mayo 2024
Fecha de aceptación: 23 de agosto 2024

Gilda Espinoza, Álvaro Suazo-Schwencke y Paulina Ulloa

Universidad del Bío-Bío, Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental, Avenida Collao 1202, Casilla 5-C, Concepción, Chile, asuazo@ubiobio.cl, gespinoz@ubiobio.cl, pulloaurizar@gmail.com

Se investiga la eficiencia de un amortiguador de masa sintonizado al controlar un sistema de un grado de libertad, cuando a la razón de masa del AMS y el periodo traslacional desacoplado de la estructura se les incluye incertidumbres de 5, 10 y 20%, en el sentido positivo y negativo con respecto al caso sin incertidumbre. La excitación y el análisis son de tipo estocástico y de alto contenido de frecuencias. Para la inclusión de la incertidumbre se utiliza una expansión en serie de Taylor que considera sólo la aproximación de primer orden. El rango de razones de masa del AMS van desde 0.02 a 0.05, los periodos de la estructura abarcan un rango desde 1.5 a 2.0 s. Los resultados muestran que la inclusión de incertidumbre en la razón de masa y el periodo de la estructura muestra una influencia en los valores de los parámetros óptimos y en la eficiencia del AMS en la reducción de la desviación estándar de desplazamiento de la estructura. Las incertidumbres en los parámetros del sistema tienen una influencia notable y no pueden ser ignoradas. La inclusión de incertidumbre en el periodo de la estructura muestra las mayores variaciones en los parámetros óptimos y reducciones, en especial para razones de masa grandes y estructuras rígidas.

Palabras clave: amortiguador de masa sintonizado, incertidumbre en los parámetros, análisis estocástico, excitación de alto contenido de frecuencias

The behaviour of a tuned mass damper is investigated when controlling a one degree of freedom system, when uncertainties of 5, 10 and 20% are included in the mass ratio of the AMS and the uncoupled translational period of the structure, in positive and negative sense with respect to the case of uncertainty. The excitation and analysis are of a stochastic type, and of high frequency content. To include uncertainty, a Taylor series expansion is used that considers only the first-order approximation. The range of mass ratios of the AMS ranges from 0.02 to 0.05, the periods of the structure cover a range from 1.5 to 2.0 s. The results show that the inclusion of uncertainty in the mass ratio and the period of the structure shows an influence on the values of the optimal parameters and on the efficiency of the AMS in reducing the standard deviation of displacement of the structure. Including uncertainty in the structure period shows the largest variations in optimal parameters and reductions. Uncertainties in system parameters have a notable influence and cannot be ignored. In general, the advantage of AMS tends to reduce or increase as the level of uncertainty increases in the positive or negative direction.

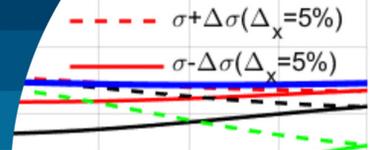
Keywords: tuned mass damper, parameter uncertainty, stochastic analysis, high frequency content excitation

Introducción

Al momento de diseñar cualquier estructura se debe tener presente que esta enfrentará alguna solicitación dinámica. En Chile una de las más relevante es la excitación sísmica. Se han estudiado diversos sistemas que ayudan a disipar la energía en estructuras civiles y a reducir el daño ante

este tipo de solicitación bajo el concepto de seguridad y serviciabilidad, tanto para personas y estructuras. Dentro de estos sistemas se encuentra el amortiguador de masa sintonizado (AMS).

Estos tipos de dispositivos no se rigen por el diseño sismorresistente convencional, en el que se aumenta la



capacidad de elementos estructurales para que resista una demanda sísmica de diseño, es decir, satisfacer la inequación, C (capacidad) $>$ D (demanda). Los dispositivos como el AMS adicionan un sistema dinámico que permite cambiar las propiedades dinámicas del sistema completo, con la finalidad de satisfacer el diseño de reducción de vibración, a través de la modificación de las propiedades dinámicas de la estructura, con el objetivo de disminuir la demanda y mantener o reducir la capacidad.

Un AMS es una masa secundaria que se une a una estructura por medio de un resorte y un amortiguador, absorbiendo la energía cinética de la estructura por medio de su oscilación con el mismo periodo del sistema principal, reduciéndose así la respuesta estructural.

Los primeros estudios relacionados con el AMS se remontan a 1909. Ese año Frahm (1909) patentó un dispositivo de amortiguamiento de vibraciones, consistente en acoplar una masa en una embarcación a través de un elemento de rigidez característica, con el fin de disminuir el movimiento del casquete de un barco. Pese a que esta filosofía fue propuesta inicialmente para un problema particular, la misma patente otorgaba la posibilidad de utilizar este dispositivo en otros sistemas tales como edificios sometidos a excitaciones dinámicas.

Ormondroyd y Den Hartog (1928) presentan la teoría del AMS. Desarrollan matemáticamente el análisis dinámico para una estructura equipada con una aceleración basal mono frecuencial. Desarrollada la teoría básica del AMS, Den Hartog (1940) encuentra los parámetros óptimos de diseño de los dispositivos, que minimizan la respuesta máxima del sistema principal no amortiguado, para excitaciones sísmicas simples y expresadas como expresiones cerradas. Brock (1946) determinó los parámetros de amortiguamiento óptimos para el dispositivo.

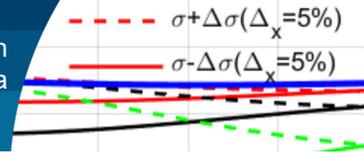
Crandall y Mark (1963) analizan el comportamiento del AMS en el control de una estructura utilizando teoría de vibraciones aleatorias, sometida a una excitación basal de ruido blanco. Sladek y Klingner (1983) analizan el comportamiento AMS cuya función principal es la reducción del efecto del viento en edificios de gran altura. El resultado fue una reducción de la aceleración inducida por el viento hasta un 40%.

Soto-Brito y Ruiz (1999) analizan la efectividad de los

AMS en edificios no lineales sometidos a sismos de media y alta intensidad del sistema. Concluyen que a medida que aumenta la intensidad del movimiento sísmico, la eficiencia del AMS disminuye. Miranda (2005) presenta un modelo teórico basado en la energía para un sistema de dos grados de libertad. Se analizan amortiguadores de masa sintonizados como una forma de aumentar la amortiguación modal, con el fin de inducir una disminución de la respuesta sísmica de las estructuras de manera controlada. Se propone el modelo para ser aplicado a través de un procedimiento numérico iterativo para identificar los parámetros óptimos.

Dentro de los sistemas de protección sísmicos pasivos, que no necesitan de una fuente de energía externa para su funcionamiento está el ACLS. Este consiste en un tubo en U que posee en su interior líquido, generalmente agua, que, ante un movimiento en su base, oscila con una frecuencia propia. En su parte inferior, posee un orificio que provoca una pérdida carga (Shum, 2009). Debbarma *et al.* (2010) observan que, si los parámetros óptimos de los ACLS no están perfectamente sintonizados en el modo de vibración que se quiere controlar, la eficiencia de los amortiguadores puede disminuir. Esto implica que se debiera considerar la presencia de incertidumbre en los parámetros del sistema. Para estudiar este efecto utilizan la teoría de perturbación de la matriz utilizando la expansión de la serie de Taylor de primer orden. Realizan un estudio numérico para obtener el efecto de las incertidumbres de los parámetros de diseño y rendimiento del ACLS. Este artículo servirá de base para seguir la línea investigativa del efecto de la incertidumbre en los parámetros óptimos, pero considerando el AMS en vez del ACLS.

Espinoza *et al.* (2020) estudian el comportamiento de una estructura sometida a una excitación sísmica estocástica, controlada por un amortiguador de columna de líquido sintonizado (ACLS) óptimo, cuando se introduce incertidumbre en algunos parámetros del sistema. Se realiza una linealización estadística equivalente, para incluir la naturaleza no lineal del ACLS. La incertidumbre es ingresada en la razón de masa, la razón de longitud y el coeficiente de pérdida de carga. Se encuentra que una introducción de incertidumbre en el periodo de la estructura produce una gran sensibilidad en los parámetros óptimos del ACLS, la eficiencia y el RMS del desplazamiento de la estructura.



Espinoza *et al.* (2021) estudian el comportamiento de los parámetros óptimos y de la eficiencia del amortiguador combinado sintonizado (ACS), consistente en la combinación entre un AMS y un ACLS, en el control de una estructura sometida a excitación sísmica estocástica de alto contenido de frecuencias, cuando se incorpora incertidumbre en la razón de masa y la razón de longitud. Los resultados muestran que el parámetro óptimo del ACS más sensible en su valor es el coeficiente de pérdida de carga, ante la introducción de incertidumbre en su razón de longitud. La eficiencia del ACS y RMS de desplazamiento de la estructura principal es prácticamente insensible a una incertidumbre menor a un 10%, tanto de la razón de masa y de la razón de longitud.

Esta investigación tiene por objetivo analizar el comportamiento de los parámetros óptimos del AMS y su eficiencia en el control de una estructura, sometida a una excitación sísmica estocástica de alto contenido de frecuencia, cuando existe incertidumbre en los parámetros del sistema.

Modelo estructural

En la Figura 1 se puede observar el modelo utilizado en la investigación. Este está compuesto por un amortiguador de masa sintonizado (AMS) unido a la estructura principal mediante un resorte y amortiguador. Las propiedades de la estructura son el amortiguamiento C_S , la rigidez K_S y la masa M_S . Por otra parte, el AMS tiene una masa M_T , rigidez K_T y amortiguamiento C_T . Además $X_1(t)$ y $X_T(t)$, corresponden a los grados de libertad del modelo, los

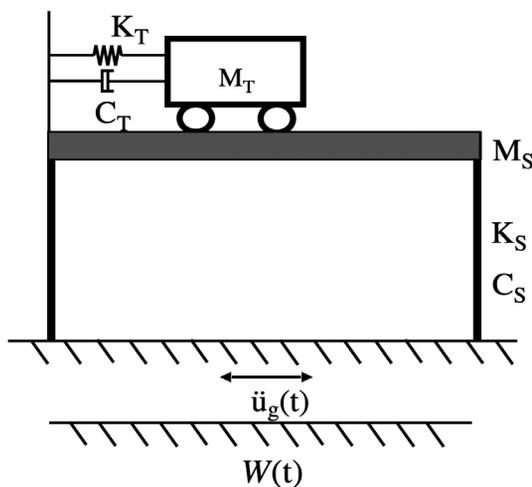


Figura 1: Modelo de estructura lineal con AMS.

cuales son el desplazamiento lateral del sistema principal y al desplazamiento lateral del AMS, respectivamente.

Se considera un filtro que posee alta potencia en un rango de frecuencias medias y altas, denominándose filtro de ancho de banda amplio (BBP).

Ecuaciones de movimiento

El sistema dinámico posee dos ecuaciones de equilibrio dinámico correspondiente a los grados de libertad del modelo.

$$(M_S + M_T)\ddot{X}_1 + M_T\ddot{X}_T + C_S\dot{X}_1 + K_S X_1 + (M_S + M_T)\ddot{u}_g = 0 \quad (1)$$

$$M_T\ddot{X}_1 + M_T\ddot{X}_T + C_T\dot{X}_T + K_T X_T = - (M_T\ddot{u}_g) \quad (2)$$

Expresando en forma matricial, el sistema de dos ecuaciones diferenciales de segundo orden se obtiene la ecuación (3).

$$[\mathbf{M}]\{\ddot{\mathbf{X}}(t)\} + [\mathbf{C}]\{\dot{\mathbf{X}}(t)\} + [\mathbf{K}]\{\mathbf{X}(t)\} = - [\mathbf{m}^*]\{1\}\ddot{U}_g(t) \quad (3)$$

Las matrices \mathbf{M} , \mathbf{m}^* , \mathbf{C} , \mathbf{K} se muestran a continuación:

$$\mathbf{M} = \begin{bmatrix} 1 + \mu_t & \mu_t \\ \mu_t & \mu_t \end{bmatrix} \quad (4)$$

$$\mathbf{m}^* = \begin{bmatrix} 1 + \mu_t & 0 \\ 0 & \mu_t \end{bmatrix} \quad (5)$$

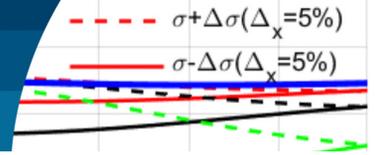
$$\mathbf{C} = \begin{bmatrix} 2\omega_S\xi_S & 0 \\ 0 & 2\omega_t\xi_t\mu_t \end{bmatrix} \quad (6)$$

$$\mathbf{K} = \begin{bmatrix} \omega_S^2 & 0 \\ 0 & \omega_t^2\mu_t \end{bmatrix} \quad (7)$$

donde \mathbf{M} es la matriz de masa del modelo, \mathbf{m}^* es la matriz de influencia del input, \mathbf{C} es la matriz de amortiguamiento de la estructura más AMS, \mathbf{K} es la matriz de rigidez del sistema completo y $\mu_t = \frac{M_T}{M_S}$ es la razón de masa del AMS.

Análisis probabilístico en el dominio del tiempo

Se realiza un análisis estocástico en el dominio del tiempo con el objetivo de obtener los parámetros óptimos del AMS para un input aleatorio. En esta investigación se



considerará una excitación estocástica de alto contenido de frecuencias. El input aleatorio se obtuvo pasando una excitación de ruido blanco a través de un doble filtro de Clough – Penzien, compuesto por un filtro que simula el estrato de suelo y un segundo filtro que corrige las frecuencias bajas.

Representación en espacio de estado sin filtro

En las ecuaciones (8) y (9) se muestran las matrices de estado A y B de la estructura más el AMS, y de colocación del input, respectivamente.

$$\mathbf{A} = \begin{bmatrix} \mathbf{0}_{2 \times 2} & \mathbf{I}_{2 \times 2} \\ -\mathbf{M}^{-1}\mathbf{K} & -\mathbf{M}^{-1}\mathbf{C} \end{bmatrix} \quad (8)$$

$$\mathbf{B} = \begin{bmatrix} \mathbf{0}_{2 \times 1} \\ -\mathbf{M}^{-1}\mathbf{m}^* \end{bmatrix} \quad (9)$$

La ecuación (10) corresponde al vector de estado del sistema de la estructura principal y el AMS, sin la inclusión de filtro. La ecuación de estado se puede expresar como se muestra la ecuación (11).

$$\mathbf{X}_2 = \{X_1 \quad X_T \quad \dot{X}_1 \quad \dot{X}_T\}^T \quad (10)$$

$$\dot{\mathbf{X}}_2 = \mathbf{A} \mathbf{X}_2 + \mathbf{B} \ddot{u}_g \quad (11)$$

Filtro utilizado en el análisis

La ecuación (12) corresponde a la ecuación de output, donde \mathbf{X}_f corresponde al vector estado del filtro; los dos primeros elementos representan el filtro debido al estrato de suelo y los otros dos consideran el filtro que corrige las frecuencias bajas.

$$\ddot{u}_g = \mathbf{C}_f \mathbf{X}_f \quad (12)$$

$$\mathbf{X}_f = \{x_g \quad \dot{x}_g \quad x_f \quad \dot{x}_f\}^T \quad (13)$$

A continuación, se muestra la matriz de estado del filtro (ecuación (14)), la matriz de output del filtro (ecuación (15)) y la matriz de colocación de la excitación (ecuación (16)).

$$\mathbf{A}_f = \begin{bmatrix} 0 & 1 & 0 & 0 \\ -\omega_g^2 & -2\xi_g\omega_g & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1 \\ \omega_f^2 & 2\xi_g\omega_g & -\omega_f^2 & -2\xi_f\omega_f \end{bmatrix} \quad (14)$$

$$\mathbf{C}_f = \begin{bmatrix} \omega_g^2 & 2\xi_g\omega_g & -\omega_f^2 & -2\xi_f\omega_f \end{bmatrix} \quad (15)$$

$$\mathbf{B}_f = \begin{bmatrix} 0 \\ -1 \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix} \quad (16)$$

La ecuación (17) es el estado del filtro.

$$\dot{\mathbf{X}}_f = \mathbf{A}_f \mathbf{X}_f + \mathbf{B}_f \mathbf{W}(t) \quad (17)$$

Donde $\mathbf{W}(t)$ es la intensidad de ruido blanco en la roca. Su valor se obtiene a partir del valor de Peak Ground Acceleration (PGA) considerado en el análisis.

$$\mathbf{A}_w = \omega_g^4 (\xi_g \omega_f + \xi_f \omega_g) + 4\xi_g^2 \omega_g^2 (\xi_g \omega_f^3 + \xi_f \omega_g^3) + 4\xi_g \xi_f \omega_g \omega_f (\xi_g \omega_f + \xi_f \omega_g) \quad (18)$$

$$\mathbf{B}_w = 2\xi_g \xi_f \left((\omega_g^2 - \omega_f^2)^2 + 4\omega_g^2 \omega_f^2 (\xi_g^2 + \xi_f^2) + 4\xi_g \xi_f \omega_g \omega_f (\omega_g^2 - \omega_f^2) \right) \quad (19)$$

$$\mathbf{W}(t) = \frac{\text{PGA} \cdot \mathbf{B}_w}{3\pi \mathbf{A}_w} \quad (20)$$

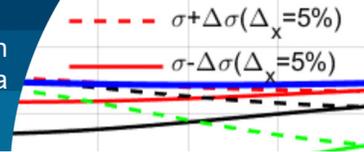
Finalmente expandiendo el estado para incluir el doble filtro, se obtiene la ecuación (21) de estado extendida del sistema estructura-AMS-filtro.

$$\begin{Bmatrix} \dot{\mathbf{X}}_2 \\ \dot{\mathbf{X}}_f \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \mathbf{A}_{4 \times 4} & \mathbf{B}_{4 \times 1} \mathbf{C}_{f_{1 \times 4}} \\ \mathbf{0}_{4 \times 4} & \mathbf{A}_{f_{4 \times 4}} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \mathbf{X}_2 \\ \mathbf{X}_f \end{Bmatrix} + \begin{Bmatrix} \mathbf{0}_{4 \times 1} \\ \mathbf{X}_{f_{4 \times 1}} \end{Bmatrix} \mathbf{W}(t) \quad (21)$$

$$\mathbf{X}_3 = \{\mathbf{X}_2 \quad \mathbf{X}_f\}^T \quad (22)$$

$$\dot{\mathbf{X}}_3 = \mathbf{A}_1 \mathbf{X}_3 + \mathbf{B}_1 \mathbf{W}(t) \quad (23)$$

Los parámetros del filtro de ancho de banda amplio fueron obtenidos mediante el ajuste por mínimos cuadrados de la Función de Densidad de Potencia Espectral de un sismo artificial derivado del espectro de la norma NCh2745 (2013) para suelo tipo B (Figura 2a). La Densidad de Potencia Espectral de cada una de las excitaciones se ajusta a través del filtro de Clough-Penzien modificado (Figura 2b).



$$S_g(\omega) = S_0 \frac{\omega_g^4 + 4\xi_g^2 \omega_g^2 \omega^2}{(\omega_g^2 - \omega^2)^2 + 4\xi_g^2 \omega_g^2 \omega^2} \frac{\omega^4}{(\omega_f^2 - \omega^2)^2 + 4\xi_f^2 \omega_f^2 \omega^2} \quad (24)$$

En la ecuación (24) S_0 , ω_g , ξ_g , ω_f y ξ_f son parámetros ajustados por mínimos cuadrados. En la Tabla 1 se entrega los parámetros del filtro Clough – Penzien para los dos filtros considerados, donde S_0 es la intensidad del ruido blanco, ω_g y ξ_g son la frecuencia y la amortiguación del filtro que simula el estrato del suelo, respectivamente; ω_f y ξ_f son la frecuencia y el amortiguamiento del filtro que corrigen las frecuencias bajas.

Tabla 1: Parámetros del filtro de Clough – Penzien para los procesos aleatorios utilizados.

Tipo de entrada	Parámetros				
	S_0	ω_g , rad/s	ξ_g	ω_f , rad/s	ξ_f
AB-Amplio	207.23	16.57	0.491	3.02	0.48

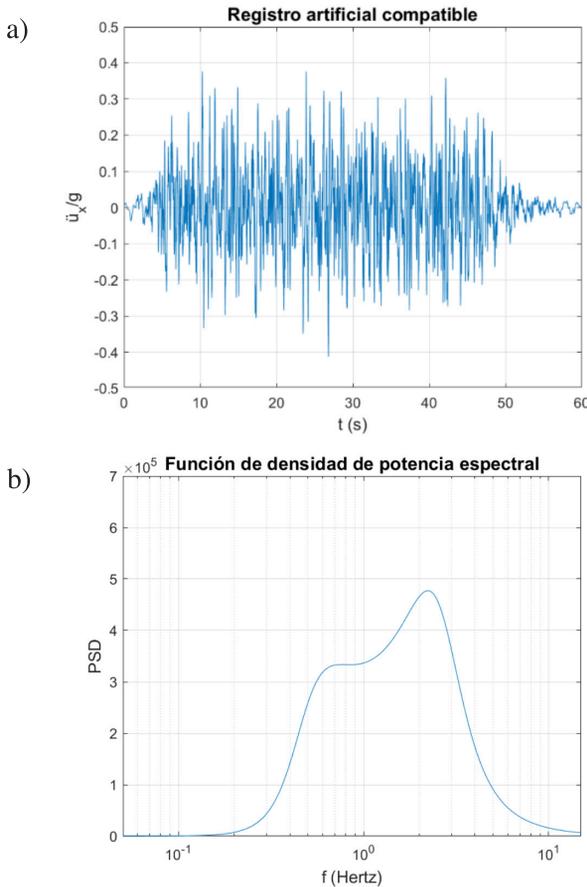


Figura 2: (a) Registro artificial compatible con el espectro NCh2745 (2013) para suelo tipo B y (b) función de densidad de potencia espectral BBP.

Incertidumbre en los parámetros

Los parámetros a los que se les ingresará incertidumbre son la razón de masa (μ_i) y el periodo de la estructura principal (T_s). Las variaciones serán del 5, 10 y 20% de los parámetros con respecto al valor calculado sin incertidumbre, y se observará el impacto de la incertidumbre en el valor de los parámetros óptimos de diseño del AMS y en su eficiencia. La matriz y el vector contienen las propiedades dinámicas del sistema estructura-AMS. En base a eso, se incluirá incertidumbre en los parámetros antes mencionados.

Obtención de matriz de covarianza

Para la obtención de la matriz de covarianza se resolverá la ecuación de Lyapunov. La potencia de ruido blanco se obtuvo considerando que la varianza de la aceleración del suelo a la entrada del sistema debe ser igual a:

$$\sigma_{\ddot{u}_g}^2 = \frac{PGA}{3} \quad (25)$$

$$W(t) = \frac{\sigma_{\ddot{u}_g}^2 \cdot B_w}{\pi A_w} \quad (26)$$

donde PGA es el Peak Ground Acceleration considerado. En este estudio se consideró un PGA de 0.25g. La ecuación (27) es la ecuación de Lyapunov:

$$\mathbf{A}_1 \mathbf{R} + \mathbf{R} \mathbf{A}_1^T + \mathbf{B}_1 \mathbf{W} \mathbf{B}_1^T = 0 \quad (27)$$

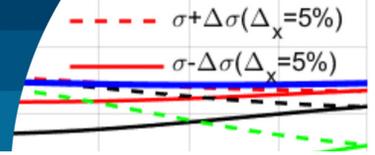
donde \mathbf{R} corresponde a la matriz de covarianza del sistema completo y $W(t)$ a la intensidad del ruido blanco.

Para incluir la incertidumbre en los parámetros, al obtener la matriz de covarianza, las matrices del sistema \mathbf{A}_1 , \mathbf{B}_1 y \mathbf{R} se deben aproximar en series de Taylor de primer orden.

$$\mathbf{A}_1 = \bar{\mathbf{A}}_1 + \sum_{i=1}^m \frac{\partial \mathbf{A}_1}{\partial x_i} \delta x_i + \dots, \quad (28)$$

$$\mathbf{B}_1 = \bar{\mathbf{B}}_1 + \sum_{i=1}^m \frac{\partial \mathbf{B}_1}{\partial x_i} \delta x_i + \dots, \quad (29)$$

$$\mathbf{R} = \bar{\mathbf{R}} + \sum_{i=1}^m \frac{\partial \mathbf{R}}{\partial x_i} \delta x_i + \dots, \quad (30)$$



Donde $\bar{\mathbf{A}}_1$, $\bar{\mathbf{B}}_1$ y $\bar{\mathbf{R}}$ representan la matriz correspondiente al valor nominal de la incertidumbre en los parámetros. Sustituyendo las ecuaciones (28), (29) y (30) en (27), se obtiene lo siguiente:

$$\left(\bar{\mathbf{A}}_1 + \sum_{i=1}^m \frac{\partial \mathbf{A}_1}{\partial x_i} \delta x_i + \dots \right) \left(\bar{\mathbf{R}} + \sum_{i=1}^m \frac{\partial \mathbf{R}}{\partial x_i} \delta x_i + \dots \right) + \left(\bar{\mathbf{R}} + \sum_{i=1}^m \frac{\partial \mathbf{R}}{\partial x_i} \delta x_i + \dots \right) \left(\bar{\mathbf{A}}_1 + \sum_{i=1}^m \frac{\partial \mathbf{A}_1}{\partial x_i} \delta x_i + \dots \right) + \left(\bar{\mathbf{B}}_1 + \sum_{i=1}^m \frac{\partial \mathbf{B}_1}{\partial x_i} \delta x_i + \dots \right) = 0 \quad (31)$$

Dejando de lado el término de orden superior y las ecuaciones del término del mismo orden, la incertidumbre en los parámetros se puede obtener como:

$$\mathbf{A}_1 \bar{\mathbf{B}}_1 + \bar{\mathbf{R}} \mathbf{A}_1^T + \bar{\mathbf{B}}_1 \mathbf{W} = 0 \quad (32)$$

$$\bar{\mathbf{A}}_1 \frac{\partial \mathbf{R}}{\partial x_i} + \frac{\partial \mathbf{A}_1}{\partial x_i} \bar{\mathbf{R}} + \bar{\mathbf{R}} \frac{\partial \mathbf{A}_1^T}{\partial x_i} + \frac{\partial \mathbf{R}}{\partial x_i} \mathbf{A}_1^T + \bar{\mathbf{B}}_1 \mathbf{W} = 0 \quad (33)$$

Para encontrar la RMS del desplazamiento se deben obtener la matriz de covarianza media $\bar{\mathbf{R}}$ y la matriz de sensibilidades de primer orden de la matriz de covarianza $\frac{\partial \mathbf{R}}{\partial x_i}$, se han resuelto dos ecuaciones de Lyapunov, una sin incertidumbre (27) y otra con incertidumbre (32).

La matriz de covarianza media se puede obtener de la ecuación (33), considerando el valor medio de las matrices de parámetros del sistema $\bar{\mathbf{A}}_1$ y $\bar{\mathbf{B}}_1$, sustituyendo el valor medio de los parámetros del modelo, mientras que las sensibilidades de primer orden de la matriz de covarianza $\frac{\partial \mathbf{R}}{\partial x_i}$ se pueden obtener resolviendo la ecuación (33).

$$\sigma_x = \bar{\sigma}_x \pm \sum_{i=1}^m \frac{\partial \sigma_x}{\partial x_i} \delta x_i \dots, \quad (34)$$

$$\begin{cases} \sigma_{x_{up}} = \bar{\sigma}_x + \sum_{i=1}^m \frac{\partial \sigma_x}{\partial x_i} \delta x_i \pm \dots, \\ \sigma_{x_{low}} = \bar{\sigma}_x - \sum_{i=1}^m \frac{\partial \sigma_x}{\partial x_i} \delta x_i \pm \dots, \end{cases}$$

donde :

$$\sigma_x = \sqrt{R(1,1)} \quad (35)$$

$$\frac{\partial \sigma_x}{\partial x} = \frac{1}{2} \left(\frac{\frac{\partial R(1,1)}{\partial x}}{\sqrt{R(1,1)}} \right) \quad (36)$$

donde σ_x , se obtiene de la ecuación de Lyapunov sin incertidumbre, mientras que $\frac{\partial \sigma_x}{\partial x_i}$, de la ecuación de Lyapunov con incertidumbre.

Procedimiento de optimización

Los parámetros por optimizar son la frecuencia y el amortiguamiento del AMS, y el funcional de optimización son la razón entre la desviación estándar del desplazamiento del sistema principal con AMS y la desviación estándar del desplazamiento del sistema principal sin AMS, tanto para las tres condiciones de incertidumbre positiva, negativa y cuando no se considera incertidumbre, es decir:

Función objetivo 1 (FO_1)

$$\text{Minimizar } FO_1 \left(\frac{\sigma_{x_{1cAMS}}}{\sigma_{x_{1sAMS}}} \right) \quad (37)$$

$$\begin{aligned} &\text{Encontrar: } \omega_t, \xi_t \\ &\text{Sujeto a: } 0.3\omega_1 < \omega_t < 1.5\omega_1 \\ &\quad \quad \quad 0 < \xi_t < 0.5 \end{aligned}$$

Función objetivo 2 (FO_2)

$$\text{Minimizar } FO_2 \left(\frac{\sigma_{x_{1lowcAMS}}}{\sigma_{x_{1lowsAMS}}} \right) \quad (38)$$

$$\begin{aligned} &\text{Encontrar: } \omega_t, \xi_t \\ &\text{Sujeto a: } 0.3\omega_1 < \omega_t < 1.5\omega_1 \\ &\quad \quad \quad 0 < \xi_t < 0.5 \end{aligned}$$

Función objetivo 3 (FO_3)

$$\text{Minimizar } FO_3 \left(\frac{\sigma_{x_{1upcAMS}}}{\sigma_{x_{1upsAMS}}} \right) \quad (39)$$

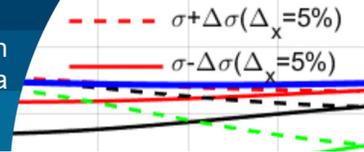
$$\begin{aligned} &\text{Encontrar: } \omega_t, \xi_t \\ &\text{Sujeto a: } 0.3\omega_1 < \omega_t < 1.5\omega_1 \\ &\quad \quad \quad 0 < \xi_t < 0.5 \end{aligned}$$

Los rangos de las restricciones ω_t y ξ_t se seleccionaron tal que no se alcanzaran los límites de optimización.

Resultados

Influencia de la razón de masa en los parámetros óptimos

En las Figuras 2 y 3 se presenta el comportamiento óptimo del AMS con respecto a la razón de masa (μ_t), la que se define como la razón entre la masa de AMS y la masa de la estructura principal, para amortiguamientos de la estructura (ξ_s) de 0.02 y 0.05, respectivamente. La primera fila



muestra la razón de frecuencia óptima del AMS ($\omega_{t\text{opt}}$) con respecto a la frecuencia de base fija del sistema principal (ω_s) y la segunda fila la razón de amortiguamiento óptimo del AMS ($\xi_{t\text{opt}}$). Los dos parámetros óptimos del AMS se analizan en un rango de masa de 0.01 a 0.05 y tres periodos traslacionales desacoplados del sistema principal (T_s), 1.5, 2.0 y 2.5 s.

La Figura 2 muestra que, a mayor incertidumbre, la desviación del valor de los parámetros óptimos con respecto al valor determinístico disminuye con el aumento de la razón de masa. Por otra parte, a medida que el periodo traslacional de la estructura es mayor, la incidencia de la incertidumbre en el valor de la razón de frecuencias óptimas del AMS, con respecto al aumento de la razón de masa es levemente menor. Con respecto a la razón de amortiguamiento óptimo del AMS, la influencia de la incertidumbre es mayor con respecto al valor sin incertidumbre, y aumenta con el aumento de la razón de masa.

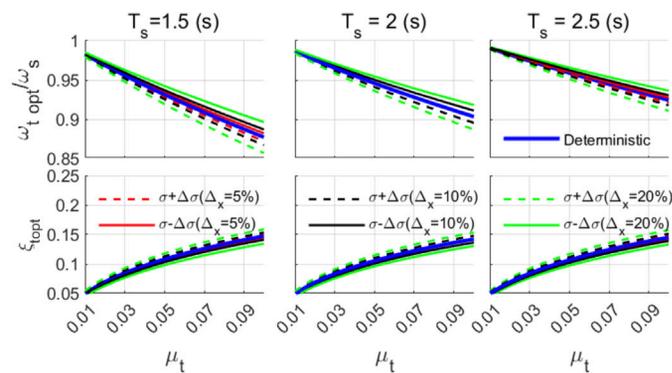


Figura 2: Razón de frecuencias y amortiguamientos óptimos del AMS ($\xi_s = 0.02$)

Se observa en la Figura 3 que el comportamiento de los parámetros óptimos del AMS, ante la inclusión de incertidumbre en la razón de masa es prácticamente el mismo al de la Figura 2, es decir, son insensibles a la razón de amortiguamiento de la estructura principal. Esto se produciría debido a que el dispositivo controla a la estructura a través de la disipación de energía de amortiguamiento, acercando su frecuencia a la de la estructura principal, llegando a una resonancia amortiguada, concentrando el movimiento de la estructura en el dispositivo y controlando la estructura.

Según los resultados de este estudio, esto se produce para

razones de amortiguamiento del dispositivo óptimas muy superiores, del orden del 10% a 15%, para los niveles de amortiguamiento de la de la estructura principal, de 2% a 5%, influyendo en menor medida a los resultados obtenidos.

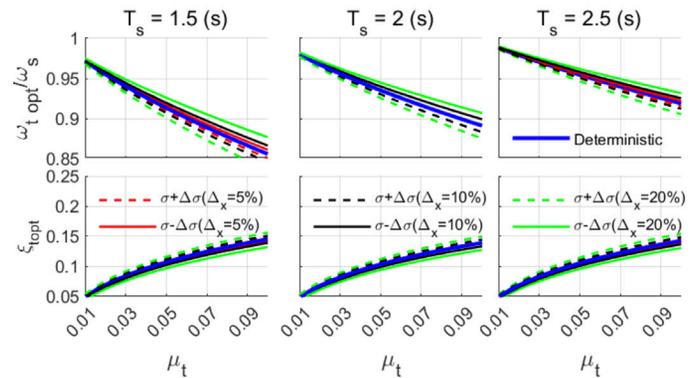


Figura 3: Razón de frecuencias y amortiguamientos óptimos del AMS ($\xi_s = 0.05$)

Influencia del periodo de la estructura en los parámetros óptimos

En las Figuras 4 y 5 se presenta el comportamiento óptimo del AMS, con respecto periodo de base fija de la estructura (T_s), con amortiguamientos de la estructura (ξ_s) de 0.02 y 0.05, respectivamente. La primera fila muestra la razón de frecuencia óptima del AMS ($\omega_{t\text{opt}}$), con respecto a la frecuencia de base fija del sistema principal (ω_s) y la segunda fila, la razón de amortiguamiento óptimo del AMS ($\xi_{t\text{opt}}$). Los dos parámetros óptimos del AMS se analizan en un rango de periodo de 1.5 a 2.5 s y tres razones de masa del AMS (μ_t), 0.02, 0.03 y 0.05.

En la Figura 4 se aprecia que existe una gran influencia de la incertidumbre en los parámetros óptimos del AMS. A medida que la razón de masa es mayor, se observa que la variación del caso sin incertidumbre es mayor. En el caso del amortiguamiento óptimo del AMS, las incertidumbres llevan a un valor menor a ese parámetro óptimo sin incertidumbre.

La Figura 5 muestra que para una razón de amortiguamiento de un 5%, la incertidumbre en los parámetros tiene una menor influencia en los parámetros óptimos del AMS, que en el caso de un amortiguamiento menor de la estructura. Por otra parte, la influencia de la incertidumbre en el comportamiento de los parámetros óptimos es análoga que para un amortiguamiento mayor de la estructura.

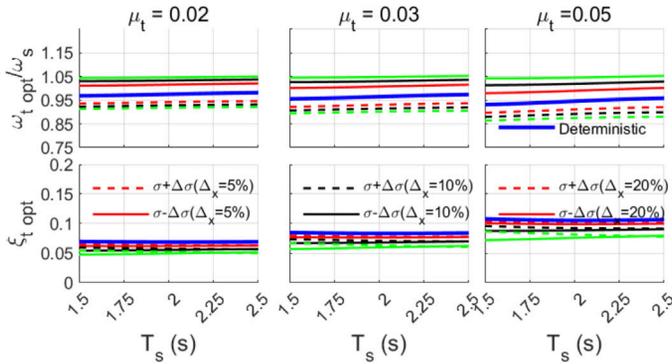
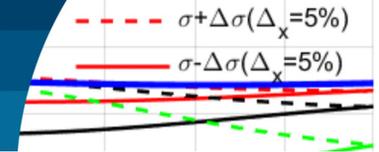


Figura 4: Razón de frecuencias y amortiguamientos óptimos del AMS ($\xi_s = 0.02$)

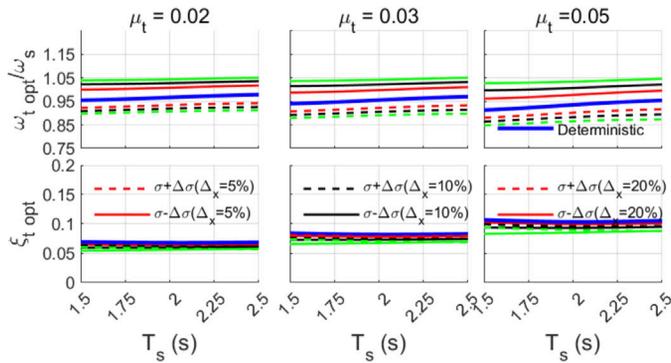


Figura 5: Razón de frecuencias y amortiguamientos óptimos del AMS ($\xi_s = 0.05$)

Eficiencia del AMS con respecto a la razón de masa

En las Figuras 6 y 7 se analiza la reducción de la desviación estándar de desplazamiento R(BBP) con respecto a la razón de masa (μ_t). La reducción de R(BBP) se define como la respuesta o la varianza de respuesta del sistema con AMS dividido por la varianza de respuesta del sistema sin AMS, con amortiguamientos de la estructura (ξ_s) de 0.02 y 0.05, respectivamente. En las columnas se encuentran tres periodos (T_s), de 1.5 s, que representa una estructura rígida, 2.0 s, que representa una rigidez intermedia, y 2.5 s, que corresponde a una flexible. Se observa en ambas figuras que la reducción de la desviación estándar de desplazamiento es sensible a la razón de amortiguamiento del sistema principal, en estructuras con menor amortiguamiento, al AMS tiene un comportamiento más eficiente. En cuanto al comportamiento de la incertidumbre en la eficiencia, se observa que es prácticamente insensible al amortiguamiento de la estructura principal. Por otra parte, la influencia de la incertidumbre en los parámetros con respecto al valor de la razón de masa es prácticamente nula.

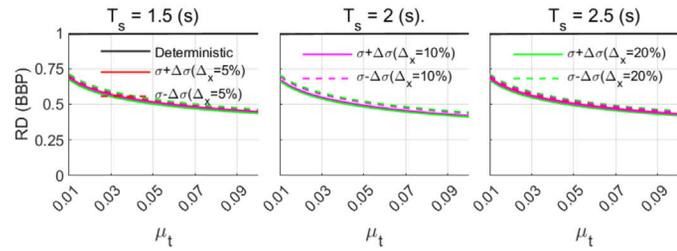


Figura 6: Reducción del AMS óptimo ($\xi_s = 0.02$).

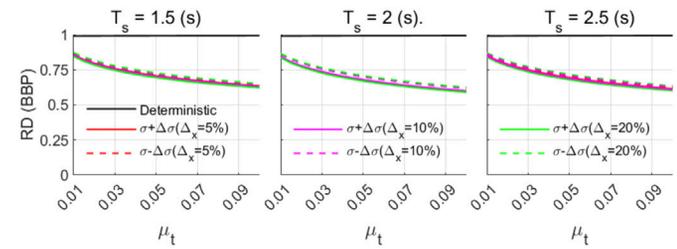


Figura 7: Reducción del AMS óptimo ($\xi_s = 0.05$).

Eficiencia del AMS con respecto al periodo de la estructura

En las Figuras 8 y 9 se analiza el comportamiento de la eficiencia del AMS con respecto periodo de base fija de la estructura (T_s) con amortiguamientos de la estructura (ξ_s) de 0.02 y 0.05, respectivamente. En ambas se muestra la reducción (RD) o eficiencia del AMS, el que se analiza en un rango de periodo de 1.5 a 2.5 s y tres razones de masa del AMS (μ_t), 0.02, 0.03 y 0.05. Se observa en la Figura 8 un cambio en el comportamiento de los parámetros óptimos con respecto a la incertidumbre de los parámetros. En el caso sin incertidumbre la reducción prácticamente no depende del periodo de la estructura. Sin embargo, en el caso con incertidumbre de un 20% se produce una menor eficiencia en la reducción para periodos más altos.

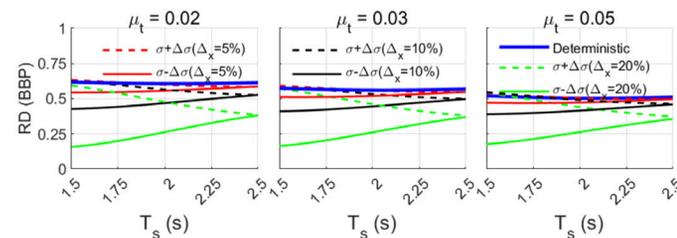


Figura 8: Reducción del AMS óptimo ($\xi_s = 0.02$)

Con un amortiguamiento de sistema principal de 0.05 (Figura 9) se observa un comportamiento similar a $\xi_s = 0.02$, aunque alcanza menores eficiencias.

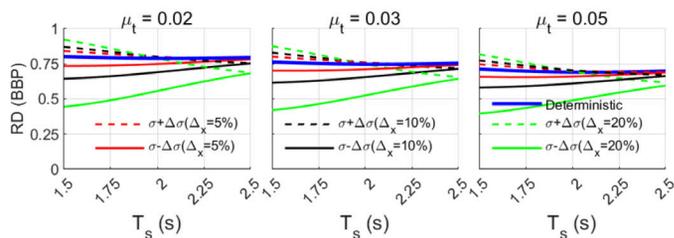
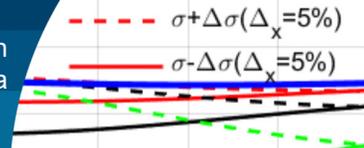


Figura 9: Reducción del AMS óptimo ($\xi_s = 0.05$).

Conclusiones

En todos los análisis realizados, el ingreso de incertidumbre en la razón de masa y en el periodo de la estructura, muestra una influencia en los valores de los parámetros óptimos y en la reducción del AMS.

La inclusión de incertidumbre en el periodo de la estructura muestra las mayores variaciones en el valor de los parámetros óptimos del AMS y reducción de la desviación de desplazamiento de la estructura.

Las incertidumbres en los parámetros del sistema tienen una influencia notable y no pueden ser ignoradas.

La eficiencia del AMS aumenta a medida que el valor de incertidumbre es más alto en el periodo de la estructura.

Agradecimientos

Los autores agradecen a la Universidad del Bío-Bío, por el financiamiento otorgado para el desarrollo de esta investigación, a través de Proyecto Regular de Investigación UBB. DIUBB 2260531 IF/R.

Referencias

Brock, J.E. (1946). A note on the damped vibration absorber. *Journal of Applied Mechanics* 13(4): A284. doi.org/10.1115/1.4009588

Crandall, S.H. and Mark, W.D. (1963). *Random vibration in Mechanical Engineering*. Academic Press, New York, US.

Debbarma, R., Chakraborty, S. and Ghosh, S. (2010). Optimum design of tuned liquid column dampers under stochastic earthquake load considering uncertain bounded system parameters. *International Journal of Mechanical Sciences* 52(10): 1385-1393. doi.org/10.1016/j.ijmecsci.2010.07.004

Den Hartog, J.P. (1940). *Mechanical vibrations*. McGraw-Hill, New York, US.

Espinoza, G., Saavedra, J., Gajardo, K., Suazo, A. y Cifuentes, C. (2021). Eficiencia de un amortiguador de columna de líquido sintonizado considerando una excitación sísmica de alto contenido de frecuencias e incertidumbre. *Obras y Proyectos* 29: 67-79. doi.org/10.4067/S0718-28132021000100067

Espinoza, G., Sagredo, G. y Suazo, A. (2020). Análisis de la eficiencia de un amortiguador combinado sintonizado con incertidumbre en los parámetros sometido a una excitación sísmica de alto contenido de frecuencias. *Obras y Proyectos* 28: 58-67. doi.org/10.4067/S0718-28132020000200058

Frahm, H. (1909). Device for damping vibrations of bodies. US Patent No. 989958A.

Miranda, J.C. (2005). On tuned mass dampers for reducing the seismic response of structures. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics* 34(7):847-865. doi.org/10.1002/eqe.461

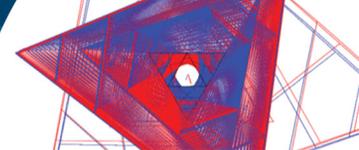
NCh2745 (2013). Análisis y diseño de edificios con aislación sísmica. Instituto Nacional de Normalización INN, Santiago, Chile

Ormondroyd, J. y Den Hartog, J.P. (1928). The theory of dynamic vibration absorber. *Transactions of the ASME* 50(7): 9-22. doi.org/10.1115/1.4058553.

Shum, K.M. (2009). Closed form optimal solution of a tuned liquid column damper for suppressing harmonic vibration of structures. *Engineering Structures* 31(1), 84-92. doi.org/10.1016/j.engstruct.2008.07.015

Sladek, J.R. and Klingner, R.E. (1983). Effect of tuned-mass dampers on seismic response. *Journal of Structural Engineering* 109(8): 2004-2009. doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(1983)109:8(2004)

Soto-Brito, R. and Ruiz, S.E. (1999). Influence of ground motion intensity on the effectiveness of tuned mass dampers. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics* 28(11): 1255-1271. doi.org/10.1002/(SICI)1096-9845(199911)28:11<1255::AID-EQE865>3.0.CO;2-C



Experimental and analytical study of guyed mast with variable cable tensions

Estudio analítico-experimental de una torre atirantada con tensiones variables en los cables

Fecha de entrega: 20 de febrero 2024

Fecha de aceptación: 9 de julio 2024

DOI: <https://doi.org/10.21703/0718-2813.2024.36.3001>

Roberto Llerena, Bruno Clavelo, Patricia Martín y Vivian Elena

Universidad Tecnológica de La Habana José Antonio Echeverría, CUJAE, Calle 114 entre Ciclovía y Rotonda, 11901, Marianao, La Habana, Cuba, rcllerenat@gmail.com, brunoclaveloe@gmail.com, patriciamr@civil.cujae.edu.cu, vivian@civil.cujae.edu.cu

Guyed masts are a key component of the telecommunications infrastructure in several countries. Due to their characteristics, these structures are particularly susceptible to dynamic loading originated from strong winds, causing several collapses in recent decades. These structural failures evidence the need to improve the computational models currently used in the design process. The design process is generally based on simplified computational models of the structure, assuming simplified characteristics of its geometry or constructive design values which generally differ from the real characteristics. In the present work, a comparison is made between the modal characteristics and the structural response obtained for two computational models of an existing tower. In the first case, an idealized model of the structure is used, while in the second case, an updated model based on a field study is used. The results obtained show that the modal displacements are the modal parameter most sensitive to structural variations, whereas the study of the structural response of the tower reveals that the updated model presents efforts up to 50% larger on the structural elements for the analyzed wind loads, due to its initial configuration influenced by the asymmetrical prestressing of the cables.

Keywords: *guyed masts, dynamic analysis, prestress forces, wind loads*

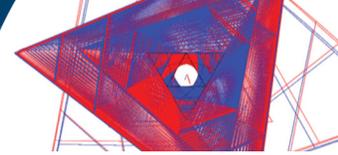
Las torres atirantadas son un componente clave de la infraestructura de telecomunicaciones en varios países. Debido a sus características, estas estructuras son particularmente susceptibles a las cargas dinámicas originadas por fuertes vientos, causando varios colapsos en las últimas décadas. Estas fallas estructurales evidencian la necesidad de mejorar los modelos computacionales utilizados en su diseño. El proceso de diseño se basa generalmente en modelos computacionales simplificados de la estructura, asumiendo características simplificadas de su geometría o valores constructivos que generalmente difieren de las características reales. En este trabajo se realiza una comparación de las características modales y la respuesta estructural obtenida para dos modelos de una torre existente. En el primer caso, se utiliza un modelo idealizado de la estructura, mientras que, en el segundo caso, se utiliza un modelo actualizado basado en un estudio de campo. Los resultados obtenidos muestran que los desplazamientos modales son el parámetro modal más sensible a las variaciones estructurales, mientras que el estudio de la respuesta estructural de la torre revela que el modelo actualizado presenta esfuerzos hasta un 50% mayores sobre los elementos estructurales para las cargas de viento analizadas, debido a su configuración inicial influenciada por el pretensado asimétrico de los cables.

Palabras clave: *torres atirantadas, análisis dinámico, fuerza de tesado, carga de viento*

Introduction

The development of telecommunications in the last decades has woken up the interest for the study of lattice towers, due to their structural advantages. These slender, permeable structures allow for a high resistance with lower use of materials while reducing the forces provoked by

the wind over the structure. Guyed masts are part of the national radio and TV broadcasting systems and support communications for both civil and military applications, which are vital services for the communities. The failure of a tower has relevant consequences for the communications network, national security and a high social impact. For



this reasons, the evaluation of these structures is beyond a techno-economic analysis.

In recent years, Cuba has experienced the passage of numerous hurricanes and other large-scale meteorological phenomena, causing total or partial failure of several telecommunications towers. The need to prevent failures in these structures, due to their strategic importance in the country, even under hurricane wind loads, has motivated the study of their structural behavior, as well as the factors present in the failures that could lead to increased structural vulnerability. Several studies conducted in Cuba (Elena *et al.*, 2013, 2015, 2019), have shown that within the collapsed structures, guyed masts represent approximately 80% of the total, highlighting the uncertainties still present in their design and calculation process. Among the main factors causing such uncertainties is the discrepancy between the actual structure and the numerical models used for design and calculation. This area has been a field of growing attention in recent decades (Ballaben *et al.*, 2017; Ewins, 2000; Fernández *et al.*, 2018; Reynders *et al.*, 2016), leading to the development and popularization of techniques for identifying the dynamic response of structures and updating their computational models based on the identified modal parameters, typically frequencies or periods of oscillation, modal displacements, and modal damping ratios. Such procedures, such as the Operational Modal Analysis (OMA), are based on estimating these modal parameters from vibration data measured using sensors (accelerometers, strain gauges) placed on the structure.

Additionally, the dynamic behavior of computational models generally differs from the real response of the structure. In the case of guyed towers, this difference is exacerbated due to their nonlinear behavior, as small changes in mass, stiffness, or damping in the structure can generate significant variations in the dynamic response of the system. These changes are not uncommon, as the total quantity and position of antennas installed at each station are frequently modified according to the needs of the national broadcasting plan, generating variations in the mass distribution on the structure. Similarly, cable tension can vary due to cable relaxation over time and structural movement. Furthermore, cables can occasionally be

subjected to excessive tension during the assembly process due to inadequate measurement of the tension values specified in the project.

In this work, the influence of geometry, cable tension, and mass distribution on the modal characteristics of an 80-m-tall guyed mast located in Santa Cruz del Norte is studied. For this purpose, a comparative study is conducted using two finite element models (FEM) in the SAP2000 (2018) software. The first FEM is built based on idealized data of the structure, assuming the geometric characteristics and cable tension described in the construction plans, as well as an antenna distribution based on a survey conducted in 2008. The second FEM is built based on data acquired during a recent field study. The updated model of the structure takes into account three relevant aspects of the structure: the spatial distribution and mass of ancillaries, the asymmetry of cable tensions and the vertical asymmetry of the anchorage points of the cables. Both models are used to determine the variation of the modal characteristics of the structure (oscillation frequencies and modal shapes) when using updated data in the construction of the model. Finally, the structural response to wind loading is obtained for both models using a static-equivalent analysis in SAP2000 (2018), and the maximum axial forces in the main elements are compared.

Description of the structure

The selected structure for the study is a Babiney model guyed tower located in the region of Santa Cruz del Norte, Cuba, as shown in Figure 1. This structure was chosen considering various geometric, spatial, and geolocation characteristics, as well as its accessibility, with the aim of extrapolating the study results to the majority of existing towers in Cuba. The height of the tower was limited by the operators' ability to transport equipment to the top during measurements. Other factors taken into account for the selection were the level placement of the cable anchors on the ground, the presence of anti-torsion devices that allow studying their influence on the modal identification procedure of the structure, and the spatial location of the tower on a hill.

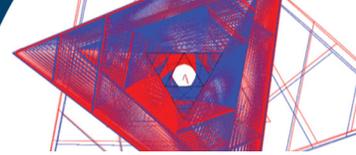


Figure 1: (a) General view of the guyed mast in Santa Cruz del Norte, and (b) base of the tower.

General characteristics of the structure

The selected tower consists of a 75.5 m high shaft, on top of which a tubular mast measuring 4.5 m in height is located, resulting in a total height of 80 m. The lateral stiffness of the structure is ensured by 21 guyed cables, oriented in 3 directions and spaced approximately 120° apart in plan view. The cables are distributed in 5 levels per vertex, with one cable per level, except for levels 2 and 4, which have two cables due to the presence of anti-torsion systems on the shaft of the structure. The geometric characteristics of the tower and cables (according to construction plans) are detailed in Figure 2.

All elements of the shaft are made of equal-sided angle profiles and ASTM A-36 structural steel. The columns are formed by two back-to-back L750 x 80 mm profiles, bolted together using evenly spaced steel plates every meter and forming an interior angle of 60°. The shaft is braced by horizontal struts spaced every meter and cross-bracing on each face, both formed by L500 x 50 mm profiles. The cross-sectional shape of the shaft is further reinforced by interior struts formed by L400 x 40 mm profiles, as shown in Figure 2. As for the cables, the first four levels consist of 1 x 7+0 braided steel cables with a diameter of $\varphi = 13$ mm (ultimate load $P_u = 162$ kN), while the last level of cables is formed by 1 x 19+0 braided steel cables with a diameter of $\varphi = 16$ mm (ultimate load $P_u = 235$ kN). High yield strength structural steel is used for all cables. The material properties are shown in Table 1 and were considered constant for the study.

Table 1: Characteristics of the structural steel of the tower.

Parameter	Shaft elements	Cables
Material density ρ , kg/m ³	76.97	76.97
Elastic modulus E , MPa	1.99×10^5	1.99×10^5
Poisson's ratio ν	0.3	0.3
Coefficient of thermal expansion α	1.17×10^{-5}	1.17×10^{-5}
Yield stress F_y , MPa	250	1600
Ultimate stress F_u , MPa	400	2000

Loads

The loads considered in the analysis are: a) the self-weight of the elements, b) the pre-tensioning load on the cables, c) the weight of the antennas, anemometer supports, and electrical panels on the structure, and d) the loads due to wind action on the structure. The self-weight of other auxiliary elements, such as stairs and support grids, is not considered in the finite element models. The masses of the antennas are assigned to the finite element model at the intersection nodes of the columns and horizontal struts in order to simplify the analysis of the structure. For the idealized model, the quantity and position of the antennas are determined based on pre-existing data from a study conducted in 2008, while for the updated model, the information collected during a field study conducted in March, 2022 is used. The data for the mass and distribution of the antennas considered in each model are shown in Table 2.

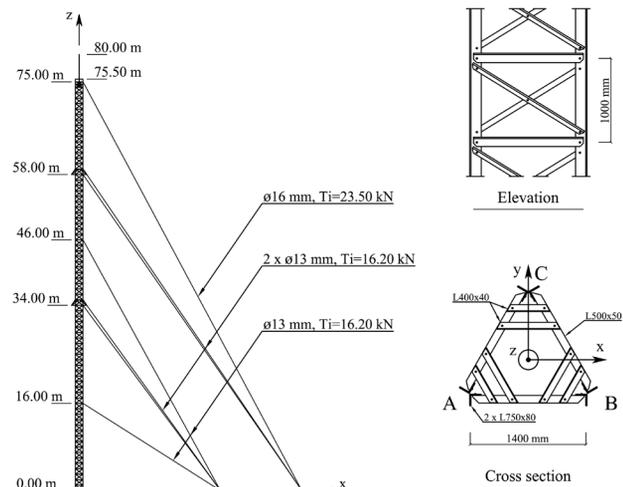


Figure 2: Geometric characteristics of the tower located in Santa Cruz del Norte, according to as-built plans.

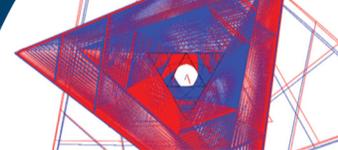
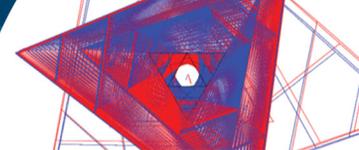


Table 2: Data of the ancillaries

No.	Antenna type	Height, m	Weight, kg	Vertex	Area, m ²
Idealized model (2008)					
1	Dish antenna	17	9.0	A	1.54
2	Dish antenna	18	5.5	B	1.13
3	FM antenna	23.5 - 26.5	6.0	B-C	-*
4	Electrical panel	31.0 - 32.5	38.7	A, B, C	0.72
5	Close dipole antenna (4u)	36.5 - 41.0	5.0	A	-*
6	Open dipole antenna (4u)	46 - 55	4.5	A	-*
7	UHF panel (2u)	60, 61	13.6	A, C	2.9
8	Dipole antenna Band III (2u)	63.5 - 66.5	25.0	A, B, C, D	0.6
9	Dipole antenna Band III (4u)	69.5 - 72.5	85.0	A-B, B-C	1.89
10	UHF panel (24u)	75.5 - 80.0	15.65	6 x 4	2.9
	Total weight, kg		890		
Updated model (field study March 2022)					
1	Anemometer support	9	62	A-C	0.16
2	Yagi-Uda directional antenna	11	2.3	C	-*
3	Yagi-Uda directional antenna	13	2.3	C	-*
4	Yagi-Uda directional antenna	13	1.7	B	-*
5	Dish antenna ($\varphi=90$ cm)	15	18	C	0.64
6	Dish antenna ($\varphi=90$ cm)	16	18	B	0.64
7	Dish antenna ($\varphi=120$ cm)	20	18	A	1.13
8	Dipole antenna	23	5.3	A	-*
9	Yagi-Uda directional antenna	24.5 - 27.5	74	A	0.6
10	VHF antenna	25.5	2.5	B	0.8
11	Anemometer support	29	62	A-C	0.16
12	Yagi-Uda directional antenna (UHF)	32	7	C	0.65
13	Dipole antenna FM	36	13	B	-*
14	UHF single panel (3u)	42 - 45	30	A, B, C	
15	Dipole antenna (4u)	47 - 56.5	58	B	-*
16	Tubular antenna	51	8.1	A	-*
17	Anemometer support	56	62	A-C	0.16
18	Anemometer support	57	62	A-C	0.16
19	UHF modular bay 4 panels (2u)	59.5 - 61.5	84	A, B	1.2
20	VHF antenna 4 dipoles (4u)	63 - 66	160	A, B, C	0.43
21	VHF antenna 4 dipoles (1u)	67 - 70	56	A-B	0.20
22	VHF antenna 2 dipoles (3u)	70 - 73	148	A-B, B-C, C-D	0.32
23	UHF single panel (2u)	77 - 78	26	A-B, C-A	0.6
24	UHF single panel (3u)	78 - 79	39	A-B, B-C, C-D	0.9
25	UHF single panel (3u)	79 - 80	39	A-B, B-C, C-D	0.9
	Total weight, kg		1058		

*: The exposed area to the wind is considered negligible because is less than 0.1 m²



The effect of cable pre-tensioning is taken into account in the computational models through a nonlinear analysis. The pre-tension load on the cables is considered as a target force applied at the cable's end that is connected to the ground. The target force load is a special type of load where a specified deformation is iteratively imposed on the cable until the target force in the cable is achieved. This iterative nonlinear analysis provides the initial equilibrium state of the model, which takes into account the self-weight of the elements and the stiffening of the structure due to the force applied on the cables. In the case of the idealized model, the target force for each cable, T_i , is selected as 10% of the cable's breaking load, as specified by the design codes (ANSI/TIA-222-G, 2006). For the updated model, the actual force acting on each cable was determined based on the average of three consecutive measurements, taken using a Dillon Quick-check tension meter. The tension forces used in each model are shown in Table 3. The notation used in the table for the cables takes the form $\alpha - \beta\gamma$, where α is the vertex on which the cable's

ground anchor is located, β indicates the anchor number, and γ indicates the cable's anchor level on the tower shaft. Figure 3 illustrates the notation used for vertex A.

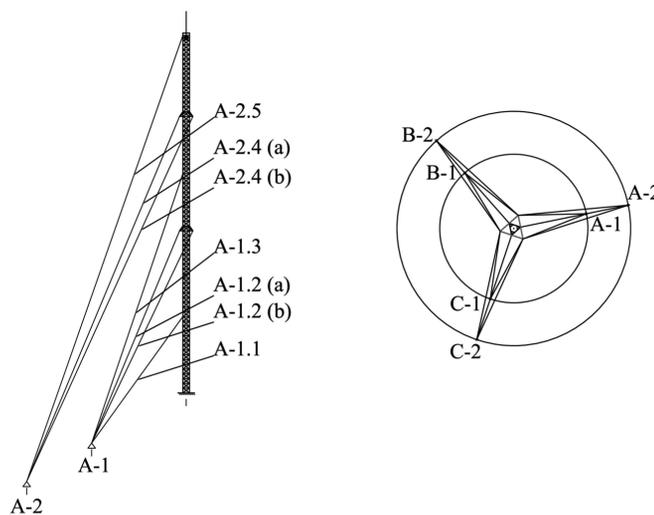
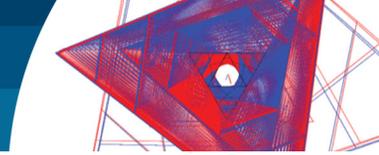


Figure 3: Example of cable notation on vertex A.

Table 3: Prestress forces in the cables for the idealized (F_{dis}) and updated model (F_{meas})

Cable	Design force, kN		Measured force, kN				Δ , kN
	F_{dis}		F_1	F_2	F_3	F_{meas}	
A-1.1	16.20		22.40	22.20	22.00	22.20	6.00
A-1.2 (a)	16.20		17.00	17.00	17.00	17.00	0.80
A-1.2 (b)	16.20		16.40	16.20	16.40	16.33	0.13
A-1.3	16.20		25.80	25.80	25.60	25.73	9.53
A-2.4(a)	16.20		18.40	18.40	18.40	18.40	2.20
A-2.4(b)	16.20		20.60	20.60	20.60	20.60	4.40
A-2.5	23.50		31.40	30.80	31.00	31.07	7.57
B-1.1	16.20		20.40	20.20	20.00	20.20	4.00
B-1.2 (a)	16.20		13.20	13.00	12.80	13.00	-3.20
B-1.2 (b)	16.20		10.00	10.20	10.00	10.07	-6.13
B-1.3	16.20		16.40	16.00	15.80	16.07	-0.13
B-2.4(a)	16.20		27.20	27.40	27.00	27.20	11.00
B-2.4(b)	16.20		22.00	22.40	22.60	22.33	6.13
B-2.5	23.50		27.00	27.80	27.40	27.40	3.90
C-1.1	16.20		16.00	16.00	16.00	16.00	-0.20
C-1.2 (a)	16.20		14.60	14.60	14.20	14.47	-1.73
C-1.2 (b)	16.20		18.80	18.60	18.60	18.67	2.47
C-1.3	16.20		15.20	14.60	15.00	14.93	-1.27
C-2.4(a)	16.20		20.20	20.20	20.20	20.20	4.00
C-2.4(b)	16.20		22.20	22.80	22.40	22.47	6.27
C-2.5	23.50		30.20	29.80	29.20	29.73	6.23



Wind load

To determine the wind load, the Patch Load method proposed in the Eurocode (EN 1993, 2006) is applied. The Patch Load method uses a series of static load segments that are applied to the shaft and used to estimate the fluctuating component. The results of these segment loads, individually applied to the shaft, are combined and added to the mean component to obtain the dynamic response of the structure. This method is known as the Patch Load method and is used in specific tower standards for telecommunications (Eurocode EN 1993, 2006; US standard ANSI/TIA-222-G, 2006). The method was introduced in 1981 and subsequently refined based on research conducted by Gerstoft and Davenport (1986) and Sparling *et al.* (1996). The basic wind speed used was 33 m/s for a 10 min averaging interval, as proposed in the updated Cuban wind standard NC285 (2003). For the analysis, four main wind directions were considered: 0°, 60° and 90°, as recommended by design standards for symmetric masts (ANSI/TIA-222-G, 2006; EN 1993, 2006; NC285, 2003) and an additional wind direction of 120°, which was included due to the asymmetry of cable tensions in the mast. The wind directions considered are shown in Figure 4.

The wind load on the cables was considered uniformly distributed. The value was calculated taking into account the basic wind speed and the coefficients corresponding to half the height between the cable's anchor point and its attachment level on the shaft. The shape coefficient for all cables was taken according to NC285 (2003). The force was applied in the direction of the wind, considering the angle between the wind vector and the cable, depending on the specific analysis case.

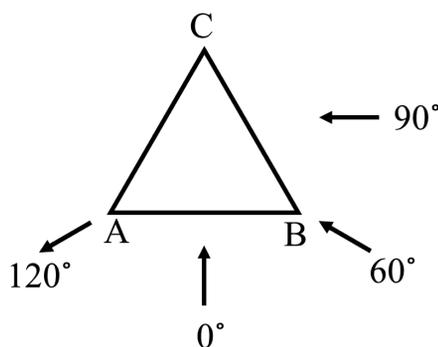


Figure 4: Wind directions considered in the structural analysis.

The wind load on the antennas was calculated considering the basic wind speed, and the shape coefficients were determined based on the type of antenna using values proposed in the manufacturers' catalogs.

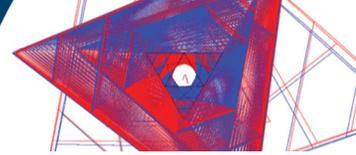
Load combinations

For the case of telecommunication towers, the combination of loads is established based on the permanent load and the wind load according to the NC450 (2006). The combinations used are: 0.9 CP + 1.4 CV and 1.2 CP + 1.4 CV, where CP represents the permanent load and CV represents the extreme wind load. In order to account for the prestressing effect of cable tensions, which is obtained through an initial non-linear analysis (target force), the load combinations were defined as additional load cases, and the stiffness matrix used for each load case was the modified stiffness matrix obtained at the end of the target force analysis.

Finite element models

This section describes the two finite element models used in the comparative study. Both models were constructed in SAP2000 (2018). This software was chosen because it allows the use of non-linear structural elements to model the behavior of cables, as well as modules for conducting non-linear analysis, which take into account the variation in stiffness of the structure due to cable tensioning. In both cases, non-linear CABLE type elements with 16 nodes were used to model the cables, and linear FRAME type elements were used to model the shaft bars. Both finite element models consist of a total of 2910 elements (FRAMES + CABLES) and 1472 nodes.

The connections between the members of the shaft were considered hinged in all cases except for the columns and the mast located at the top. The columns were modeled continuously from the base to the top of the shaft because the connection between them is made through rigid double-sided plates. In the case of the tubular mast, it was considered continuous because it is composed of a solid steel tube 6 m long. The supports at the base of the columns were considered fixed, restricting the 6 degrees of freedom (DOF) in space, while the connection of the cables to the shaft and to the ground was considered hinged in both cases due to the inability of the cables to take moment.



Idealized model

The idealized model was developed based on the data specified in the tower's construction plans and diagrams. The cable tension forces specified by design F_{dis} were considered, which are shown in Table 3 and are symmetrical with respect to the global axes (x, y, z) considered. Regarding the geometry of the cables, it was considered for this model that the ground anchors of the 7 levels of cables are all at the same level as the base of the shaft, ensuring the symmetrical arrangement of the cables' geometry. The masses of antennas and auxiliary elements assigned to the model were determined from available information obtained from a technical survey conducted in 2008. The idealized finite element model is shown in Figure 5(a).

Model updated based on field study

For the update of the finite element model, a field study was conducted to obtain the actual characteristics of the structure on site. A topographic station (Figure 6(a)) was

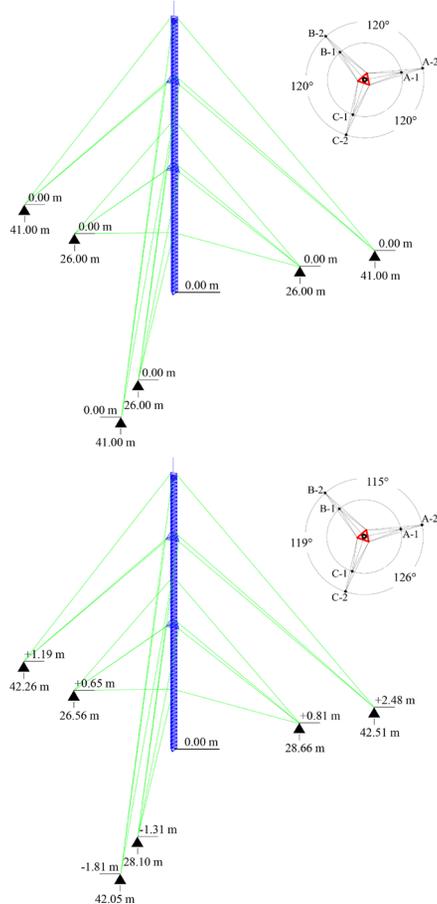


Figure 5: (a) Idealized FEM in SAP2000 and (b) updated FEM in SAP2000, from field study

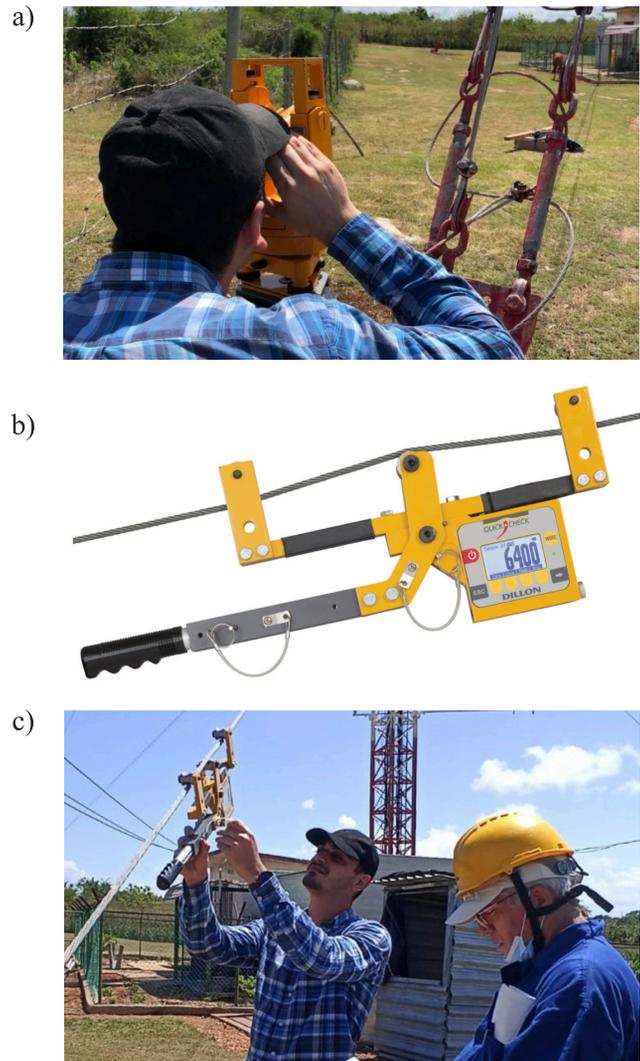
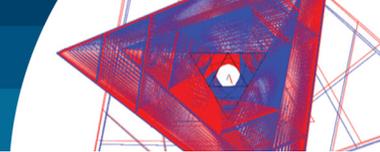


Figure 6: (a) Topographic station employed for the obtention of ground level, (b) DILLON Quick-Check tension meter, and (c) measurement of prestress forces in the cables

used to determine the level of the cable ground anchors with respect to the base of the shaft, as well as the distance between them and the base of the shaft. Additionally, the verticality of the structure was verified. The cable tension force was measured on site using a DILLON Quick-Check tension meter (Figure 6(b)). A total of 3 readings were taken on each cable (Figure 6(c)), and the acting force F_{meas} was determined from the average of the recorded values. The values recorded in each reading and the average force obtained are shown in Table 3.

Finally, an updated survey of the quantity, type, and position of antennas on the tower was carried out, with the aim of updating the masses of antennas on the structure. The antennas observed in this study, as well as their position on the tower, are shown in Table 2. The major discrepancies



found consists of the existence of a significantly higher number of antennas, with a total weight 18.9% higher than that considered in the idealized model, and the asymmetry both in the geometric arrangement of the anchorages and in the tensioning force of the cables. The finite element models obtained for the idealized model and the updated model, as well as the geometrical differences observed are shown in Figures 5(a) and 5(b).

Results and discussion

Modal parameters variation

Based on the two FEMs created, a modal analysis was conducted in SAP2000 (2018) to determine the natural frequencies and corresponding modal displacements for the first 12 modes of the structure. First, a nonlinear analysis was performed in SAP2000 to determine the initial configuration state of the structure under self-weight loads, antenna masses, and cable tensioning. Then, the modified stiffness matrix corresponding to the initial state of the structure was then used to determine the modal characteristics. The method used in the modal analysis was the Eigenvectors method, as it allows for the identification of the frequencies and oscillation modes of the structure

independently of the applied external loads.

Table 4 shows the natural frequencies obtained for the two models analyzed. It is observed that the frequencies obtained for the updated model do not present significant differences compared to the idealized model, with maximum variations of 6%. However, the idealized model presents even flexural oscillation modes for orthogonal axes, meaning it has very similar frequency values for the *x* and *y* axes. In contrast, in the updated model, the frequencies in even flexural modes differ slightly from each other due to the asymmetry in the position of the anchorages and cable tensions. This behavior is also observed when comparing the modal displacements of the idealized model and the updated model. For the updated model, which exhibits asymmetry in the acting cable tensions, the flexural modes are not predominantly found on the *x* and *y* orthogonal axes, but manifest as a combination of bending around these two axes, with one being slightly more predominant. In the case of torsional modes, there is no notable difference in the modal shapes obtained for both models. This behavior is illustrated in Figure 7, which shows the modal shapes obtained for the first four flexural modes and the first torsional mode.

Table 4: Natural frequencies obtained for the idealized (λ_{ideal}) and updated (λ_{upd}) models of the guyed mast.

	Mode number / type											
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
	BY-1	BX-1	BY-2	BX-2	BY-3	BX-3	T-1	BY-4	BX-4	T-2	BY-5	BX-5
λ_{ideal} Hz	1.52	1.52	2.61	2.61	3.76	3.77	4.23	5.62	5.63	7.27	7.59	7.59
λ_{upd} Hz	1.51	1.58	2.60	2.71	3.76	3.85	4.46	5.90	5.95	7.26	8.00	8.05
$\Delta, \%$	-0.59	3.94	-0.38	3.52	0.00	2.18	5.44	4.86	5.61	-0.18	5.47	5.99

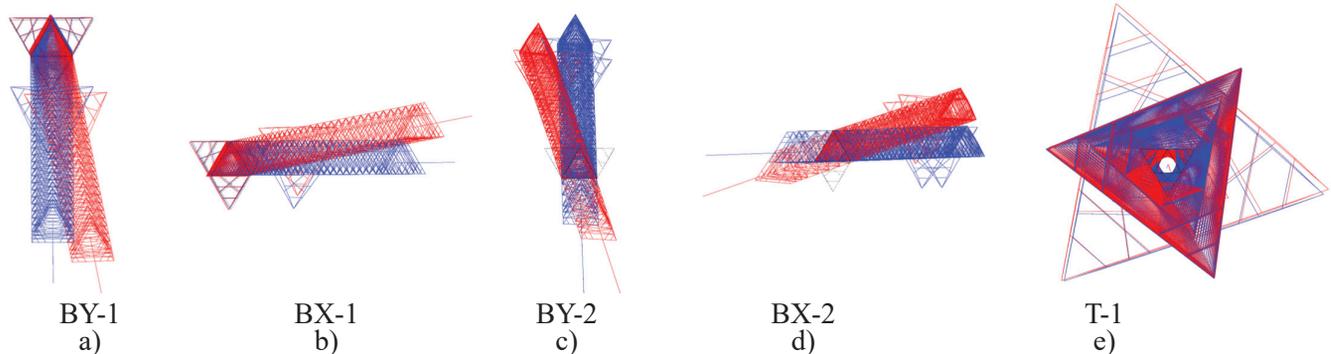
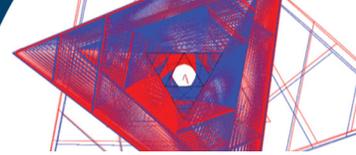


Figure 7: Top view of the first 4 flexural modes and the first torsional mode of the idealized (blue) and updated (red) models.



Structural response under wind load

The axial forces of the studied tower were analyzed for both models considered in the study, considering the four wind load directions mentioned earlier (0° , 60° , 90° and 120°), as well as the two previously discussed load combinations (0.9 CP+ 1.4 CV and 1.2 CP+ 1.4 CV). The structural response values considered in the study were the maximum axial load per structural element (columns, braces, diagonals, and cables) and the behavior of the axial force as a function of height for the three columns of the tower.

Figures 8(a) to 8(d) show the highest values of axial load per structural element of the tower for the four wind directions and the two load combinations analyzed. It is shown that for columns and diagonals, the most unfavorable angle of attack is 120° , whereas for the braces the highest axial loads are obtained for 0° and for the cable the highest tensions are produced by the 90° direction. Another remarkable observation is that the type of load combination does not

have a significant influence in the maximum values of axial force obtained, regardless of the structural element, wind direction or type of finite element model considered. The load combination does not generate variations of the maximum axial loads larger than 4%.

Regarding the difference in the maximum values of axial load obtained for the idealized or updated model, the largest differences are found in the columns for the wind directions of 0° and 120° . For 0° , the idealized model yields compression forces 80% higher than the updated model, whereas the opposite is noted for a wind direction of 120° , where the updated model shows values 50% higher than the idealized model. This behavior is explained by the asymmetry of the cable tensions in the mast, whose unbalance causes an initial deformation of the mast in the direction of vertex A. This initial deformation causes the column of vertex A to have a larger initial compressive force, and the columns on vertex B and C a smaller compressive force, due to the beam-like behavior of the

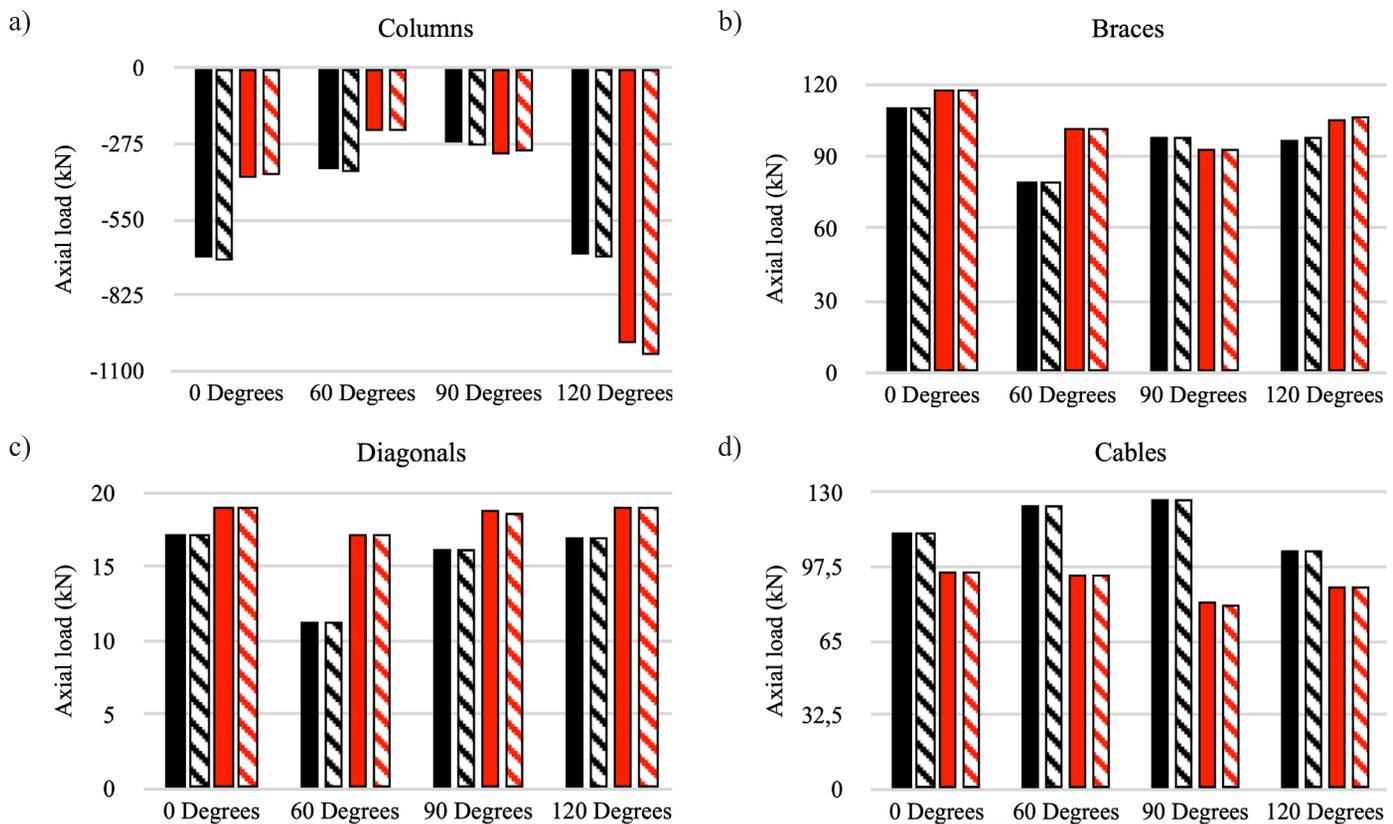


Figure 8: Maximum values of axial load obtained in (a) columns, (b) horizontal braces, (c) diagonals, and (d) cables of the studied tower, for the idealized model (black) and the updated model (red) and for the load combinations 0.9CP+1.4CV (solid) y 1.2CP+1.4CV (hatched).

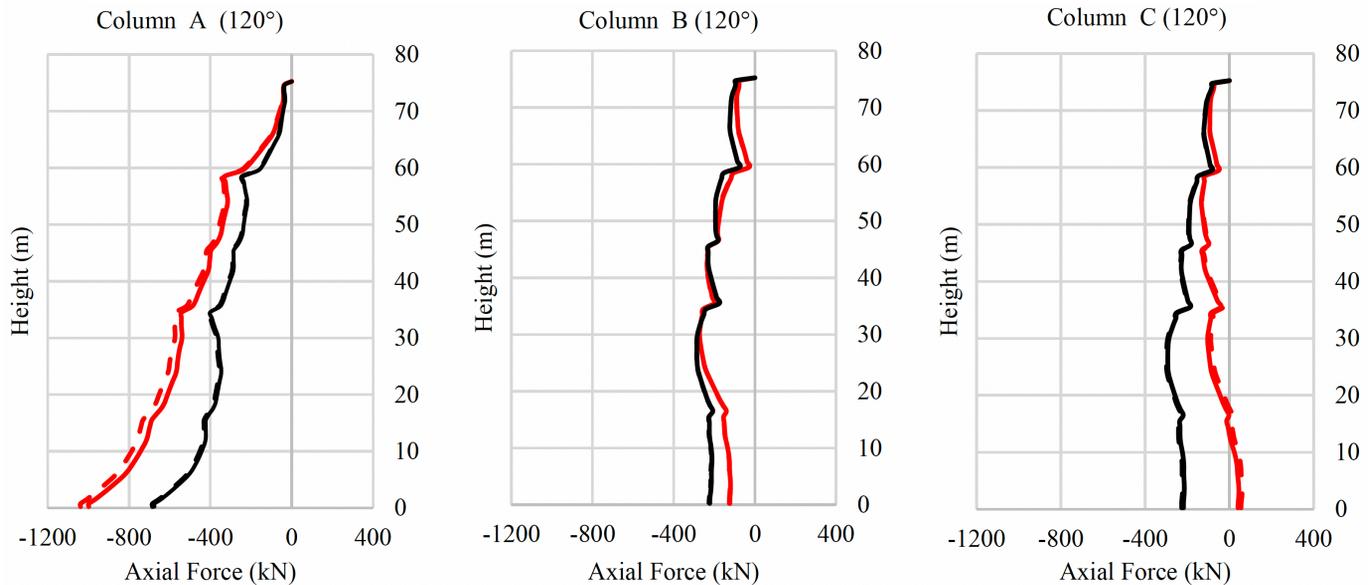
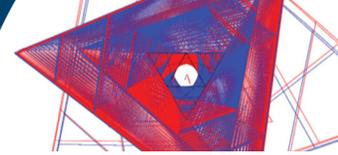


Figure 9: Axial force obtained in the columns of the shank for the 120 degrees direction in the idealized model (black) and the updated model (red) and for the load combinations 0.9CP+1.4CV (continuous line) and 1.2CP+1.4CV (dash line)

mast. For the attack angle of 0° , the wind load counteracts the initial deformation, and larger compressions are obtained for the idealized model instead, where no initial lateral deformation occurs. The inverse is observed for the wind direction of 120° , where the initial compressions are worsened by the lateral wind load.

Figure 9 shows the axial force as a function of height for the three columns of the structure, located on vertices A, B and C, respectively, for the critical wind direction of 120° . In the columns located on vertices B and C, the idealized model has higher values of axial load, reaching percentage differences at the lower heights of the tower of around 45% for vertex B and around 130% for vertex C. At vertex A, the updated model presents higher values of axial load in the columns with differences of around 50% at the base of the tower.

It should be noted that the absolute maximum axial load values are obtained for the updated model and a wind direction of 120° , indicating the importance of considering the asymmetry of the cable tensions and all unfavorable attack angles of the wind.

Conclusions

The results obtained from the comparative study between the idealized and updated finite element models lead to the following conclusions:

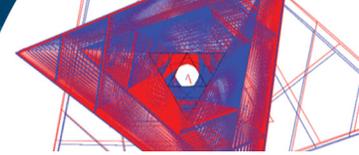
There are no significant differences in the natural frequencies for the updated model, with maximum differences of 6% compared to the idealized model; however, the consideration of asymmetric tensions in the cables has a marked influence on the modal displacements corresponding to the flexural modes, causing them to tilt with respect to the geometric axes of symmetry.

The highest axial loads in the structural elements of the shaft are obtained for the updated model, with values between 6% and 10% higher in the case of diagonals and braces; and up to 50% higher for the case of the columns. For the cables, the maximum tensions are obtained for the idealized model.

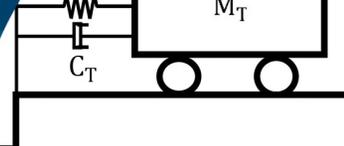
While the wind direction 90° proved to be the most unfavorable in the case of the cable tensions, the highest internal forces in columns and diagonals were obtained for the additionally considered wind direction of 120° , indicating the importance of considering additional wind directions when there is asymmetry in the geometry and cable tensions.

References

ANSI/TIA-222-G (2006). *Structural standards for Steel Antenna Towers and Antenna Supporting Structures*. Telecommunications Industry Association (TIA). Arlington VA, USA



- Ballaben, J.S., Rosales, M.B., & Sampaio, R. (2017). Modal features and dynamic behavior of a nonlinear 3D guyed mast with uncertain guys pretension. *Mecánica Computacional* **35**(21), article 21
- Elena, V.B., Martín, P. y Luis, K. (2019). Análisis topológico de los cables en un modelo de torre atirantada. *Obras y Proyectos* **26**, 65-73
- Elena Parnás, V., Fernández Lorenzo, I. and Martín Rodríguez, P. (2015). Structural failure on telecommunication guyed mast under extreme winds. *Proceedings of the 14th International Conference on Wind Engineering*, Porto Alegre, Brazil.
- Elena Parnás, V., Martín Rodríguez, P. and Castañeda Hevia, A.E. (2013). Structural behavior of guyed mast with asymmetrical anchors. *Journal of the Brazilian Society of Mechanical Sciences and Engineering* **35**(2), 61–67
- EN 1993 (2006). Eurocode 3: Design of steel structures—Part 3–1: Towers, masts and chimneys—Towers and Masts. European Committee for Standardization, Brussels, Belgium
- Ewins, D.J. (2000). Model validation: Correlation for updating. *Sadhana* **25**(3), 221–234
- Fernández, I., Elena, V.B., Martín, P., Corona, Y. y Hernández, I.A. (2018). Análisis dinámico de una torre autosoportada sujeta a cargas de viento y sismo. *Obras y Proyectos* **23**, 78-86
- Gerstoft, P. and Davenport, A. (1986). A simplified method for dynamic analysis of a guyed mast. *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics* **23**, 487–499.
- NC285 (2003). Carga de viento—Método de cálculo. Oficina Nacional de Normalización, La Habana, Cuba
- NC450 (2006). Edificaciones—Factores de carga o ponderación—Combinaciones. Oficina Nacional de Normalización, La Habana, Cuba
- Reynders, E., Maes, K., Lombaert, G. and de Roeck, G. (2016). Uncertainty quantification in operational modal analysis with stochastic subspace identification: Validation and applications. *Mechanical Systems and Signal Processing* **66**, 13–30
- SAP2000 (2018). Computer program v21. Computers and Structures Inc., Berkeley, USA
- Sparling, B.F., Smith, B.W. and Davenport, A.G. (1996). Simplified dynamic analysis methods for guyed masts in turbulent winds. *Journal of the International Association for Shell and Spatial Structures* **37**(2), 89–106



Análisis del comportamiento de un amortiguador de masa sintonizado considerando incertidumbre en los parámetros del sistema para excitaciones sísmicas estocásticas de bajo contenido de frecuencias

Analysis of the behavior of a tuned mass damper, considering uncertainty in the system parameters for low frequency content stochastic seismic excitations

DOI: <https://doi.org/10.21703/0718-2813.2024.36.3004>

Fecha de entrega: 7 de mayo 2024

Fecha de aceptación: 9 de septiembre 2024

Álvaro Suazo-Schwencke, Gilda Espinoza y Aylin Escobar

Universidad del Bío-Bío, Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental, Avenida Collao 1202, Casilla 5-C, Concepción, Chile, asuazo@ubiobio.cl, gospinoz@ubiobio.cl, Aylinmescobar.e@gmail.com

Se estudia la influencia en el comportamiento de un sistema de un grado de libertad controlado por un amortiguador de masa sintonizado (AMS), cuando se incluyen incertidumbres de 5, 10 y 20% en la razón de masa del AMS, definida como la razón entre la masa del AMS con respecto a la masa de la estructura principal y el periodo traslacional desacoplado de la estructura, en el sentido positivo y negativo. Se realiza un análisis de tipo estocástico y se considera una excitación de bajo contenido de frecuencias. La incertidumbre se ingresa en la modelación matemática como una expansión en serie de Taylor que considera sólo la aproximación de primer orden. Se consideran razones de masas, desde 0.02 a 0.05, los periodos de la estructura abarcan un rango desde 1.5 a 2.0 s. Los resultados muestran que la inclusión de incertidumbre en el periodo de la estructura influye en los valores de los parámetros óptimos y en la eficiencia del AMS. Esta última se reduce o aumenta si el periodo es mayor o menor al periodo predominante de la excitación.

Palabras clave: amortiguador de masa sintonizado, incertidumbre en los parámetros, análisis estocástico, excitación de bajo contenido de frecuencias

The influence on the behavior of a system of one degree of freedom controlled by a tuned mass damper (AMS) is studied, when uncertainties of 5, 10 and 20% are included in the mass ratio of the AMS, which is defined as the ratio between the mass of the AMS with respect to the mass of the main structure and the uncoupled translational period of the structure, in the positive and negative sense. A stochastic analysis is carried out, and a low frequency content excitation is considered. The uncertainty is entered into the mathematical modeling as a Taylor series expansion that considers only the first-order approximation. Mass ratios are considered, from 0.02 to 0.05, the periods of the structure cover a range from 1.5 to 2.0 s. The results show that the inclusion of uncertainty in the period of the structure influences on the values of the optimal parameters and on the efficiency of the AMS. The latter is reduced or increased if the period is greater or less than the predominant period of excitation.

Keywords: tuned mass damper, parameter uncertainty, stochastic analysis, low frequency content excitation

Introducción

El Amortiguador de masa sintonizado (AMS) es un dispositivo de control pasivo de estructuras, cuya utilización ha ido en aumento en Chile y el mundo. Estos dispositivos se basan en el principio de que $C > D$, donde C es la capacidad de la estructura y D es la demanda sísmica sobre la estructura. Un AMS es un dispositivo que está compuesto por una masa secundaria que se une

a la estructura (sistema principal) mediante un resorte y amortiguador, generalmente ubicado en el último piso de un edificio. Su objetivo es transferir y disipar energía cinética de la estructura, a través de la oscilación del AMS, con el mismo periodo del sistema principal, en fase opuesta.

Ormondroyd y Den Hartog (1928) desarrollan la formulación matemática dinámica de una estructura de

un grado de libertad, controlada por un AMS y sometida por una aceleración basal armónica, con la cual se estudia el comportamiento de la estructura. Posteriormente, Den Hartog (1934) encuentra los parámetros para minimizar la respuesta máxima del sistema principal no amortiguado. Frente a una estructura sometida a una excitación basal de ruido blanco, Crandall y Mark (1963) analizan su respuesta, utilizando teoría de vibraciones aleatorias. Soto-Bito y Ruiz (1999) analizan la efectividad de los AMS en edificios sometidos a movimientos de intensidad moderada y alta, concluyendo que la efectividad de un AMS disminuye a medida que aumenta la intensidad del movimiento y la no linealidad del sistema.

Bakre y Jangid (2007) estudian los parámetros óptimos del sistema de un AMS unido a un sistema principal de un grado de libertad, con amortiguamiento viscoso, derivando de varias combinaciones de parámetros de excitación y respuesta, como son el desplazamiento relativo, velocidad de la masa principal y la fuerza transmitida al soporte. Encuentran que el error en estas expresiones es insignificante y, por lo tanto, estas expresiones son convenientes para su uso en el sistema principal de un solo grado de libertad amortiguado.

Espinoza *et al.* (2020) analizan la eficiencia en la reducción del desplazamiento lateral de una estructura, bajo excitaciones sísmicas estocásticas de bajo contenido de frecuencias. El dispositivo de estudio es el Amortiguador Combinado Sintonizado (ACS), el que está compuesto por dos dispositivos efecto-masa, un amortiguador de masa sintonizado (AMS) y un amortiguador de columna de líquido sintonizado (ACLS). Consideran una incertidumbre de tipo positiva o negativa de un 5 y 10%. Los parámetros a los que se les introdujo incertidumbre fueron la razón de longitud del ACLS y la razón de masa. Los resultados muestran que la eficiencia del ACS es máxima, cuando el periodo de la estructura coincide con el periodo predominante de la excitación sísmica.

Espinoza *et al.* (2021) investigan el comportamiento de una estructura lineal controlada por un amortiguador de columna de líquido sintonizado (ACLS), sometida a excitaciones sísmicas estocásticas de bajo contenido de frecuencia. Estudian la razón de frecuencias y coeficiente de pérdida de carga óptimos, al introducir incertidumbre en la razón de masa, la razón de longitud y el coeficiente de pérdida de carga. Concluyen que una incertidumbre en

la razón de masa y en la razón de longitud del ACLS, no produce variaciones en la eficiencia ni en la raíz media cuadrática de desplazamiento de la estructura, pero sí una incertidumbre en el valor del periodo de la estructura.

A partir de las investigaciones realizadas, concluimos que no existen estudios acerca de la eficiencia de los AMS en el control estructural cuando se incluye incertidumbre en los parámetros de la estructura. Por lo tanto, el objetivo principal de esta investigación es analizar si existe una variación en la eficiencia del AMS cuando se considera incertidumbre en sus parámetros.

Modelo estructural

El modelo de estudio se muestra en la Figura 1. Consiste en una masa que se adiciona a una masa secundaria que se une a la estructura principal lineal mediante un resorte y amortiguador. La estructura principal posee amortiguamiento C_s , rigidez K_s y masa M_s , y el AMS de masa M_T tiene rigidez K_T y amortiguamiento C_T . Los grados de libertad del modelo son $X_1(t)$ que corresponde al desplazamiento lateral del sistema principal $X_T(t)$ y al desplazamiento lateral del AMS. Se asume ruido blanco en la roca y se considera un filtro doble de Clough – Penzien para caracterizar el input $\ddot{u}_g(t)$ en la base del modelo, que permite el paso de frecuencias medias a bajas, que se denominó filtro de banda angosto. El término $W(t)$ es explicado más adelante.

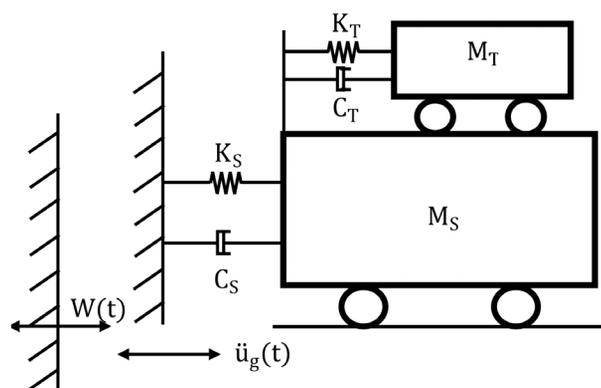
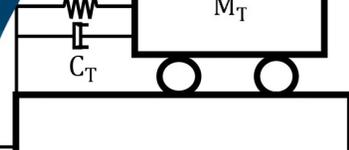


Figura 1: Modelo de estructura lineal con AMS.

Ecuaciones de movimiento

El sistema por estudiar se compone de dos grados de libertad, uno que corresponde al AMS y otro a la estructura



principal. Estas ecuaciones se pueden expresar de forma matricial:

$$[\mathbf{M}]\{\ddot{\mathbf{X}}(t)\} + [\mathbf{C}]\{\dot{\mathbf{X}}(t)\} + [\mathbf{K}]\{\mathbf{X}(t)\} = -[\mathbf{m}^*]\{1\}\ddot{u}_g(t) \quad (1)$$

Las ecuaciones mostradas a continuación representan el movimiento para la estructura modelo con un AMS lineal:

$$(M_S + M_T)\ddot{X}_1 + M_T\ddot{X}_T + C_S\dot{X}_1 + K_S X_1 + (M_S + M_T)\ddot{u}_g = 0 \quad (2)$$

$$M_T\ddot{X}_1 + M_T\ddot{X}_T + C_T\dot{X}_T + K_T X_T = -(M_T\ddot{u}_g) \quad (3)$$

Las matrices por utilizar en las ecuaciones anteriores se muestran a continuación:

$$\mathbf{M} = \begin{bmatrix} 1 + \mu_t & \mu_t \\ \mu_t & \mu_t \end{bmatrix} \quad (4)$$

$$\mathbf{m}^* = \begin{bmatrix} 1 + \mu_t & 0 \\ 0 & \mu_t \end{bmatrix} \quad (5)$$

$$\mathbf{C} = \begin{bmatrix} 2\omega_S\xi_S & 0 \\ 0 & 2\omega_t\xi_t\mu_t \end{bmatrix} \quad (6)$$

$$\mathbf{K} = \begin{bmatrix} \omega_S^2 & 0 \\ 0 & \omega_t^2\mu_t \end{bmatrix} \quad (7)$$

donde \mathbf{M} , \mathbf{C} y \mathbf{K} son las matrices de masa, amortiguamiento, y rigidez del sistema completo. Por otra parte, \mathbf{m}^* es la matriz de influencia del input.

Análisis probabilístico en el dominio del tiempo

Metodología

Para obtener los parámetros óptimos del AMS, se realiza un análisis estocástico en el dominio del tiempo. La excitación aleatoria se considerará de bajo contenido de frecuencias. Para la obtención de la ecuación de estado del sistema dinámico, se consideró la inclusión de un doble filtro de Clough – Penzien, compuesto por un filtro que simula el estrato de suelo y un segundo filtro que corrige las frecuencias bajas.

Sistema completo sin filtro

En la ecuación (8) se muestra la matriz de estado del sistema, y en la ecuación (9) se presenta el vector de input del estado.

$$\mathbf{A} = \begin{bmatrix} 0_{2 \times 2} & I_{2 \times 2} \\ -M^{-1}K & -M^{-1}C \end{bmatrix} \quad (8)$$

$$\mathbf{B} = \begin{bmatrix} 0_{2 \times 1} \\ -M^{-1}m^* \end{bmatrix} \quad (9)$$

A continuación, se muestran las ecuaciones de estado de primer orden de la estructura sin la inclusión de filtro y del sistema completo Estructura-AMS. La ecuación de estado se expresa en la ecuación (12):

$$\mathbf{X}_2 = \{X_1 \quad X_T \quad \dot{X}_1 \quad \dot{X}_T\}^T \quad (10)$$

$$\ddot{u}_g = C_f X_f \quad (11)$$

$$\dot{\mathbf{X}}_2 = \mathbf{A} \mathbf{X}_2 + \mathbf{B} \ddot{u}_g \quad (12)$$

donde X_f corresponde al vector estado del filtro, donde los cuatro primeros elementos representan el filtro debido al estrato de suelo y los otros cuatro consideran el filtro que corrige las frecuencias bajas.

$$\mathbf{X}_f = \{x_g \quad \dot{x}_g \quad x_f \quad \dot{x}_f\}^T \quad (13)$$

Filtro de Clough-Penzien

A continuación, se muestra la matriz de estado del filtro, la matriz de output del filtro y la matriz de colocación de la excitación del filtro respectivamente:

$$\mathbf{A}_f = \begin{bmatrix} 0 & 1 & 0 & 0 \\ -\omega_g^2 & -2\xi_g\omega_g & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1 \\ \omega_f^2 & 2\xi_g\omega_g & -\omega_f^2 & -2\xi_f\omega_f \end{bmatrix} \quad (14)$$

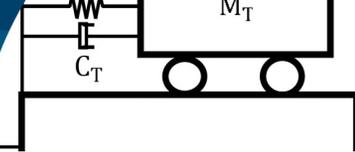
$$\mathbf{C}_f = [\omega_g^2 \quad 2\xi_g\omega_g \quad -\omega_f^2 \quad -2\xi_f\omega_f] \quad (15)$$

$$\mathbf{B}_f = \begin{bmatrix} 0 \\ -1 \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix} \quad (16)$$

La ecuación (17) muestra el estado del filtro doble de Clough-Penzien dada por:

$$\dot{\mathbf{X}}_f = \mathbf{A}_f \mathbf{X}_f + \mathbf{B}_f W(t) \quad (17)$$

donde la matriz $W(t)$ se obtiene a partir de los valores de intensidad de ruido blanco en la roca a partir del valor de Peak Ground Acceleration (PGA) considerado en el análisis.



$$A_w = \omega_g^4(\xi_g \omega_f + \xi_f \omega_g) + 4\xi_g^2 \omega_g^2(\xi_g \omega_f^3 + \xi_f \omega_g^3) + 4\xi_g \xi_f \omega_g \omega_f(\xi_g \omega_f + \xi_f \omega_g) \quad (18)$$

$$B_w = 2\xi_g \xi_f \left((\omega_g^2 - \omega_f^2)^2 + 4\omega_g^2 \omega_f^2 (\xi_g^2 + \xi_f^2) + 4\xi_g \xi_f \omega_g \omega_f (\omega_g^2 - \omega_f^2) \right) \quad (19)$$

$$W(t) = \frac{PGA \cdot B_w}{3\pi A_w} \quad (20)$$

Expandiendo el estado se obtiene la ecuación de estado del sistema Estructura-AMS-Filtro (23).

$$\begin{Bmatrix} \dot{\mathbf{X}}_2 \\ \dot{\mathbf{X}}_f \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} A_{4 \times 4} & B_{4 \times 1} C_{f_{1 \times 4}} \\ 0_{4 \times 4} & A_{f_{4 \times 4}} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \mathbf{X}_2 \\ \mathbf{X}_f \end{Bmatrix} + \begin{Bmatrix} 0_{4 \times 1} \\ \mathbf{X}_{f_{4 \times 1}} \end{Bmatrix} W(t) \quad (21)$$

$$\mathbf{X}_3 = \{\mathbf{X}_2 \quad \mathbf{X}_f\}^T \quad (22)$$

$$\dot{\mathbf{X}}_3 = \mathbf{A}_1 \mathbf{X}_3 + \mathbf{B}_1 W(t) \quad (23)$$

En este estudio se considera un input para ancho de banda angosto, el cual se obtiene de la modificación del ruido blanco a través de un doble Filtro de Clough – Penzien que tiene como característica corregir las frecuencias bajas de la excitación y además imitar un estrato de suelo. La desviación estándar, de los desplazamientos y giros de todos los grados de libertad se obtienen de la matriz de covarianza. La Densidad de Potencia Espectral $S_g(\omega)$, se ajusta a través del filtro de Clough-Penzien modificado.

$$S_g(\omega) = S_0 \frac{\omega_g^4 + 4\xi_g^2 \omega_g^2 \omega^2}{(\omega_g^2 - \omega^2)^2 + 4\xi_g^2 \omega_g^2 \omega^2} \frac{\omega^4}{(\omega_f^2 - \omega^2)^2 + 4\xi_f^2 \omega_f^2 \omega^2} \quad (24)$$

donde S_0 , ω_f y ξ_f son parámetros ajustados por mínimos cuadrados, para lograr un ancho de banda angosto. En la Tabla 1 se entrega los parámetros del filtro Clough – Penzien para el filtro considerado.

Tabla 1: Parámetros del filtro de Clough – Penzien para los procesos aleatorios utilizados.

Tipo de entrada	Parámetros				
	S_0	ω_g , rad/s	ξ_g	ω_f , rad/s	ξ_f
AB-Angosto	1335.6	3.14	0.2	6.00	0.80

Donde el parámetro S_0 es la intensidad del ruido blanco, ξ_g y ω_g son el amortiguamiento y frecuencia del filtro del estrato del suelo, respectivamente. Por otra parte, ξ_f y ω_f son la frecuencia y el amortiguamiento del filtro que corrige las frecuencias bajas.

Incertidumbre en los parámetros

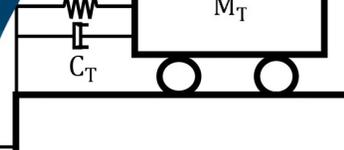
Se observa que las matrices \mathbf{A} y vector \mathbf{B} están en función de las propiedades dinámicas del sistema y propiedades de input, respectivamente, caracterizando la estructura primaria y la carga estocástica. La respuesta asume intuitivamente que estos parámetros son completamente conocidos. Sin embargo, las incertidumbres en estos parámetros del sistema pueden llevar a respuestas inesperadas que afectan la seguridad deseada de la estructura. Por lo tanto, en el diseño de parámetros AMS óptimos, además de la naturaleza estocástica del evento sísmico, se debe tener en cuenta la incertidumbre con respecto a estos parámetros, que se espera tenga influencia en los resultados de optimización, esto indica que debe realizarse un análisis de sensibilidad del sistema dinámico estocástico.

La inclusión de incertidumbre en esta investigación se realizará en la razón de masa del AMS, razón de amortiguamiento y periodo traslacional desacoplado de estructura principal, en un 5, 10 y 20% con respecto a los valores reales, que en esta investigación se denominará como determinísticos. Estas variaciones de los parámetros permitirán observar el efecto de la incertidumbre en la determinación de los siguientes parámetros óptimos de diseño del AMS, su razón de sintonía y su razón de amortiguamiento.

Obtención de matriz de covarianza

Para la obtención de la matriz de covarianza se resuelve la ecuación de Lyapunov, para lo cual se ha dejado las ecuaciones del sistema dinámico en forma de ecuación de estado, asumiendo que el input es ruido blanco. Para definición de la potencia del ruido blanco, se considera que la varianza de la aceleración del suelo a la entrada del sistema debe ser igual a:

$$\sigma_{\ddot{u}_g}^2 = \frac{PGA}{3} \quad (25)$$



En este estudio se consideró un PGA de 0.25g. Se presenta a continuación la ecuación Lyapunov:

$$\mathbf{A}_1 \mathbf{R} + \mathbf{R} \mathbf{A}_1^T + \mathbf{B}_1 \mathbf{W} \mathbf{B}_1^T = 0 \quad (26)$$

donde \mathbf{R} corresponde a la matriz de covarianza del sistema completo y \mathbf{W} a la intensidad del ruido blanco. Dado que las matrices ampliadas del sistema combinado \mathbf{A}_1 y \mathbf{B}_1 involucran incertidumbre en los parámetros, la solución asociada a la matriz de covarianza de respuesta \mathbf{R} también los involucrará. Es por ello que para incluir esta incertidumbre en los parámetros en el cálculo de la matriz de covarianza, las matrices del sistema \mathbf{A}_1 , \mathbf{B}_1 y \mathbf{R} se aproximan en series de Taylor de primer orden:

$$\mathbf{A}_1 = \bar{\mathbf{A}}_1 + \sum_{i=1}^m \frac{\partial \mathbf{A}_1}{\partial x_i} \delta x_i + \dots \quad (27)$$

$$\mathbf{B}_1 = \bar{\mathbf{B}}_1 + \sum_{i=1}^m \frac{\partial \mathbf{B}_1}{\partial x_i} \delta x_i + \dots \quad (28)$$

$$\mathbf{R} = \bar{\mathbf{R}} + \sum_{i=1}^m \frac{\partial \mathbf{R}}{\partial x_i} \delta x_i + \dots \quad (29)$$

donde $\bar{\mathbf{A}}_1$, $\bar{\mathbf{B}}_1$ y $\bar{\mathbf{R}}$ representan la matriz correspondiente el valor nominal o determinístico. Sustituyendo las ecuaciones (27), (28) y (29) en (26), se obtiene lo siguiente:

$$\left(\bar{\mathbf{A}}_1 + \sum_{i=1}^m \frac{\partial \mathbf{A}_1}{\partial x_i} \delta x_i + \dots \right) \left(\bar{\mathbf{R}} + \sum_{i=1}^m \frac{\partial \mathbf{R}}{\partial x_i} \delta x_i + \dots \right) + \left(\bar{\mathbf{R}} + \sum_{i=1}^m \frac{\partial \mathbf{R}}{\partial x_i} \delta x_i + \dots \right) \left(\bar{\mathbf{A}}_1 + \sum_{i=1}^m \frac{\partial \mathbf{A}_1}{\partial x_i} \delta x_i + \dots \right) + \left(\bar{\mathbf{B}}_1 + \sum_{i=1}^m \frac{\partial \mathbf{B}_1}{\partial x_i} \delta x_i + \dots \right) \mathbf{W} \left(\bar{\mathbf{B}}_1 + \sum_{i=1}^m \frac{\partial \mathbf{B}_1}{\partial x_i} \delta x_i + \dots \right) = 0 \quad (30)$$

Realizando una aproximación de primer orden, se puede obtener lo siguiente:

$$\bar{\mathbf{A}}_1 \bar{\mathbf{B}}_1 + \bar{\mathbf{R}} \bar{\mathbf{A}}_1^T + \bar{\mathbf{B}}_1 \mathbf{W} = 0 \quad (31)$$

$$\bar{\mathbf{A}}_1 \frac{\partial \mathbf{R}}{\partial x_i} + \frac{\partial \mathbf{A}_1}{\partial x_i} \bar{\mathbf{R}} + \bar{\mathbf{R}} \frac{\partial \mathbf{A}_1^T}{\partial x_i} + \frac{\partial \mathbf{R}}{\partial x_i} \bar{\mathbf{A}}_1^T + \bar{\mathbf{B}}_1 \mathbf{W} = 0 \quad (32)$$

La matriz de sensibilidad de primer orden de la matriz de covarianza $\frac{\partial \mathbf{R}}{\partial x_i}$, se obtiene a partir de la resolución de las dos ecuaciones de Lyapunov, una sin incertidumbre (31) y otra con incertidumbre (32). La matriz de covarianza media se puede obtener de la ecuación (31), considerando el valor medio de las matrices de parámetros del sistema $\bar{\mathbf{A}}_1$ y $\bar{\mathbf{B}}_1$, y las sensibilidades de primer orden de la matriz

de covarianza $\frac{\partial \mathbf{R}}{\partial x_i}$ que se obtienen de resolver la ecuación (32).

$$\sigma_x = \bar{\sigma}_x \pm \sum_{i=1}^m \frac{\partial \sigma_x}{\partial x_i} \delta x_i \dots \begin{cases} \sigma_{x_{up}} = \bar{\sigma}_x + \sum_{i=1}^m \frac{\partial \sigma_x}{\partial x_i} \delta x_i \pm \dots \\ \sigma_{x_{low}} = \bar{\sigma}_x - \sum_{i=1}^m \frac{\partial \sigma_x}{\partial x_i} \delta x_i \pm \dots \end{cases} \quad (33)$$

donde

$$\sigma_x = \sqrt{R(1,1)} \quad (34)$$

$$\frac{\partial \sigma_x}{\partial x} = \frac{1}{2} \left(\frac{\frac{\partial R(1,1)}{\partial x}}{\sqrt{R(1,1)}} \right) \quad (35)$$

Donde σ_x es obtenida a través la resolución de la ecuación de Lyapunov sin incertidumbre, mientras que $\frac{\partial \sigma_x}{\partial x_i}$, es la resolución de la ecuación de Lyapunov con incertidumbre,

Procedimiento de optimización

El proceso de optimización consistió en encontrar la frecuencia y el amortiguamiento del AMS que minimicen la razón entre la desviación estándar del desplazamiento del sistema principal con AMS y la desviación estándar del desplazamiento del sistema principal sin AMS, que corresponde a la función objetivo 3 ($F0_3$), para cuando se considere incertidumbre positiva, función objetivo 2 ($F0_2$), y para cuando no se considera incertidumbre, es decir:

Función objetivo 1 ($F0_1$)

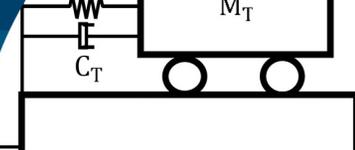
$$\begin{aligned} &\text{Minimizar } FO_1 \left(\frac{\sigma_{X_{1up} \text{ cAMS}}}{\sigma_{X_{1up} \text{ sAMS}}} \right) \\ &\text{Encontrar: } \omega_t, \xi_t \\ &\text{Sujeto a: } 0.3\omega_1 < \omega_t < 1.5\omega_1 \\ &\quad \quad \quad 0 < \xi_t < 0.5 \end{aligned} \quad (36)$$

Función objetivo 2 ($F0_2$)

$$\begin{aligned} &\text{Minimizar } FO_2 \left(\frac{\sigma_{X_{1low} \text{ cAMS}}}{\sigma_{X_{1low} \text{ sAMS}}} \right) \\ &\text{Encontrar: } \omega_t, \xi_t \\ &\text{Sujeto a: } 0.3\omega_1 < \omega_t < 1.5\omega_1 \\ &\quad \quad \quad 0 < \xi_t < 0.5 \end{aligned} \quad (37)$$

Función objetivo 3 ($F0_3$)

$$\begin{aligned} &\text{Minimizar } FO_3 \left(\frac{\sigma_{X_1 \text{ cAMS}}}{\sigma_{X_1 \text{ sAMS}}} \right) \\ &\text{Encontrar: } \omega_t, \xi_t \\ &\text{Sujeto a: } 0.3\omega_1 < \omega_t < 1.5\omega_1 \\ &\quad \quad \quad 0 < \xi_t < 0.5 \end{aligned} \quad (38)$$



Los rangos considerados para las restricciones ω_t , y ζ_t se seleccionaron de forma que la solución óptima nunca llega al límite del espacio de la solución.

Resultados

En esta sección se presentan los resultados del estudio. El análisis se realiza considerando fijo ciertas características del sistema y variando la razón de masa (μ_T), la razón de amortiguamiento de la estructura principal (ζ_s) y el periodo de la estructura principal (T_s). Por otra parte, se consideran fluctuaciones del 5, 10 y 20% de los parámetros con respecto al valor real o determinístico, con la finalidad de observar el impacto de la incertidumbre en la obtención de los parámetros óptimos de diseño del AMS.

Análisis de los parámetros óptimos del AMS Influencia de la razón de masa μ_t

En las Figuras 2 y 3 se puede analizar el comportamiento óptimo del AMS con respecto a la razón de masa (μ_T), definida como razón entre la masa de AMS y la masa de la estructura principal, para un proceso de banda angosto (NBP) con amortiguamientos de la estructura de $\zeta_s = 0.02$ y $\zeta_s = 0.05$. En la primera fila de cada figura se muestra la razón de frecuencia óptima del AMS ($\omega_{t\text{opt}}$), con respecto a la frecuencia de base fija del sistema principal (ω_s) y en la segunda fila la razón de amortiguamiento óptimo del AMS ($\zeta_{t\text{opt}}$). Los dos parámetros óptimos del AMS se analizan en un rango de masa de 0.01 a 0.05 y tres periodos traslacionales desacoplados del sistema principal (T_s), 1.5, 2 y 2.5 s. En la Figura 2 se observa que la inclusión de la incertidumbre en la razón de masa tiene una incidencia cada vez menor, para la razón de frecuencia a medida que aumenta la flexibilidad de la estructura, observándose que no tiene efecto en la razón de frecuencia óptima, cuando la estructura tiene un periodo de 2.5 s.

La Figura 3 entrega los resultados para una razón de amortiguamiento de la estructura de 0.05. Se observa claramente, que el efecto de una incertidumbre en la masa, en una estructura que tiene un amortiguamiento mayor, no produce ningún cambio, por lo que la incertidumbre en la masa en el cálculo es insensible a la razón de amortiguamiento que posea la estructura.

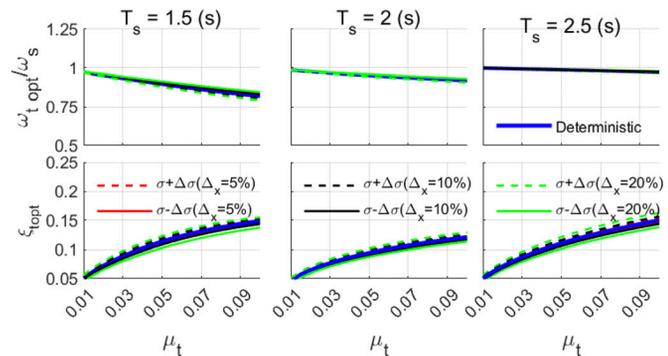


Figura 2: Razón de frecuencias y amortiguamientos óptimos del AMS ($\xi_s = 0.02$), NBP

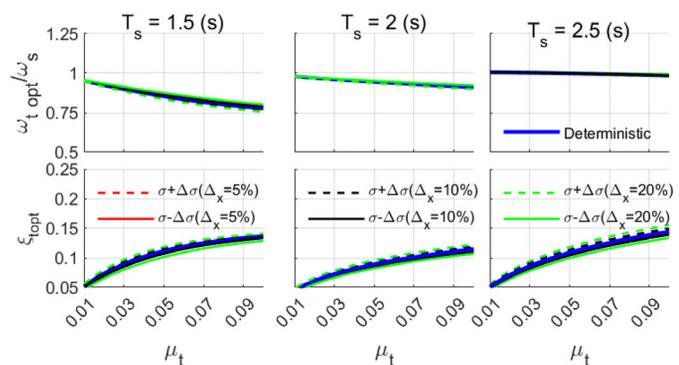
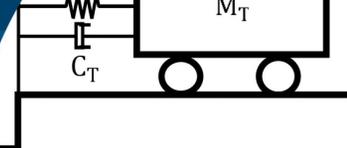


Figura 3: Razón de frecuencias y amortiguamientos óptimos del AMS ($\xi_s = 0.05$), NBP

Influencia del periodo de base fija de la estructura T_s

En las Figuras 4 y 5 se puede analizar el comportamiento óptimo del AMS con respecto al periodo de base fija de la estructura (T_s), para un proceso de ancho de banda angosto con amortiguamientos de la estructura de $\zeta_s = 0.02$ y $\zeta_s = 0.05$. La primera fila muestra la razón de frecuencia óptima del AMS ($\omega_{t\text{opt}}$) con respecto a la frecuencia de base fija del sistema principal (ω_s) y la segunda fila la razón de amortiguamiento óptimo del AMS ($\zeta_{t\text{opt}}$), los dos parámetros óptimos del AMS se analizan en un rango μ_T de periodo de 1.5 a 2.5 s y tres razones de masa del AMS (μ_t), 0.02, 0.03 y 0.05.

Se observa que existe una dependencia importante de la razón de sintonía y razón de amortiguamiento óptimo, con respecto a los porcentajes de incertidumbre considerados, aumentando su desviación con respecto al valor



determinístico sin incertidumbre, a medida que aumenta la incertidumbre considerada en el valor del periodo. La influencia en el valor de la razón de frecuencias óptimas, debido a la inclusión de incertidumbre en el periodo, aumenta a medida que el valor de la razón de masa es mayor. Por otra parte, en el periodo predominante de la excitación, es decir, 2 s, se produce un punto de inflexión, en el valor de la razón de frecuencias óptimas del AMS sin incertidumbre y también para las otras que resultan de la inclusión de incertidumbre.

Un comportamiento distinto ocurre con el amortiguamiento óptimo del AMS, en el que tanto al sumar una incertidumbre o incluir un decremento, el efecto sobre el valor determinístico produce una disminución del valor del parámetro, es menor tanto para el valor de la incertidumbre positiva como negativa. Se observa que el amortiguamiento óptimo del AMS, disminuye drásticamente para el periodo predominante de la excitación, sin embargo, este efecto no se reproduce en los amortiguamientos óptimos que se obtiene al introducir una incertidumbre en el periodo.

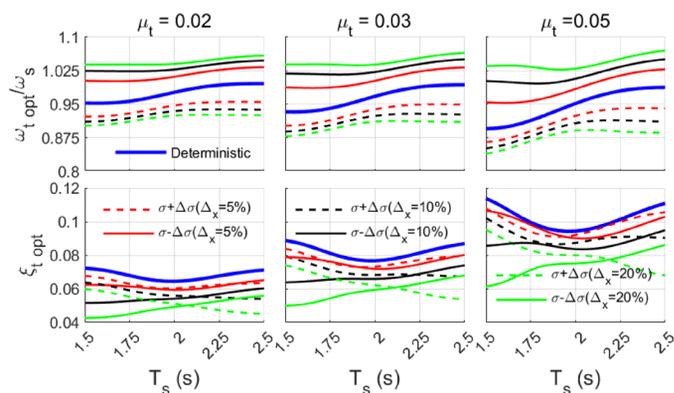


Figura 4. Razón de frecuencias y amortiguamientos óptimos del AMS ($\xi_s = 0.02$), NBP

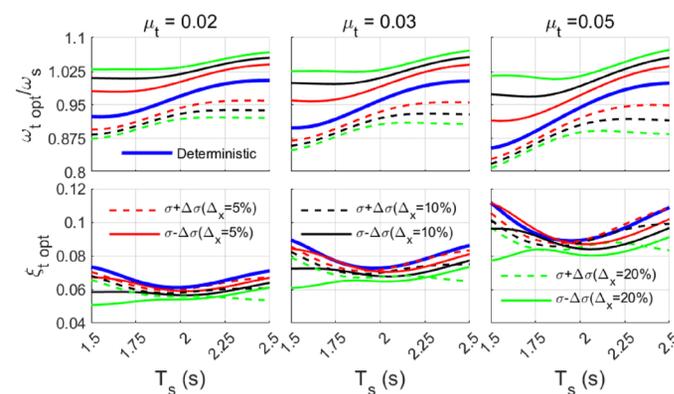


Figura 5: Razón de frecuencias y amortiguamientos óptimos del AMS ($\xi_s = 0.05$), NBP

Si se compara la Figura 4, que está construida considerando una razón de amortiguamiento de un 2%, y la Figura 5, que considera una razón de amortiguamiento de un 5% para la estructura, se observa que el comportamiento de los parámetros óptimos es prácticamente el mismo, por lo que el valor de la razón de amortiguamiento no influye en el comportamiento de la incertidumbre sobre los parámetros óptimos.

Análisis de la eficiencia del AMS Reducción con respecto a la razón de masa μ_T

En las Figuras 6 y 7 se puede analizar la reducción con respecto a la razón de masa (μ_T), la cual se define como la varianza de respuesta del sistema con AMS, dividido por la varianza de respuesta del sistema sin AMS, para un proceso de ancho de banda angosto con amortiguamientos de la estructura de $\xi_s = 0.02$ y $\xi_s = 0.05$.

$$RD = \left(\frac{\sigma_{X_1 \text{ cAMS}}}{\sigma_{X_1 \text{ sAMS}}} \right) \quad (39)$$

La Figura 6 muestra la razón de reducción de una estructura controlado por un AMS diseñado con una rigidez y amortiguamiento óptimos, en una estructura con una razón de amortiguamiento de un 2%. En el gráfico se encuentran tres columnas, las que corresponden a tres periodos (T_s). La primera considera un valor de periodo de 1.5 s para representar a una estructura rígida, en la columna intermedia 2.0 s para considerar una estructura de rigidez intermedia y en la tercera de 2.5 s para emular una estructura flexible. La Figura 7 es análoga a la Figura 6, pero considera una estructura con una razón de amortiguamiento de un 5%.

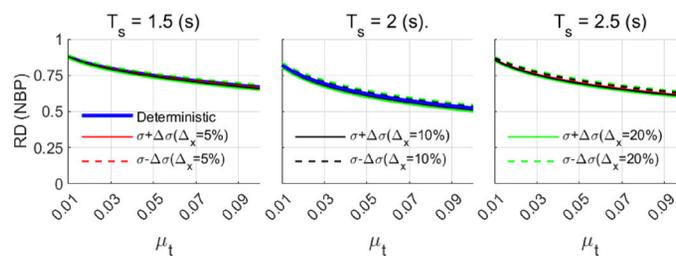
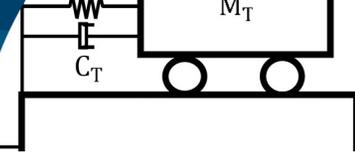


Figura 6: Reducción con AMS óptimo ($\xi_s = 0.02$), NBP

Al comparar la Figura 6 con la Figura 7, correspondientes a un $\xi_s = 0.02$ y $\xi_s = 0.05$ respectivamente, se observa que



son prácticamente iguales, lo que significa que la razón de amortiguamiento del sistema principal no influye en los comportamientos de las reducciones.

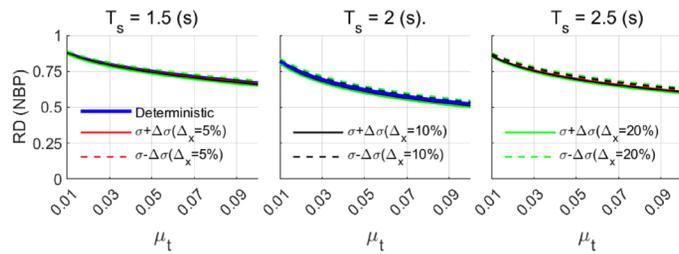


Figura 7: Reducción con AMS óptimo ($\xi_s = 0.05$), NBP

Reducción con respecto al periodo de base fija de la estructura

La Figura 8 muestra la reducción de desplazamiento de una estructura que ha sido implementada con una rigidez y amortiguamiento óptimo, para cada porcentaje de incertidumbre. La reducción RD se expresa en función del periodo de base fija de la estructura (T_s), para un proceso de ancho de banda angosto con amortiguamientos de la estructura de $\xi_s = 0.02$. Este comportamiento se analiza en un rango de periodo de 1.5 s a 2.5 s y tres razones de masa del AMS (μ_t), 0.02, 0.03 y 0.05. El signo de las incertidumbres en el periodo tiene gran influencia en la reducción de los desplazamientos de la estructura, cuando

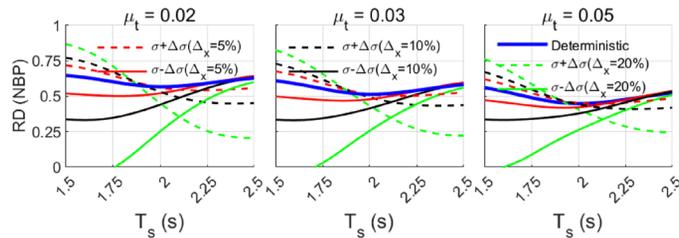


Figura 8: Reducción del AMS óptimo ($\xi_s = 0.02$), NBP

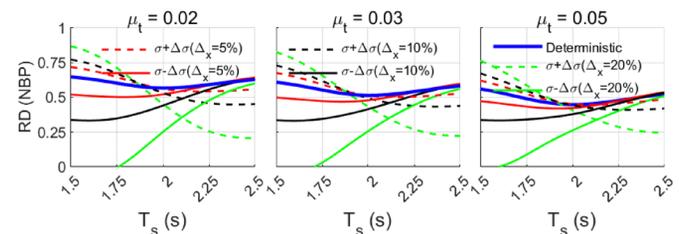


Figura 9: Reducción del AMS óptimo ($\xi_s = 0.05$), NBP.

las incertidumbres son positivas se produce una reducción en la eficiencia del AMS óptimo en la estructura. En el caso de una incertidumbre negativa, se produce tanto una disminución en la reducción (más allá del periodo predominante) y un aumento antes de los 2 s.

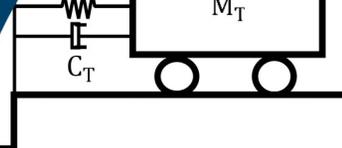
Para la Figura 9, la cual tiene una razón de amortiguamiento de sistema principal de 0.05, se observa un comportamiento prácticamente idéntico al anterior.

Conclusiones

Con respecto al comportamiento de los parámetros óptimos, se concluye que para estructuras rígidas a medias, la razón de frecuencias óptima del AMS, con respecto a la frecuencia del sistema principal, se desintoniza en el sentido decreciente, a medida que la masa del AMS es mayor. Sin embargo, en estructuras flexibles, se sintoniza completamente con la frecuencia de la estructura. Se observa que existe una mayor sensibilidad a la incertidumbre a medida que esta aumenta. En general, una incertidumbre positiva aumenta el valor del parámetro óptimo, y una negativa lo disminuye. La razón de amortiguamiento óptimo del AMS aumenta con el aumento de la razón de masa. No obstante, en el caso particular de coincidir con el periodo predominante de excitación, 2.0 s, su valor es menor que para otros periodos.

La incertidumbre tiene poca influencia en el valor de la razón de amortiguamiento óptima del AMS, con respecto al valor a la razón de masa. Sin embargo, con respecto al periodo de la estructura principal, tiene un comportamiento distinto para periodos mayores al periodo predominante de la excitación, con respecto, a los menores al predominante.

Con respecto al comportamiento de la eficiencia del AMS, al existir una incertidumbre, se concluye que a medida que la razón de masa del dispositivo óptimo aumenta, la eficiencia del AMS es mayor, con una leve influencia de la incertidumbre. La eficiencia del AMS debido a la incertidumbre depende del signo de esta. Si es negativo la eficiencia es mayor hasta un periodo cercano predominante de la excitación. Si es positivo es mayor al negativo, después del periodo predominante. No se observa ningún cambio apreciable al considerar razones de amortiguamiento distintas en la estructura.



Agradecimientos

Los autores agradecen a la Universidad del Bío-Bío, por el financiamiento otorgado para el desarrollo de esta investigación, a través de Proyecto Regular de Investigación UBB DIUBB 2260531 IF/R.

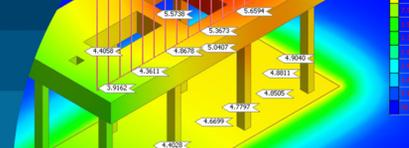
Referencias

- Bakre S.V. and Jangid R.S. (2007). Optimum parameters of tuned mass damper for damped main system. *Structural Control & Health Monitoring* **14**(3), 448–470. doi.org/10.1002/stc.166
- Crandall, S.H. and Mark, W.D. (1963). *Random vibration in Mechanical Engineering*. Academic Press, New York, US.
- Den Hartog, J.P. (1934). *Mechanical vibrations*. McGraw-Hill, New York, US.
- Espinoza, G., Quinteros, C., Gajardo, K., Suazo, A. y Quijada, S. (2021). Eficiencia de un amortiguador de columna de líquido sintonizado considerando una excitación sísmica de bajo contenido de frecuencias e incertidumbre. *Obras y Proyectos* **29**, 54-68. doi.org/10.4067/S0718-28132021000100054

- Espinoza, G., Rivas, S. y Suazo, A. (2020). Análisis de la eficiencia de un amortiguador combinado sintonizado con incertidumbre en los parámetros sometido a excitaciones sísmicas de bajo contenido de frecuencias. *Obras y Proyectos* **28**, 68-77. doi.org/10.4067/S0718-28132020000200068.

- Ormondroyd, J. and J. P. Den Hartog (1928). The theory of dynamic vibration absorber. *Transactions of the ASME* **50**(7): 9-22. doi.org/10.1115/1.4058553

- Soto-Brito, R. and Ruiz, S.E. (1999). Influence of ground motion intensity on the effectiveness of tuned mass dampers. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics* **28**(11):1255-1271. doi.org/10.1002/(SICI)1096-9845(199911)28:11<1255::AID-EQE865>3.0.CO;2-C



Asentamientos de cimentaciones en balsas combinadas con pilotes

Settlements of piled raft foundations

DOI: <https://doi.org/10.21703/0718-2813.2024.36.3005>

Fecha de entrega: 20 de marzo 2024
Fecha de aceptación: 4 de octubre 2024

Luis O. Ibáñez¹, Gilberto Quevedo¹ y Miguel Maestre²

¹ Universidad Central Marta Abreu de Las Villas, Santa Clara, Villa Clara, Cuba, Ibanez@uclv.edu.cu, quevedo@uclv.edu.cu

² Empresa Nacional de Investigaciones Aplicadas, Cuba

En este trabajo se presentan resultados de asentamientos obtenidos de mediciones y modelación numérica de cimentaciones en Balsas Combinadas con Pilotes BCP (losas de fundación con pilotes) en una estructura industrial con cargas significativas. Con el objetivo de evaluar los asentamientos ocurridos en la balsa debido a los años de explotación, se lleva a cabo un análisis del comportamiento de la cimentación ante diversas combinaciones de cargas. Además, se verifica la validez del modelo utilizado mediante la comparación con mediciones reales de desplazamientos en la base de la cimentación.

Palabras clave: balsas combinadas con pilotes, mediciones geodésica, análisis numérico

In this work, settlements results from measurements and from the numerical modelling of piled raft foundations are presented for an industrial structure under large loads. Due to the years of exploitation, it was needed to verify the settlements taken place in the raft, and the definitive values that can be reached. A numerical modelling is carried out to analyse the behaviour of the piled raft foundation under the action of the different combinations of loads. In addition, the validity of the model used is verified by comparison with measurements of displacements at the base of the foundation.

Keywords: piled raft foundation, geodesical measurements, numerical analysis

Introducción

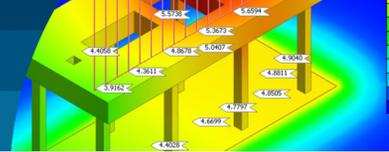
La cimentación de balsa en combinación con pilotes constituye un sistema constructivo caracterizado por la acción conjunta de ambos elementos: balsa y pilotes, con la función de transmitir al terreno las cargas de la superestructura que se ha de cimentar. En las últimas décadas se han realizado investigaciones y desarrollos conceptuales que han conducido a mejorar el conocimiento del comportamiento conjunto de la balsa y pilotes (Poulos, 2001; Cunha, 2000a, 2000b; O'Neill, 2001, Van Impe y Lungu, 1996), y que hacen de este sistema constructivo una alternativa de cimentación asociada en general a edificios en altura cimentados sobre suelos granulares y en particular sobre suelos arcillosos en estado normalmente consolidados o sobre consolidados.

Independientemente del tipo de suelo, la aplicación del sistema balsa-pilotes puede resultar ventajosa en comparación con una cimentación basada únicamente

en pilotes, especialmente cuando el número de pilotes aumenta y la distancia entre ellos se reduce. En una cimentación profunda convencional, la capacidad portante de los pilotes en el grupo se ve comprometida cuando la distancia entre pilotes disminuye a valores inferiores a aproximadamente tres o cuatro veces su diámetro. Esto implica la necesidad de aumentar la longitud de los pilotes, lo que a su vez incrementa los costos de la cimentación.

El análisis de la interacción entre los tres elementos: balsa, pilotes y suelo, es de vital importancia para evaluar los asentamientos del conjunto, ya sean uniformes o diferenciales. A su vez, una predicción precisa de los asentamientos resulta indispensable para verificar el cumplimiento de los requisitos en cuanto al estado de servicio.

Además de conducir a la reducción de los asentamientos, la combinación balsa sobre pilotes (BCP) presenta otros efectos positivos:



1. Aumento de la capacidad portante de la cimentación: La BCP mejora la capacidad de carga de la cimentación en comparación con una balsa de cimentación única.
2. Reducción de las tensiones transmitidas al suelo: Mediante una adecuada elección del número y disposición de los pilotes, se logra disminuir las tensiones que se transmiten al suelo a través de la balsa de fundación.
3. Mejora del comportamiento en servicio: La BCP contribuye a reducir los asentamientos individuales o diferenciales, lo que significa que actúa como un freno para los asentamientos.
4. Garantía de estabilidad para la cimentación completa: A diferencia de una balsa de cimentación única, la BCP asegura la estabilidad completa de la cimentación al considerar tanto la balsa como los pilotes, teniendo en cuenta las cargas actuantes.

Según la norma DIN 4019 (1987), en el diseño de una BCP se solía considerar principalmente la capacidad portante de los pilotes, despreciando la contribución de la balsa de fundación. Sin embargo, es evidente que tener en cuenta esta última colaboración resultará en proyectos más económicos, al permitir la reducción del número de pilotes, al tiempo que se aseguran asentamientos dentro de límites permisibles.

Aunque se ha estado investigando y siguiendo el comportamiento de la BCP durante varias décadas, aún no se comprende completamente el mecanismo de distribución de las cargas externas, así como su comportamiento bajo asentamiento. Esto se debe a la compleja interacción entre sus elementos. Los factores más importantes que afectan al comportamiento carga-asentamiento de una BCP son los siguientes:

1. Interacción entre los pilotes de un grupo: Existe una interacción significativa entre los pilotes en un grupo dentro de una BCP. Esta interacción puede afectar la rigidez y el comportamiento carga-asentamiento de los pilotes individualmente.
2. Efecto recíproco entre los pilotes y la balsa: Existe un efecto recíproco entre los pilotes y la balsa de la BCP. Esta interacción influye en el comportamiento global de la cimentación, tanto en términos de rigidez como

de capacidad portante límite.

La Figura 1 es un esquema que representa de manera visual la relación carga-asentamiento de un pilote individual, un pilote en un grupo y una balsa. Las interacciones entre los pilotes en un grupo y entre los pilotes y la balsa provocan, por un lado, una disminución de la rigidez de los pilotes en relación a su comportamiento carga-asentamiento y, por otro lado, un aumento de su capacidad portante límite.

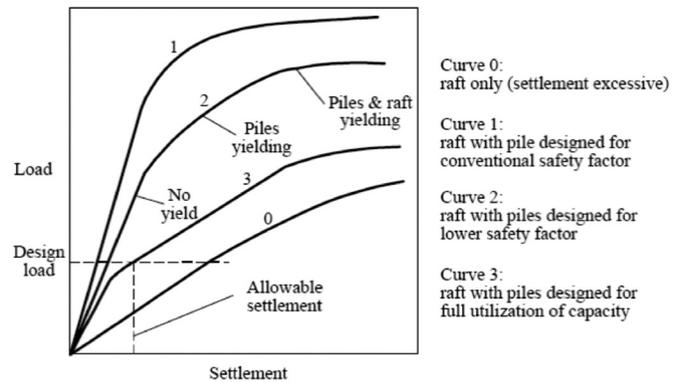


Figura 1: Curvas esquemáticas de carga y asentamiento (Poulos, 2001)

El análisis de estructuras cimentadas en BCP se ha abordado principalmente a través de la modelación numérica (Halder y Manna, 2020; Deb *et al.*, 2019; Ghalesari y Choobbasti, 2018; Abdel-Fattah y Hemada, 2016; Russo *et al.*, 2013).

Cimentación en Balsa Combinada con Pilotes de una estructura industrial

A continuación, se presenta el cálculo de los asentamientos en una BCP perteneciente a una estructura industrial, donde actúan cargas superiores a los 15000 kN en diferentes áreas, alcanzándose una carga total de 67800 kN. La balsa tiene un espesor de 3 m y está apoyada sobre 32 pilotes de 1.2 m de diámetro. La cimentación a su vez soporta un segundo nivel con una losa de 0.8 m sobre la cual descansan otros equipos de dicha industria (ver Figura 2).

Diferentes autores como Sinha y Hanna (2017) e Ibáñez (2017) han trabajado en la modelación en tres dimensiones (3D) de las BCP, proponiendo recomendaciones prácticas. Para la modelación de la estructura de la BCP, es importante realizar un estudio exhaustivo de los suelos del lugar. Esto implica consultar con especialistas en geología y geotecnia

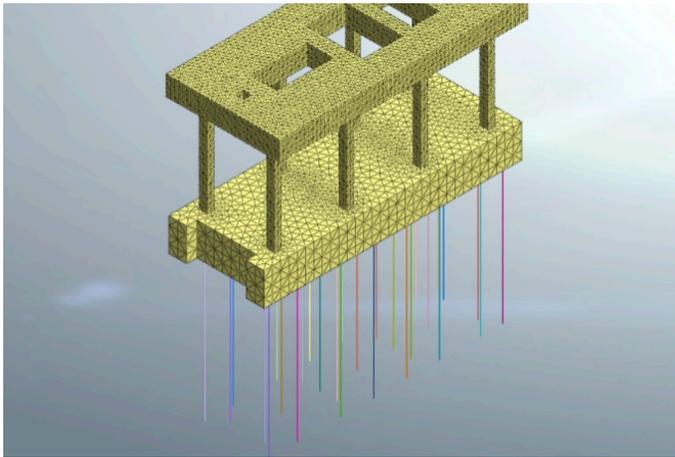
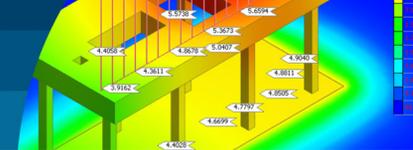


Figura 2: Representación de la cimentación y la superestructura.

para obtener información precisa sobre las características y propiedades de los suelos presentes en el sitio.

Para calcular los asentamientos en esta BCP, se deben considerar los siguientes pasos:

1. Determinar la carga transmitida por la balsa y a cada pilote: se aplican los métodos de análisis de BCP evaluando como se distribuye la carga total de 67800 kN entre la balsa y los 32 pilotes.
2. Calcular la capacidad portante de cada pilote: Utilizando las características del suelo y el diámetro de los pilotes, se puede determinar la capacidad portante de cada uno según las ecuaciones y métodos establecidos en el diseño geotécnico.
3. Evaluar la interacción entre los pilotes y la balsa: Es importante considerar la interacción entre los pilotes y la balsa para determinar cómo se distribuye la carga sobre ellos. Esto afectará los asentamientos.
4. Calcular los asentamientos esperados: Utilizando métodos de cálculo geotécnico, se determinarán los asentamientos individuales de cada pilote y los asentamientos totales de la balsa.

Es recomendable realizar un análisis geotécnico detallado considerando las características del suelo, la carga aplicada y la geometría de la BCP. Esto permitirá obtener resultados más precisos y confiables para el cálculo de los asentamientos (Ibáñez, 2017)

Según los informes del Ingeniero Geológico, se identifican

4 estratos de suelos bien definidos. Estos estratos proporcionan la información necesaria para realizar los cálculos y análisis en el diseño de la BCP. Utilizando esta información, se puede realizar un análisis de la interacción suelo-estructura, considerando las cargas aplicadas y las características de los elementos estructurales. Esto permite determinar la distribución de esfuerzos, los asentamientos esperados y evaluar la estabilidad y seguridad de la BCP.

Las Figuras 3 y 4 representan gráficamente de los estratos de suelos identificados, lo que es útil para visualizar la composición del subsuelo y comprender mejor la configuración geológica del lugar.

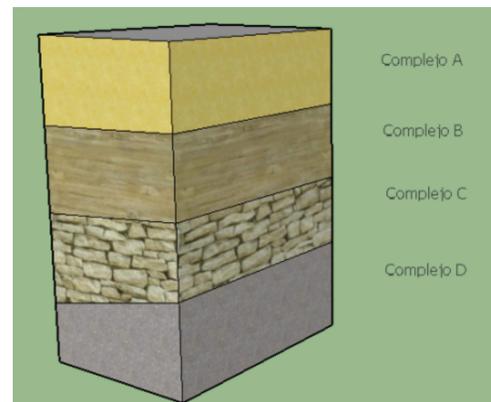


Figura 3: Perfil geológico de suelos

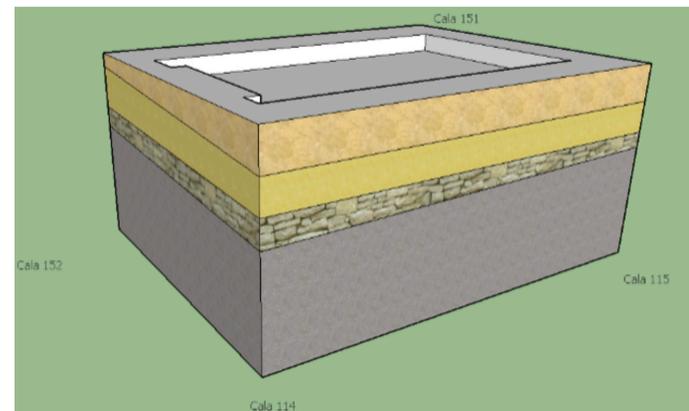
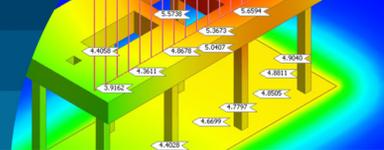


Figura 4: Calas en las esquinas de la cimentación

Después de conocer los estratos de suelo y obtener información geotécnica relevante, se procede a calcular la capacidad de carga de los pilotes, especialmente en las esquinas de la cimentación, para evaluar las posibles condiciones más desfavorables. Para este propósito, se utilizan diferentes formulaciones y métodos, que incluyen



normativas internacionales y la modelación por elementos finitos.

Los métodos utilizados para el cálculo de la capacidad de carga de los pilotes incluyen:

Análisis por ecuaciones de la teoría de la plasticidad utilizando softwares como GEOFine (norma Europea) y el método de Caquot Kerisel (norma Canadiense). Estos enfoques se basan en ecuaciones de la teoría de la plasticidad para determinar la capacidad de carga de los pilotes.

Análisis por elementos finitos utilizando softwares como MIDAS GTS (Ibáñez, 2000) y GeoSlope. Este enfoque utiliza la modelación por elementos finitos para analizar el comportamiento de los pilotes y calcular su capacidad de carga.

La Figura 5 proporciona una representación gráfica de la modelación por elementos finitos y los softwares utilizados en el análisis de la capacidad de carga de los pilotes.

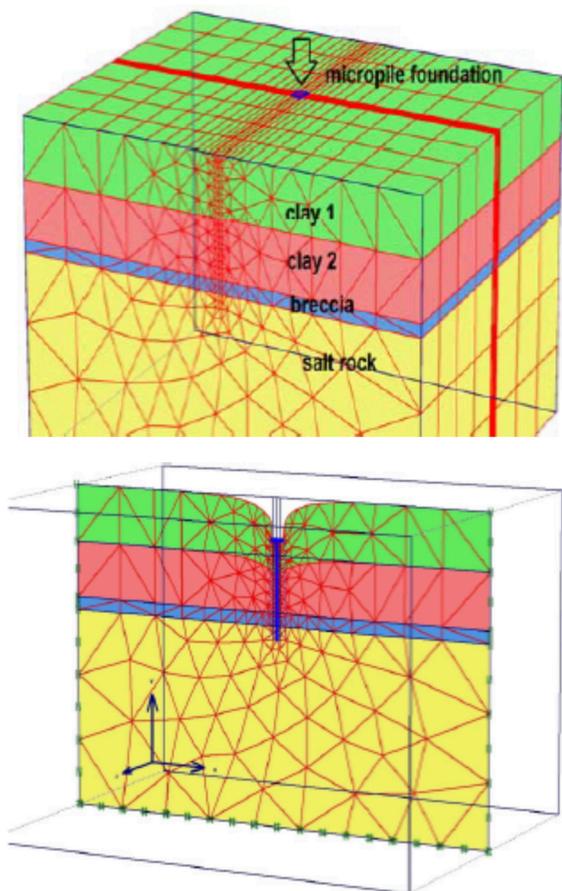


Figura 5: Modelación por elementos Finitos (MEF). Modelo en 3D

Una vez realizados los cálculos, se presenta de forma resumida la capacidad de carga del pilote aislado en la Tabla 1.

Tabla 1: Capacidad de carga última de pilote aislado en kN

Pilote en cala	Método				
	Caquot-Kerisel FS = 3	GeoFine FS =3	MIDAS GTS FS =2	Norma Cubana (1989). MEL	MEF (FS = 2)
152	2576.7	24000	3800.0	2550.0	3600.0
114	2283.3	20667	3410.0	2250.0	3120.0
115	2420.0	23000	3600.0	2300.0	3410.0
151	2296.7	22000	3425.0	2275.0	3375.0
Promedio	2394.2	22417	3558.8	2343.8	3376.3

FS: Factor de Seguridad; MEL: Método estados límites; MEF: Método de los elementos finitos

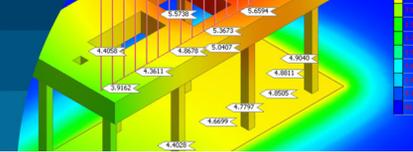
Según los resultados de los cálculos de capacidad de carga de los pilotes aislados, se observa que en todos los casos la capacidad de carga de trabajo promedio es superior a los 2350 kN. Esto es un buen indicador, ya que indica que la capacidad de carga de los pilotes es suficiente para soportar la carga total de los equipos, que asciende a 67800 kN, sin tener en cuenta la capacidad de carga de la losa de cimentación.

Además, al considerar la presencia de 32 pilotes en la balsa de cimentación, la suma total de la capacidad de carga de los pilotes es aún mayor, lo que proporciona un margen adicional de seguridad y estabilidad a la estructura.

El análisis de las cimentaciones en balsa combinadas con pilotes ha sido abordado mediante diferentes métodos, como se menciona en el trabajo de Poulos and Davis (1980).

Estos métodos se pueden clasificar en:

1. Métodos de cálculo simplificado: Estos métodos se basan en simplificaciones y suposiciones para determinar las capacidades de carga y comportamiento de las cimentaciones en balsa combinadas con pilotes. Estos métodos son más rápidos de aplicar, pero pueden tener limitaciones en términos de precisión y representación de la realidad.
2. Métodos computacionales aproximados: Estos métodos utilizan técnicas numéricas más avanzadas



para modelar y analizar el comportamiento de las cimentaciones en balsa con pilotes. Aunque son más precisos que los métodos simplificados, aún se basan en ciertas aproximaciones y suposiciones para simplificar el análisis.

3. Métodos computacionales rigurosos: Estos métodos se basan en el uso de técnicas avanzadas de análisis numérico, como el Método de Elementos Finitos (MEF), para modelar con precisión el comportamiento de las cimentaciones en balsa combinadas con pilotes. Estos métodos ofrecen resultados más precisos y detallados, pero requieren un mayor nivel de conocimiento y experiencia en el uso de herramientas de análisis computacional.

En este trabajo, se utiliza el software MIDAS GTS versión 2018, que se fundamenta en el Método de Elementos Finitos (MEF). Esta herramienta proporciona ventajas significativas, como la facilidad para generar la geometría de la estructura, la capacidad de trabajar con diferentes modelos de materiales y la capacidad de resolver rápidamente problemas de tensión y deformación. El uso de herramientas computacionales como MIDAS GTS (2018) permite realizar un análisis más detallado y preciso de la estructura, teniendo en cuenta las características geotécnicas y los elementos estructurales involucrados.

Para la modelación de la estructura, se utiliza una metodología basada en elementos sólidos tetraédricos. Se asegura que los nodos de cada zona de la estructura coincidan en el cambio de material, lo que permite una transición adecuada entre diferentes materiales. En las zonas más complejas de la estructura, se utilizan elementos híbridos para obtener mejor su comportamiento.

En cuanto a los suelos, se utiliza el modelo de Mohr-Coulomb, que es ampliamente utilizado para representar el comportamiento de los suelos bajo cargas. Este modelo tiene en cuenta la resistencia al corte y la cohesión de los suelos.

Para el hormigón y el acero, se utiliza un modelo elasto-plástico. Esto implica que se considera la respuesta elástica de estos materiales hasta que se alcanza un cierto nivel de deformación, momento en el cual se inicia el comportamiento plástico. Los parámetros que caracterizan el comportamiento elasto-plástico de cada material se

definen de acuerdo con las propiedades del hormigón y el acero utilizados en la estructura.

En el caso de los pilotes, se modelan como elementos tipo viga, lo que implica que se considera su comportamiento como una viga estructural. Se establecen propiedades geométricas equivalentes a las de los pilotes reales, como la longitud, el diámetro y capacidad de carga.

La Figura 2 proporciona una representación gráfica de la modelación de los pilotes como elementos tipo viga en el software MIDAS GTS (2018). El uso de elementos sólidos tetraédricos, junto con los modelos de comportamiento de los materiales y la representación de los pilotes como elementos tipo viga, permite una modelación detallada y precisa de la estructura. Sin embargo, es importante verificar y validar los parámetros y las propiedades utilizadas en el modelo con respecto a las características reales de los materiales y los pilotes. Una vez definida la geometría final del sistema se procedió al cálculo de tensiones y deformaciones, simulando el efecto de cada equipo sobre la losa superior (Figura 6).

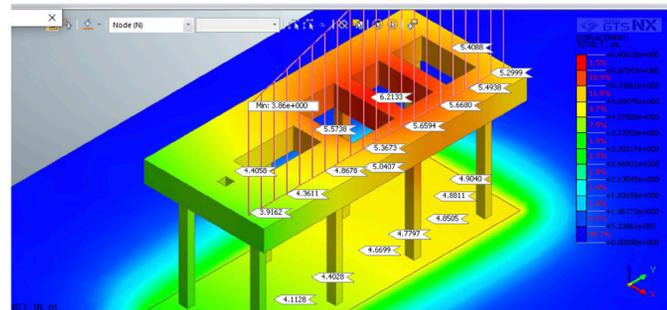
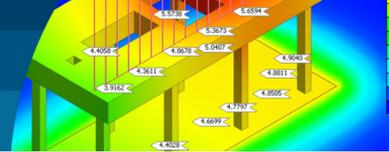


Figura 6: Desplazamientos en diferentes puntos de la estructura en cm

La comparación de los resultados del modelo numérico con las mediciones topo geodésicas realizadas en la industria durante los últimos 10 años es un paso importante para validar y verificar la precisión del modelo utilizado. Esto permite evaluar qué tan bien se ajusta el modelo a la realidad y si los resultados obtenidos son consistentes con las mediciones reales. Para el caso de la losa inferior, se cuenta con un plano referencial que incluye la posición de los ejes y los puntos instrumentados, así como las mediciones realizadas a lo largo del tiempo. La Figura 7 proporciona una representación gráfica de esta información.

Al comparar los resultados del modelo con las mediciones



topo geodésicas, se pueden identificar posibles discrepancias o diferencias entre ellos. Si los resultados del modelo se ajustan de manera precisa a las mediciones realizadas, esto indica una buena correlación entre el modelo y la realidad. Sin embargo, si existen diferencias significativas, se deben analizar las posibles causas, como errores en las mediciones, suposiciones simplificadas en el modelo, incertidumbre en las propiedades del suelo, entre otros factores.

Esquema en planta de la Losa Inferior:

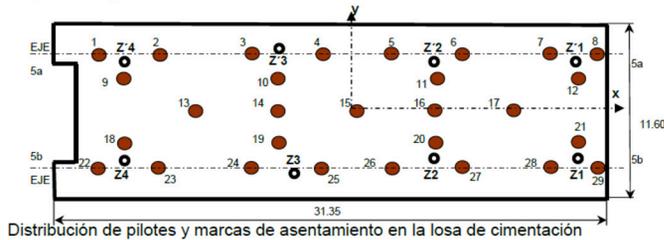


Figura 7: Esquema de distribución de pilotes y marcas de asiento en la balsa

Tabla 2: Desplazamientos verticales medidos versus estimados en la modelación

Desplazamiento, mm			
Nivel inferior			
Punto	Real	Modelo	% diferencia
Z1	56.80	55.00	2.05
Z2	55.80	56.40	1.08
Z3	59.80	59.10	1.17
Z4	62.90	61.40	2.38

Como puede apreciarse en la Tabla 2, los resultados obtenidos con las mediciones topo geodésicas y la modelación numérica presentan diferencias menores al 3% para el caso de la losa inferior. Esta similitud en los resultados indica que el modelo utilizado es válido y confiable para la cimentación de esta estructura.

La validez de la utilización de la combinación de balsa sobre pilotes (BCP) como método de cimentación se ve respaldada por la concordancia entre los resultados obtenidos en las mediciones reales y los resultados del modelo numérico. Esto sugiere que la BCP es una opción efectiva para mitigar los asentamientos y deformaciones en estructuras sometidas a cargas significativas. Es

importante destacar que el bajo porcentaje de diferencia entre los resultados también puede atribuirse a la precisión y calidad de las mediciones topo geodésicas realizadas. Un control adecuado y preciso de las mediciones es esencial para obtener resultados confiables y comparables con los del modelo numérico.

Conclusiones y recomendaciones

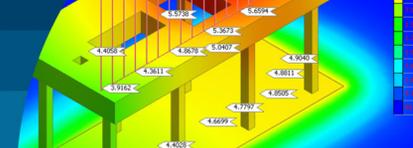
Una vez realizado el trabajo y comparado los resultados de los modelos computacionales y las mediciones a escala real podemos plantear las siguientes conclusiones:

Se demuestra la validez del empleo de la combinación de balsa sobre pilotes (BCP) como una cimentación adecuada para soportar grandes cargas y lograr pequeños asentamientos. La comparación entre los resultados de los modelos computacionales y las mediciones a escala real muestra una similitud y una diferencia menor al 3%, lo que respalda la eficacia de la BCP en la reducción de asentamientos en estructuras sometidas a cargas significativas.

Se confirma la factibilidad del uso de modelación numérica y el empleo de software basado en el Método de los Elementos Finitos (MEF) para resolver problemas complejos en la Ingeniería Civil. La modelación numérica realizada con el software MIDAS GTS, que se basa en el MEF, proporcionó resultados que concuerdan con las mediciones a escala real. Esto demuestra que la modelación numérica y el uso de software especializado son herramientas efectivas en el análisis y diseño de cimentaciones y estructuras complejas.

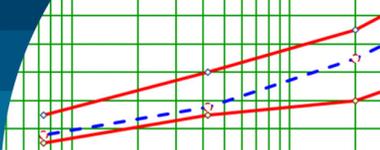
Los resultados finales del trabajo indican que los desplazamientos en la base de la cimentación son menores a los valores permisibles. Esto implica que la industria puede seguir operando los equipos con pequeños ajustes en la base, lo que asegura la estabilidad de la estructura y la continuidad de las operaciones.

Estas conclusiones respaldan la elección y el diseño de la combinación de balsa sobre pilotes (BCP) como solución de cimentación para la industria en estudio, al tiempo que validan la utilización de la modelación numérica y el software basado en el Método de los Elementos Finitos como herramientas confiables en la Ingeniería Civil.



Referencias

- Abdel-Fattah, T.T. and Hemada, A.A. (2016). Evaluation of the existing piled foundation based on piled-raft design philosophy. *Innovative Infrastructure Solutions* **1**, 1-11
- Cunha, R.P., Poulos, H.G. and Small, J. C (2000b). Parametric analysis of a piled raft case history in Uppsala, Sweden. *4º Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia*, São Paulo, Brasil, vol. 2, 380-387
- Cunha, R.P., Poulos, H.G. and Small, J.C. (2000a). Class C analysis of a pile raft case history in Gothenburg, Sweden. *Developments in Geotechnical Engineering*, Thailand, vol. 1, 271-280
- Deb, P. and Pal, S.K. (2019). Analysis of load sharing response and prediction of interaction behaviour in piled raft foundation. *Arabian Journal for Science and Engineering* **44**(10), 8527-8543
- DIN 4019 (1987). Baugrund, Setzungsrechnungen bei lotrechter, mittiger Belastung. Deutsches Institut für Normung DIN, Ernst & Sohn, Berlin, Germany
- Halder, P. and B. Manna, (2020). Performance evaluation of piled rafts in sand based on load-sharing mechanism using finite element model. *International Journal of Geotechnical Engineering* **15**(5), 574–591
- Ibáñez, L.O. (2000). *Modelación matemática de las cimentaciones sobre pilotes*. Tesis de doctorado, ISPJAE, La Habana. Cuba
- Ibáñez, L.O. (2017). Análisis de la influencia de la profundidad de cimentación en la disminución de asentamientos en losas de fundación combinadas con pilotes. *Obras y Proyectos* **22**, 42-49
- MIDAS GTS (2018). Software de elementos finitos para análisis geotécnicos en 2D y 3D. South Korea
- Norma Cubana (1989). Anteproyecto de Cimentaciones sobre pilotes. Métodos de cálculo para el dimensionamiento geotécnico. Ministerio de Educación. Editorial Pueblo y Educación, Cuba
- O'Neill, M.W., Caputo, V., De Cock, F., Hartikainen, J. and Mets, M. (2001). Case histories of pile-supported rafts. Rep. for ISSMFE Tech. Comm. TC18, Univ. of Houston, Texas, USA
- Poulos, H.G. (2001). Methods of analysis of piled raft foundations. A Report prepared on behalf of Technical Committee TC18 on Piled Foundations. International Society of Soil Mechanics and Geotechnical Engineering
- Poulos, H.G. and Davis, E.H. (1980). *Pile foundation analysis and design*. Wiley, New York, USA
- Russo, G., Abagnara, V., Poulos, H.G. and Small, J.C. (2013). Re-assessment of foundation settlements for the Burj Khalifa, Dubai. *Acta Geotechnica* **8**, 3-15
- Sinha, A. and Hanna, A.M. (2017). 3D numerical model for piled raft foundation. *International Journal of Geomechanics* **17**(2), 04016055
- Van Impe, W.F. and Lungu, I. (1996). Technical report on settlement prediction methods for piled raft foundations. Ghent University, Belgium
- Taghavi Ghalesari, A. and Janalizadeh Choobbasti, A. (2018). Numerical analysis of settlement and bearing behaviour of piled raft in Babol clay. *European Journal of Environmental and Civil Engineering* **22**(8), 978-1003



Estudio del mejoramiento de una base granular mediante la aplicación de emulsión asfáltica CSS-1h

Study of the improvement of a granular base through the application of asphalt emulsion CSS-1h

DOI: <https://doi.org/10.21703/0718-2813.2024.36.3006>

Fecha entrega: 24 de enero 2024

Fecha aceptación: 12 de julio 2024

Yandira Kienle Chauca

Universidad César Vallejo, Facultad Ingeniería Civil, Ate Vitarte, Lima 15494, Perú. ykchauca@ucvvirtual.edu.pe

En la presente investigación se estudia la estabilización de una base granular empleando emulsión asfáltica de tipo CSS-1h que permita obtener el diseño óptimo con una estabilidad aceptable al tránsito vehicular. Se busca alcanzar características físicas y mecánicas similares a las que tiene una carpeta asfáltica que en adelante deberá soportar las solicitaciones de carga que se necesite. Con este propósito se realizaron ensayos de laboratorio, con los cuales se determinó que las propiedades de la base granular aplicando emulsión asfáltica cumple con los parámetros mínimos requeridos del Manual de Carreteras (2013) y EG (2013). Asimismo, da como resultado el diseño y porcentaje óptimo de emulsión asfáltica a utilizar. Con los resultados de los ensayos, se determinó que el empleo de este producto otorga condiciones aceptables y es funcional para su desarrollo.

Palabras clave: emulsión asfáltica, diseño de mezcla, estabilización de suelos

In the present investigation the stabilization of a granular base using CSS-1h type asphalt emulsion is studied, which allows obtaining the optimal design with acceptable stability to vehicular traffic. Achieving physical and mechanical characteristics similar to those of an asphalt layer are sought, that from now on must support the load requests that are necessary. With this purpose, laboratory tests were carried out, which determined that the properties of the granular base by applying asphalt emulsion, meet the minimum required parameters of the EG (2013) and Highway Manual (2013). Likewise, resulting in the optimal design and percentage of asphalt emulsion to use. With the results of the tests it was determined that the use of this product results in acceptable and functional conditions for its development.

Keywords: asphalt emulsion, mix design, soil stabilization

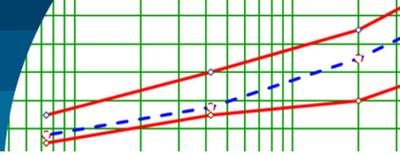
Introducción

Ilo es una ciudad portuaria que se encuentra ubicada en el departamento de Moquegua en Perú. Es conocida por ser un importante puerto marítimo y un centro comercial. Al incremento del desarrollo económico de las actividades portuarias, hay una suma alta de crecimiento de zonas urbanas con vías de tipo carrozables (tránsito vehicular), ya que cuenta con más de 66 mil habitantes. Muchas de las calles de Ilo, no cuentan con buena conformación de los componentes de la base granular. Es por esto que se ha venido interviniendo, colocando en algunas calles, asfalto en frío, asfalto en caliente y pavimento rígido. Este tipo de mezcla asfáltica ha dado buenos resultados, pero también es cierto que este método significa un aumento en la contaminación

ambiental, y llevarlo a cabo requiere un tiempo más o menos prolongado. A pesar de ser una alternativa ya utilizada con hace algún tiempo en muchos países, todavía en Perú y la ciudad de Ilo no se ha generalizado su uso. Se argumentan varios motivos como, por ejemplo, su costo y lo más importante el desconocimiento de cómo se debe implementar esta tecnología, lo cual provoca cierto recelo o temor de contratantes y constructores a emplearlo masivamente.

El desarrollo de esta investigación resalta el estudio del uso de emulsión asfáltica y la conformación de la estructura de una base estabilizada en un pavimento flexible.

Los pavimentos de vías urbanas y/o avenidas, son estructuras de varias capas relativamente horizontal,



superpuestas entre sí y construidas para soportar cargas impuestas por el tráfico y factores ambientales.

La Figura 1 muestra la estructura de un pavimento consistente en una capa de asfalto soportada por capas de menor rigidez hechas de material granular no curado o adherido (base, subbase, capa base y, en algunos casos, capa base modificada o material adecuado), se denomina estructura de pavimento flexible.

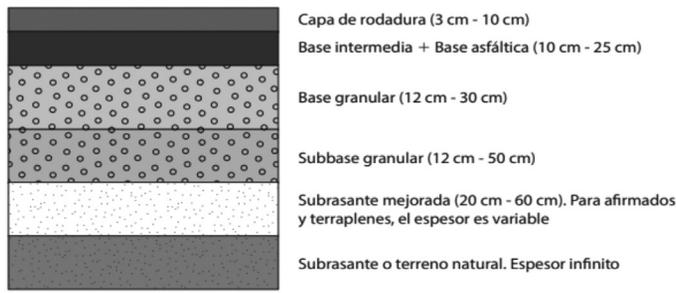


Figura 1: Perfil típico de una estructura de pavimento flexible (Rondón y Reyes, 2015)

Dentro de la variedad de tipos de pavimentos flexibles, se tiene que un micropavimento es un tipo de tratamiento superficial utilizado en la construcción y mantenimiento de carreteras. Se trata de una delgada capa de material compuesta por una mezcla específica de agregados finos, asfalto modificado, agua y aditivos químicos. Este recubrimiento se aplica sobre la superficie existente del pavimento para mejorar su resistencia, durabilidad y capacidad de soportar las cargas del tráfico (Botasso y Segura, 2013; Salinas, 2009).

Se aplica en diversas situaciones y condiciones para abordar diferentes necesidades en la construcción y mantenimiento de carreteras. Algunas de las ocasiones más comunes en las que se utiliza el micropavimento incluyen: renovación de pavimentos, superficies fisuradas, prevención del evenjecimiento prematuro del pavimento y proyectos de mantenimiento (Segura *et al.*, 2023; Urgiles y Boada, 2011).

Un micropavimento ofrece las siguientes ventajas: tiene un espesor delgado mínimo de 10 mm a máximo de 50 mm, lo cual, reduce la cantidad de material necesario a utilizar, tiene un tiempo de curado rápido, versatilidad de aplicación, actúa como un sellador de grietas y fisuras, proporciona una capa protectora contra los efectos de la radiación ultravioleta, contribuye a mejorar la textura superficial del pavimento, lo que aumenta la adherencia

de los neumáticos y mejora la seguridad vial y el costo de aplicar un micropavimento es menor que el de reconstruir toda la carretera (Castiblanco, 2015; Segura *et al.*, 2023). Existen diferentes parámetros de clasificación para poder establecer las diferencias entre las distintas mezclas: a) por fracciones de agregado pétreo que se empleó, b) por la temperatura que se tiene en obra, c) por la proporción de vacíos en la mezcla asfáltica, d) por el tamaño máximo del agregado pétreo, e) por la estructura que se tiene en el agregado pétreo y f) por la granulometría.

La emulsión asfáltica es una mezcla coloidal con elementos no posibles de unir. Por lo tanto, se requiere de agentes emulgentes o estabilizadores; generando así un equilibrio que permite tratar el pavimento en frío a una temperatura menor de 100°C. Las características físicas de los materiales granulares dependen del tamaño de las partículas, así como a su porosidad y consistencia que describen el grado de cohesión y adhesión que tienen entre sí las partículas que componen la capa como resultado de su atracción entre sí y del contenido de humedad. El manual de ensayos de materiales del MTC (Tabla 1) describe las pruebas que se realizan a las emulsiones para confirmar su calidad y aceptación.

Los diferentes tipos de emulsión asfáltica generalmente se clasifican según el tipo de tensioactivo utilizado. La tasa de sedimentación, por otro lado, mide la rapidez con la que se sedimentan las partículas de asfalto suspendidas cuando la emulsión se evapora rápidamente con agua. Se denominan en este sentido con los términos RS (ruptura rápida), MS (ruptura media) y SS (ruptura lenta).

Dado que las partículas de asfalto que recubren el árido y el agua tienden a evaporarse cuando la emulsión entra en contacto con ellas, la emulsión no se considera nociva para el medio ambiente.

La emulsión asfáltica de tipo catiónico de rotura lenta cumplirá con las especificaciones técnicas del artículo 427 del Manual de Carreteras (2013). En la Tabla 2 se enumeran los requisitos técnicos para las emulsiones asfálticas del tipo catiónico (ASTM D2397, 2020; ASTM D3910, 2021).

Dentro de la estructura del pavimento, entre el concreto, subbase granular y asfalto, hay un material granular grueso llamado base granular de la carretera. Esta base está compuesta por sustancias granulares, algunas de las cuales

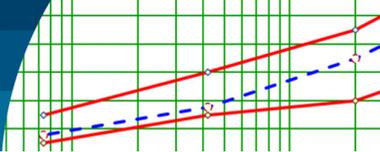


Tabla 1: Ensayos principales con emulsiones asfálticas (Ministerio de Transportes y Comunicaciones MTC, 2014)

Ensayos a la emulsión asfáltica	Normas	
	ASTM y NLT	MTC
Sedimentación en las emulsiones asfálticas	D244	E404
Tamizado de las emulsiones asfálticas	D6933	E405
Cubrimiento y resistencia al desplazamiento de las emulsiones asfálticas	D244	E409
Estabilidad de las emulsiones asfálticas	D6935	E410
Destilación de las emulsiones asfálticas	D6997	E401
Agua en emulsiones asfálticas	D244	E402
Viscosidad Saybolt de emulsiones asfálticas	D244	E403
Demulsibilidad de las emulsiones asfálticas	D6936	E406
Carga de la partícula de las emulsiones asfálticas	D244	E407
pH de las emulsiones asfálticas	NLT 195	E408
Cubrimiento de agregado con emulsiones asfálticas	D6998	E412
Miscibilidad con agua de las emulsiones asfálticas	D6999	E413
Residuos por evaporación de emulsiones a 163°C	D6934	E411

Tabla 2: Requerimientos de emulsión asfáltica catiónica (MTC, 2014).

Ensayos	Normas	Rotura lenta – CSS-1h	
		Mínimo	Máximo
Viscosidad Saybolt Furol a 25°C, s	MTC E403	20	100
Estabilidad de almacenamiento, 24 h	MTC E404	-	1
Carga de partícula	MTC E407	Positiva	
Prueba de tamiz, %	MTC E405	-	0.10
Mezcla por cemento, %	ASTM D6935	-	2.00
Destilación: residuo, %	MTC E401	57.00	-
Pruebas sobre el residuo de destilación:			
Penetración, 25°C, 100 g, 5 s	MTC E304	40.00	90.00
Ductilidad, 25°C, 5 cm/min, cm	MTC E306	40.00	-
Solubilidad en tricloroetileno, %	MTC E302	97.50	-

pueden contener aglutinantes o estabilizantes y que pueden obtenerse de forma natural o mediante transformación. Se reconoce que para que algo se utilice como base granular, debe pasar el análisis granulométrico. Las capas que componen el pavimento flexible, incluida la base granular antes mencionada, se representan en la Figura 2.

El material a utilizar deberá cumplir con los requisitos granulométricos para bases granulares listados en la Tabla 3 y especificados en el Manual de Carreteras (2013), así como los requisitos de la norma ASTM D1241 (2015) para bases granulares.



Figura 2: Estructura de un pavimento flexible

Tabla 3: Especificación granulométrica para base granular (ASTM D1241, 2015)

Tamaño de tamiz	Porcentaje que pasa en peso			
	Tipo I			
	Gradación A	Gradación B	Gradación C	Gradación D
2" (50 mm)	100	100	---	---
1" (25 mm)	---	75 a 95	100	100
3/8" (9 mm)	30 a 65	40 a 75	50 a 85	60 a 100
# 4 (4.75 mm)	25 a 55	30 a 60	35 a 65	50 a 85
#10 (2.0 mm)	15 a 40	20 a 45	25 a 50	40 a 70
#40 (4.25 µm)	8 a 20	15 a 30	15 a 30	25 a 45
#200 (75 µm)	2 a 8	5 a 15	5 a 15	8 a 15

De acuerdo con los estándares descritos en la Tabla 4 del Manual de Carreteras (2013), los requisitos de agregado grueso en base granular deben cumplir con una serie de características. El material retenido en el tamiz #4 es el

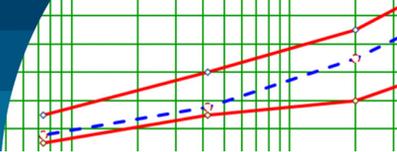


Tabla 4: Características del agregado grueso (MTC, 2014)

Ensayos	Normas			Requerimientos de altitud	
	AASHTO	ASTM	MTC	<30000 msnm	>30000 msnm
Partículas con una cara fracturada		D5821	MTC E210	80% min	80% min
Partículas con dos caras fracturadas		D5821	MTC E210	40% min	50% min
Abrasión los ángeles	T96	C131	MTC E207	40% máx	40% máx
Partículas chatas y alargadas		D4791	-	15% máx	15 % máx
Sales solubles totales		D1888	MTC E219	0.5% máx	0.5% máx
Durabilidad al sulfato de magnesio	T104	C88	MTC E209		18% máx

agregado grueso, según las normas ASTM D422 (2014) y MTC E107 (2014). Este agregado proviene de fuentes naturales y/o procesadas.

Los requisitos técnicos para el agregado fino utilizado en bases granulares se describen en la Tabla 5. Se define como el material que pasa por el tamiz #4 (ASTM D 422, 2014; MTC E107, 2014). Este agregado fino puede ser natural, procesado o una mezcla de ambos.

Tabla 5: Características del agregado fino para base granular (MTC, 2014).

Ensayos	Normas	Requerimientos de altitud	
		<30000 msnm	≥30000 msnm
Índice plástico	MTC E111	4% máx	2% min
Equivalente de arena	MTC E114	35 % min	45% min
Sales solubles	MTC E219	0.5% máx	0.5% máx
Durabilidad al sulfato de magnesio	MTC E209	-	15%

Materiales y métodos

Para la obtención de un análisis de implementación de emulsiones asfálticas, se realiza un estudio de suelos y asfalto que determine las características de estos materiales en la zona de Ilo y sus alrededores. La investigación tuvo un enfoque de campo y laboratorio, que sustenta sus bases en el recorrido realizado a la vía que en su momento trabajaron con asfalto en frío, ejerciendo un trabajo de campo recopilando datos que fueron analizados en oficina y laboratorio.

Por último, se comparó esta información con lo recomendado en los contenidos técnicos acerca de las características adecuadas de una emulsión asfáltica y los requerimientos necesarios para una correcta implementación en la vía.

Pruebas y selección de materiales

Para elaborar una mezcla con emulsión para micropavimentos se realizaron ensayos de materiales para determinar si los materiales obtenidos en las minas y fuentes de la zona que circunda la Avenida José F. Maldonado son aptos para la mezcla. El primer paso en el diseño de una mezcla para micro-pavimentos, es la selección de los agregados y la emulsión asfáltica modificada con polímeros (Botasso y Segura, 2013).

Agregados

Los agregados (excluyendo finos minerales) constituyen entre el 82 y 90 % del peso del micropavimento, dependiendo de la granulometría de los agregados y la aplicación, éstos tienen una gran influencia en el rendimiento de los micropavimentos. Para obtener mejores resultados, los agregados deben ser 100% triturados, limpios, resistentes y libres de químicos, arcillas y otras materias que puedan afectar su adherencia, mezclado y colocación. Los agregados triturados preferentemente deberán ser angulares y no contener muchas partículas planas ni alargadas. La granulometría del agregado y otros componentes de la mezcla requeridos en EEUU, normalmente siguen las recomendaciones de la ISSA (Asociación Internacional de Pavimentación con Lechada) con variaciones menores.

Resultados de las pruebas de laboratorio

El material granular fue primeramente ensayado para comprobar si se cumplen las especificaciones del material de la base granular, en cuanto a granulometría, plasticidad, dureza y resistencia a CBR, establecidas en EG (2013). La Tabla 6 contiene un resumen de las pruebas realizadas y comparaciones con las especificaciones del EG (2013) para la base granular.

La Figura 3 muestra el resultado del análisis granulométrico, donde se han incluido las especificaciones del EG (2013) para los materiales de base granular, clase B. Como se observa, tiene granulometría continua y cumple con las especificaciones.

En el ensayo de compactación, ejecutado con la energía del Proctor modificado, se obtuvo una densidad máxima de 2.26 gr/cm³ y humedad óptima de 7.8%. El material cumple las exigencias en cuanto a dureza, con un coeficiente de desgaste de Los Ángeles de 22.9%, ya que las especificaciones para subbase establecen un coeficiente inferior al 40%.

Tabla 6: Características del material granular empleado en la investigación y especificaciones de materiales de base granular según la norma MTC EG (2013)

Ensayo	MTC	Valores normados	Material granular
Partículas con una cara fracturada	E210	80% min	86.7%
Partículas con dos caras fracturadas	E210	40% min	68.7%
Abrasión los ángeles	E207	40% min	22.9%
Partículas chatas y alargadas		15% max	8.7%
Sales solubles totales	E219	0.5% max	0.41%
Durabilidad al sulfato de magnesio	E209	-	9.2%
Índice plástico	E111	4% max	NP
Equivalente de arena	E114	35% min	57%
Densidad máxima, g/cm ³	E115	100% min	2.256
Humedad óptima, %	E115	± 1.5%	7.8%
CBR mínimo del material sin emulsión asfáltica compactado al 100% de la densidad seca max.	E132	80% min	84%

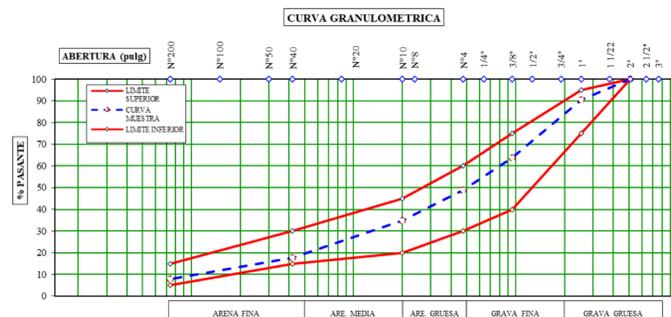


Figura 3: Curva granulométrica del material granular utilizado en las pruebas

Para los ensayos con emulsión asfáltica, se comienza por cuartear la base granular, luego pasar por la malla N°4, separar en bolsas 4 muestras de las 3 dosificaciones (4.0%, 5.0% y 6.0%), siendo un total de 12 muestras, para hallar el % óptimo de asfalto residual, % de vacío, resistencia (kg/cm²) y estabilidad (kg). Luego de separar las muestras, se realiza la mezcla con un porcentaje de emulsión asfáltica y un porcentaje de agua, lo cual se mezcla hasta llegar a una base uniforme con la emulsión, posterior a ello, se pesa para obtener el peso húmedo (ph) en gramos, se pone en el sol a temperatura ambiente para que la humedad disminuya. De nuevo se hace un segundo pesado que viene ser peso seco (ps) en gramos luego de estar en el sol por un tiempo aproximado de 15 ó 20 min dependiendo de la temperatura del día, de la misma forma se realiza para las demás muestras. Así mismo se realizan los cálculos de los ph y ps hasta obtener 3.0 a 3.5% de humedad, obteniendo un resultado favorable dentro del intervalo. La muestra se coloca en un molde, luego se realiza con el martillo Marshall 75 golpes por ambas caras, siendo en total 150 golpes. Por consiguiente, las 12 muestras reposan por 24 horas en sus moldes después de pasar por el martillo Marshall. Al día siguiente de cumplir con el reposo, se desmolda y se lleva 6 briquetas al horno por 24 horas y las otras 6 briquetas a temperatura ambiente por 24 h. Finalmente, se realizan 3 pesos que son peso seco, peso superficialmente seco y peso sumergido al agua, culminado con las 12 briquetas se lleva a la máquina de Marshall para ver la estabilidad y flujo. Las Tablas 7 y 8 presentan los resultados obtenidos.

Según los resultados descritos en la Tabla 8, se tiene un diseño de estabilización promedio óptimo; lo que permitirá trabajar adecuadamente la base granular aplicando emulsión asfáltica, según la Tabla 9.



Tabla 7: Dosificación de materiales con emulsión asfáltica

Dosificación	4.0%	5.0%	6.0%
Peso inicial Pi, g	1200	1200	1200
Peso emulsión + grava + arena, g	1152	1140	1128
51% de grava, g	587.5	581.4	575.3
49% de arena, g	564.5	558.6	552.7
% de emulsión, g	48	60	72
Peso de agua (3%, Pi x 3%), g	36	36	36
Peso de agua (3, 2.5 y 2%, Pi x % de agua), g	36 (3%)	30 (2.5%)	24 (2%)

Tabla 8: Resumen de resultados - diseño de estabilización.

	Emulsión asfáltica			
	4.0%	5.0%	6.0%	7.0%
Nº de golpes	75	75	75	75
% asfalto residual	2.5	3.1	3.7	4.3
Densidad seca, g/cm ³	2.111	2.129	2.142	2.137
Estabilidad modificada seca (22.2°C), kg	835	773	605	523
Flujo (seca), mm	2.2	2.5	3.3	3.7
Estabilidad modificada húmeda (22.2°C), kg	643	589	485	429
Flujo (húmeda), mm	2.1	2.3	3.1	3.9
Vacíos totales, %	9.3	8.6	8	7.8
Humedad absorbida, %	2	-1.9	-1.2	0.6

Tabla 9: Resultado promedio óptimo

Nº de golpes	75	75	75
% de emulsión asfáltica (% en peso de los agregados)	5.8	6.3	6.8
Asfalto residual (% en peso de los agregados)	3.5	3.8	4.1
Densidad seca, g/cm ³	2.139	2.141	2.140
Estabilidad modificada seca (22.2°C), kg	670.0	630.0	560.0
Estabilidad modificada húmeda (22.2°C), kg	527.6	490.0	451.9
Cambios de estabilidad, %	21.7	20.5	19.0
Vacíos totales, %	8.2	8.0	7.9
Humedad absorbida, %	1.5	1.2	0.9
Recubrimiento, %	-	95.0	-

Diseño de pavimento flexible

Evaluación del tráfico

El estudio de tráfico permite determinar los volúmenes de flujo vehicular actuales considerando las diferentes direcciones en las que opera la intersección para la condición “sin proyecto”, denominadas “direcciones originales” (A, B).

Luego esos flujos fueron transformados en flujos vehiculares alrededor de la Vía Panamericana, planteada en el diseño geométrico vial y distribuidos en: (i) la intersección a nivel y en base a escenarios probables, cada uno de los cuales está asociado a hipótesis respecto de las condiciones en que operará la nueva infraestructura.

Tasa de crecimiento de vehículos livianos: 0.9854%

Tasa de crecimiento de vehículos pesados: 0.9669%

El análisis del tráfico con propósito de diseñar pavimentos, nos lleva a la obtención del ESAL, el cual se entiende como el daño asociado al número de repeticiones de un eje estándar equivalente de 8.2 ton sobre un pavimento, para el periodo de vida útil del mismo. El ESAL de diseño puede ser determinado de la siguiente manera:

Número de ejes equivalente: #EE

Factor ponderado para carril de diseño: FdxFc

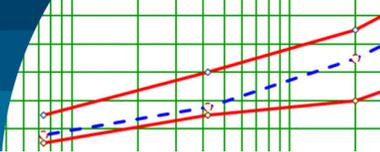
(Fd): Factor de direccional

(Fc): factor de carril

(Fca): factor de crecimiento anual.

El diseño anterior se interpreta como el daño equivalente ocasionado por los diferentes tipos de vehículos que circularán sobre el pavimento durante el periodo de diseño. Tomando en cuenta que los vehículos livianos tendrán un impacto despreciable en el deterioro futuro del pavimento, el diseño considera solamente el aporte de los vehículos pesados, promediando sus factores de carga equivalente por eje en lo que se denomina “factor camión”.

Dado que las proyecciones de tráfico pueden considerar diferentes tasas de crecimiento para cada tipo de vehículo en particular, la ecuación anterior no necesariamente es una fórmula de aplicación cerrada.



El procedimiento de cálculo seguido corresponde a una función implícita que toma en cuenta las proyecciones de volumen del Estudio de Tráfico y los factores de carga equivalente por eje (EALF) asociados al número estructural (SN) en el caso de pavimentos flexibles, los cuales a su vez son variables a despejar dentro de las ecuaciones AASHTO (1993).

La Tabla 10 muestra los resultados de conteo vehicular diario que duro 7 días, desde lunes 4 de setiembre al 10 de setiembre del 2023, en horarios de 6:00 am hasta las 8:00 pm.

Tabla 10: Conteo vehicular semanal

Tipo de vehículo	Vehículos livianos					Veh. pesado
	Auto	Station wagon	Pick up	Panel	Micro	Camión 2E
Lunes	578	379	83	20	40	3
Martes	553	387	79	12	38	4
Miércoles	558	379	80	9	40	3
Jueves	556	371	78	10	40	4
Viernes	553	363	74	12	36	3
Sábado	573	357	70	11	30	3
Domingo	590	347	67	19	26	2
Total	3961	2583	531	93	250	22

En la Tabla 11 y Figura 4, se puede visualizar que, durante los 7 días de la semana, hay un mayor tránsito vehicular

liviano, teniendo un total de 7440 vehículos, y por consiguiente los demás días, se verifica que hay un menor tránsito entre vehículo liviano y pesado.

Asimismo, obteniendo el volumen vehicular semanal, se procede a realizar los cálculos de índice medio diario semanal (IMDs) e índice medio diario anual (IMDa).

Tabla 11: Resultados de índice medio diario semanal y anual.

Clasificación	Tipo de vehículo	Total de vol. semanal	IMDs	Fc	IMDa
Liviano	Auto	3961	565.86	0.9854	557.57
	Station wagon	2583	369.00	0.9854	363.60
	Pick up	531	75.86	0.9854	74.75
	Panel	93	13.29	0.9854	13.09
	Micro	250	35.71	0.9854	35.19
Pesado	Camión 2E	22	3.14	0.9669	3.04
Total		7440	1063.00		1047.00

En la Tabla 11, se visualiza que para hallar el IMDa, se realiza la multiplicación de IMDs y Fc (factor de corrección estacional), que se clasifica en dos partes, vehículos livianos y vehículos pesados; esa operación corrige el promedio semanal, simulando un conteo realizado por todo un año. Este factor de corrección estacional, se

Conteo Vehicular

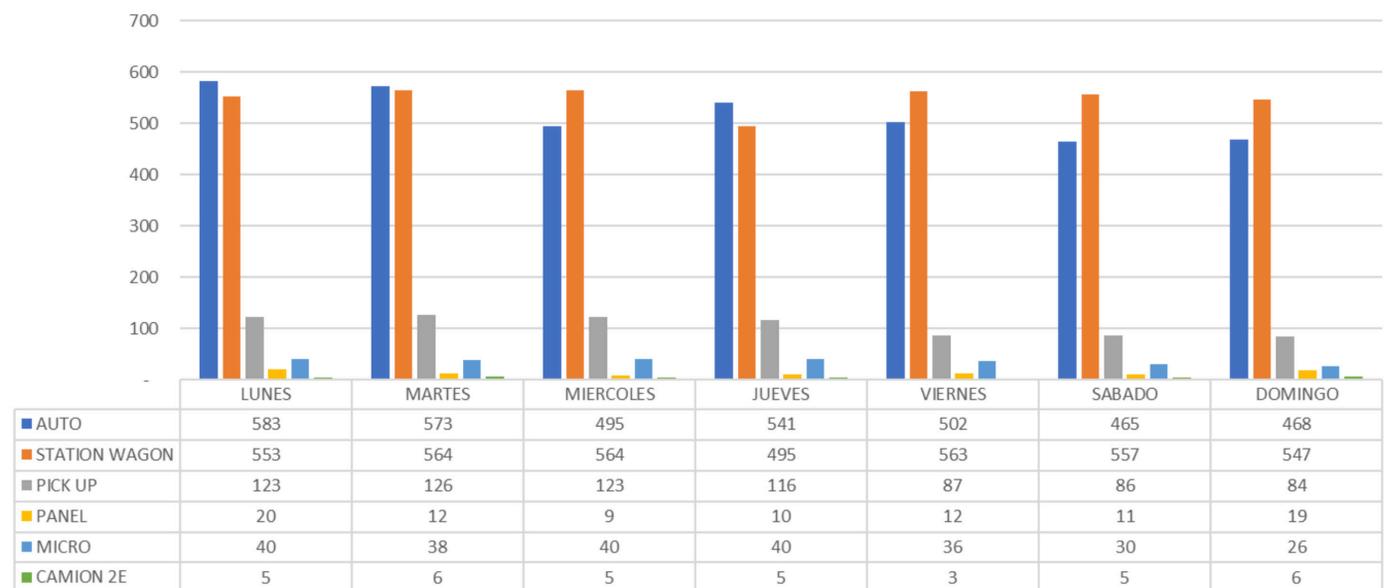
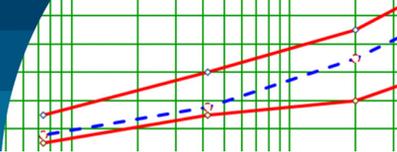


Figura 4: Conteo vehicular detallado.



encuentra registrado en la MTC, para Ilo se tiene un F_c de veh. livianos es 0.9854 y para veh. pesados es 0.9669. De este modo, se tiene los siguientes resultados, IMDa al 2023 es de 1047 vehículos para la vía en estudio.

Evaluación de la subrasante

Los tipos de suelo predominantes encontrados en la prospección de campo son arenas limosas y arenas limosas pobremente gradadas. La exploración geotécnica de la subrasante ha comprendido la apertura de 6 pozos excavados en el terreno natural a partir de los niveles existentes.

En las Tablas 12 y 13 se resumen las características físicas, la clasificación de los suelos en base a su granulometría y sus límites de consistencia, así como los resultados del ensayo CBR, a partir de los cuales se inferirán por correlación los parámetros de diseño correspondientes.

Se puede apreciar que el IP es cero (NP no plástico). Como puede apreciarse los suelos encontrados en campo, son suelos con un bajo contenido de humedad lo que evidencia la ausencia de la capa freática en los niveles explorados. Igualmente se trata de suelos no plásticos, pudiendo preverse un comportamiento elástico en fatiga.

CBR de diseño

Un criterio muy difundido para determinar el valor del CBR de diseño, es el propuesto por el Asphalt Institute (1981), el cual recomienda tomar un valor total, tal que

el 60, 75 u 87.5% de los valores individuales sea igual o mayor que el de acuerdo con el tránsito que se espera sobre el pavimento. Es así que para un $ESAL > 1 \times 10^6$, el percentil de diseño es 87.5%. Para este percentil, el valor del CBR de diseño en las vías indicadas en el párrafo precedente es 41% en el sentido longitudinal.

La Tabla 14 presenta el valor de CBR de diseño menor o promedio para el eje vial del proyecto, así como el respectivo módulos de resiliencia M_R .

Tabla 14: CBR de la subrasante

Eje	Sector Piedra Blanca	CBR, %	M_R , MPa
Vía	Vía Nueva	35	171.4

Teniendo los datos del ESAL y el CBR de la subrasante, se halla los demás datos:

Tipo de tráfico: Tipo = Tp0

Nivel de confiabilidad R = 65%

Coefficiente estadístico de desviación estándar normal $Z_r = -0.385$

Desviación estándar combinado

$S_o = 0.45$

Índice de serviciabilidad inicial según rango de tráfico:

$P_i = 3.80$

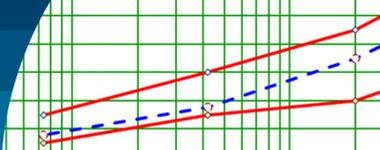
Índice de serviciabilidad final según rango de tráfico: $P_t = 2.00$

Tabla 12: Capacidad de soporte de la subrasante (CBR)

Ubicación calicatas	Progresiva, km	Profundidad, m	Humedad %	Estrato	Clasificación USCS	Clasificación AASHTO	CBR al 95%MDS	CBR de diseño al 95% MDS
C-01	00+100	0.00 – 0.60	3.85	E-01	SM	A-1-b	-	-
C-02	00+950	0.30 – 1.50	1.84	E-01	GP	A-1-a	54	54
C-03	01+300	0.00 – 1.50	1.52	E-01	GP	A-1-a	37.6	37.6
CBR (promedio)								35.00

Tabla 13: Características físicas de la subrasante

Ubicación Calicatas	Estrato	Contenido humedad	Gravedad específica	Densidad mínima	Densidad máxima	LL, %	LP, %	IP, %
		%	g/cm^3	g/cm^3	g/cm^3			
C-01	E-1	1.6	-	1.91	-	-	NP	NP
C-02	E-1	0.9	2.55	2.02	2.014	24.2	NP	NP
C-03	E-1	1.4	2.55	1.78	2.036	22.2	NP	NP



Diferencia de serviciabilidad según rango de tráfico:

$$\Delta PSI = 1.80$$

Coefficiente de drenaje: $m = 1.00$

Periodo de diseño : $P_d = 10$ años

Número estructural requerido (SNR):

$$SN = a_1 D_1 + a_2 m_2$$

donde SN es el número estructural del pavimento, a_1 y a_2 son coeficientes estructurales correspondientes a la carpeta asfáltica, base granular y sub base granular respectivamente, m_2 es un coeficiente de drenaje correspondiente a la base granular y sub base granular respectivamente y D_1 , D_2 son espesores de capa correspondientes a la carpeta asfáltica, base granular y sub base granular respectivamente.

Entonces se tiene:

Capa superficial: $a_1 = 0.130$ cm

Base: $a_2 = 0.115$ cm

Cálculo de espesores de las capas:

$D_1 = 1$ cm (capa superficial)

$D_2 = 20$ cm (base granular)

SNR (requerido) = 1.17 debe cumplir:

SNR (calculado) > SNR (requerido)

SNR (calculado) = 2.43 (si cumple)

Conclusiones

Mediante el ensayo Marshall Modificado (método Illinois), se obtuvo el diseño óptimo de emulsión asfáltica de 6.3%, teniendo así un asfalto residual de 3.8%, lo cual da una densidad de 2.141 g/cm³. Por lo tanto, se tiene una densidad mayor y por ende se obtendrá un menor porcentaje de vacíos.

Al incorporar el porcentaje óptimo de asfalto residual, influyó en el resultado de porcentaje de vacíos, obteniendo un valor de 8%. Entonces la influencia de asfalto residual está relacionada con el % de vacíos propuesto, teniendo un porcentaje menor.

El porcentaje óptimo de asfalto residual (3.8%), influyó de forma positiva en el aumento de la estabilidad, dando un valor de 630 kg, por lo tanto, el resultado cumple con el parámetro establecido del Manual de Carreteras (2013).

Se obtiene un presupuesto de 554684.21 soles para un

tramo de 5671 m². Esto presenta una ventaja económica aceptable, por ende, resulta la posibilidad de efectuar obras para vías de bajo tránsito con menor costo y menor tiempo.

Recomendaciones

Tener en cuenta que al aplicar un porcentaje de asfalto residual en la estabilización de bases no solo mejora las propiedades del material, también contribuye en lograr una densidad adecuada garantizando un rendimiento óptimo y durabilidad a la estructura de una base estabilizada.

Al aplicar un porcentaje de asfalto residual, se sella la mezcla, disminuyendo la porosidad y evitando la infiltración de agua; esto resulta en una reducción de porcentajes de vacíos, ya que la presencia de agua aumenta los vacíos e influye negativamente la densidad de la base estabilizada.

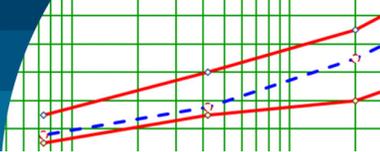
Para una base estabilizada, se realizará a través del ensayo Marshall Modificado, teniendo un resultado de acuerdo al porcentaje de asfalto residual a aplicar, y a la vez, la EG (2013), recomienda una estabilidad Marshall mínima de 230 kg.

Al trabajar con una base estabilizada con emulsión asfáltica de tipo CSS-1 de rotura lenta, es beneficiosa ya que posee una mayor adherencia, mejora la resistencia al agua, ya que, forma una capa impermeable que protege de la infiltración de agua. Asimismo, proporciona mayor flexibilidad, así se busca mejorar avenidas con bajo tránsito vehicular, o usar otros tipos de estabilización de suelos, que permita tener un menor costo de adquisición de material y producción.

Referencias

- AASHTO T104 (2003). Standard method of test for soundness of aggregate by use of Sodium sulfate or Magnesium Sulfate. Washington DC, USA
- AASHTO (1993). Guide for design of pavement structures. American Association of State Highway Transportation Officials. Washington DC, USA
- AASHTO T96 (2002). Standard method of test for resistance to degradation of small-size coarse aggregate by abrasion and impact in the Los Angeles machine. Washington DC, USA

- ASTM C88 (2018). Standard test method for soundness of aggregates by use of sodium sulfate or magnesium sulfate. West Conshohoken PA, USA
- ASTM C131 (2010). Standard test method for resistance to degradation of small-size coarse aggregate by abrasion and impact in the Los Angeles machine. West Conshohoken PA, USA
- ASTM D244 (2014). Standard test methods and practices for emulsified asphalts. West Conshohoken PA, USA
- ASTM D422 (2014). Standard test method for particle-size analysis of soils. West Conshohoken PA, USA
- ASTM D1241 (2015). Standard specification for materials for soil-aggregate subbase, base, and surface courses. West Conshohoken PA, USA
- ASTM D1888 (1985). Standard test methods for particulate and dissolved matter, solids, or residue in water. West Conshohoken PA, USA
- ASTM D2397 (2020). Standard specification for cationic emulsified asphalt. West Conshohoken PA, USA
- ASTM D3910 (2021). Standard practices for design, testing, and construction of slurry seal. West Conshohoken PA, USA
- ASTM D4791 (2010). Standard test method for flat particles, elongated particles, or flat and elongated particles in coarse aggregate. West Conshohoken PA, USA
- ASTM D5821 (2013). Standard test method for determining the percentage of fractured particles in coarse aggregate. West Conshohoken PA, USA
- ASTM D6933 (2008). Standard test method for oversized particles in emulsified asphalts (sieve test). West Conshohoken PA, USA
- ASTM D6934 (2004). Standard test method for residue by evaporation of emulsified asphalt. West Conshohoken PA, USA
- ASTM D6935 (2011). Standard test method for determining cement mixing of emulsified asphalt. West Conshohoken PA, USA
- ASTM D6936 (2004). Standard test method for determining demulsibility of emulsified asphalt. West Conshohoken PA, USA
- ASTM D6997 (2012). Standard test method for distillation of emulsified asphalt. West Conshohoken PA, USA
- ASTM D6998 (2004). Standard practice for evaluating aggregate coating using emulsified asphalts. West Conshohoken PA, USA
- ASTM D6999 (2004). Standard practice for miscibility of emulsified asphalts. West Conshohoken PA, USA
- Botasso, G. y Segura, A. (2013). Estudio experimental de microaglomerado asfáltico antiderrapante modificado con NFU. *Obras y Proyectos* 14, 36-44
- Castiblanco, J.W. (2015). *Uso de micropavimento para adecuación de vías municipales*. Tesis de grado, Universidad Militar Nueva Granada, Colombia
- Manual de Carreteras (2013). Suelos Geología, Geotecnia y Pavimentos. Sección de Suelos y Pavimentos. RD N° 10 – 2014. Resolución Directoral N° 05-2013-MTC/14. Ministerio de Transportes y Comunicaciones MTC, Perú
- MTC E107 (2014). Análisis granulométrico de suelos por tamizado. MTC, Perú
- MTC E111 (2014). Determinación del Límite Plástico (LP) de los suelos e Índice de Plasticidad (IP). MTC, Perú
- MTC E 114 (2014). Método de ensayo estándar para el valor equivalente de arena de suelos y agregado fino. MTC, Perú
- MTC E 115 (2014). Compactación de suelos en laboratorio utilizando una energía modificada (Proctor modificado). MTC, Perú
- MTC E132 (2014). CBR de suelos (laboratorio). MTC, Perú
- MTC E207 (2014). Abrasión Los Ángeles (LA) al desgaste de los agregados de tamaños menores de 37.5 mm (1½”). MTC, Perú
- MTC E 209 (2014). Durabilidad al Sulfato de Sodio y Sulfato de Magnesio. MTC, Perú
- MTC E210 (2014). Método de ensayo estándar para la determinación del porcentaje de partículas fracturadas en el agregado grueso. MTC, Perú
- MTC E219 (2014). Sales solubles en agregados para pavimentos flexibles. MTC, Perú
- MTC E302 (2014). Solubilidad de materiales asfálticos en tricloroetileno. MTC, Perú
- MTC E304 (2014). Penetración de los materiales bituminosos. MTC, Perú
- MTC E306 (2014). Ductilidad de los materiales bituminosos. MTC, Perú
- MTC E401 (2014). Destilación de emulsiones asfálticas. MTC, Perú



- MTC E402 (2014). Agua en emulsiones asfálticas. MTC, Perú
- MTC E403 (2014). Viscosidad Saybolt de emulsiones asfálticas. MTC, Perú
- MTC E404 (2014). Sedimentación en las emulsiones asfálticas. MTC, Perú
- MTC E405 (2014). Tamizado de las emulsiones asfálticas. MTC, Perú
- MTC E406 (2014). Demulsibilidad de las emulsiones asfálticas. MTC, Perú
- MTC E407 (2014). Carga de las partículas de las emulsiones asfálticas. MTC, Perú
- MTC E408 (2014). pH de las emulsiones asfálticas. MTC, Perú
- MTC E409 (2014). Cubrimiento y resistencia al desplazamiento por el agua de las emulsiones asfálticas. MTC, Perú
- MTC E410 (2014). Estabilidad de las emulsiones asfálticas (mezcla con cemento). MTC, Perú
- MTC E411 (2014). Residuo por evaporación de las emulsiones asfálticas a 163°C. MTC, Perú
- MTC E412 (2014). Cubrimiento de agregado con emulsiones asfálticas. MTC, Perú
- MTC E413 (2014). Miscibilidad con agua de las emulsiones asfálticas. MTC, Perú
- NLT 195 (1992). pH de las emulsiones bituminosas. Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas, España.
- Rondón, H.A. y Reyes, F.A. (2015). Pavimentos: materiales, construcción y diseño. Ecoe Ediciones, Bogotá, Colombia
- Salinas, P.I. (2009). *Aplicación de micropavimento usando asfalto modificado con polímero en la vía Sullana-Aguas Verdes*. Proyecto de título de Ingeniería Civil, Universidad de Piura, Perú
- Segura, A., Botasso, G., Raggiotti, B., Zapata, I. y Rebollo, O. (2023). Valoración inicial de mezclas asfálticas retardante de fisuras reflejas elaboradas con asfaltos con alta incorporación de NFU. *Obras y Proyectos* **34**, 18-28
- Urgiles, L.M. y Boada, L.G. (2011). *Diseño y evaluación de micropavimentos con emulsión asfáltica modificada con polímeros, para agregados de canteras de Guayllabamba, Pintag, Pifo, San Antonio y Nayón en el distrito metropolitano de Quito*. Proyecto de título, Escuela Politécnica del Ejército, Ecuador

vidrio triturado	g/cm ³	de humedad, %	CBR, %
0	1.464	34.00	3.00
4	1.480	31.25	7.29
6	1.490	28.00	12.80
8	1.470	30.00	7.20

Estudio del impacto del agregado de vidrio triturado en las características físico-mecánicas de los suelos de subrasantes

Study of the impact of adding crushed glass on the physical-mechanical properties of subgrade soils

DOI: <https://doi.org/10.21703/0718-2813.2024.36.3007>

Fecha de entrega: 17 de marzo 2024
Fecha de aceptación: 4 de octubre 2024

José Antonio Condori y Helffer J.A. Gutiérrez

Universidad César Vallejo, Facultad de Ingeniería Civil, Lima, Perú, jocondorich@ucvvirtual.edu.pe, hegutierrezma@ucvvirtual.edu.pe

El propósito de esta investigación fue evaluar cómo la incorporación de vidrio triturado (VT) influye en las propiedades físico-mecánicas de las subrasantes. Se realizaron tres calicatas para obtener muestras. Los resultados de los ensayos de laboratorio revelaron que, en términos de límites líquidos (LL), límites plásticos (LP) e índice de plasticidad (IP), el suelo patrón y las adiciones en diferentes porcentajes de VT mostraron ser no plásticos N.P. El suelo patrón exhibió una máxima densidad seca ρ_{dmax} de 2.00 g/cm³, contenido óptimo de humedad w_{op} de 10.3%, CBR(95%) de 33.6% y CBR(100%) de 53.5%. Al agregar un 5% de VT, ρ_{dmax} fue de 2.08 g/cm³, w_{op} del 10.0%, CBR(95%) de 46.3% y CBR(100%) de 62.1%. La adición del 6% resultó en $\rho_{dmax} = 2.13$ g/cm³, $w_{op} = 9.8\%$, CBR(95%) = 50.8% y CBR(100%) = 62.1%. Finalmente, al agregar un 7%, $\rho_{dmax} = 2.11$ g/cm³, $w_{op} = 10.2\%$, CBR(95%) = 42.9% y CBR(100%) = 54.8%. En conclusión, se determina que la proporción de adición más eficaz es del 6% de vidrio triturado.

Palabras clave: máxima densidad seca, contenido óptimo de humedad, CBR, subrasante, vidrio triturado

The purpose of this research was to assess how the incorporation of crushed glass (CG) influences the physical-mechanical properties of subgrades. Three soil pits were excavated to obtain samples. The results of the laboratory tests revealed that, in terms of liquid limits (LL), plastic limits (PL), and plasticity index (PI), our standard soil and additions at different percentages of CG showed no plasticity N.P. The standard soil exhibited a maximum dry density ρ_{dmax} of 2.00 g/cm³, an optimal moisture content w_{op} of 10.3%, a CBR(95%) of 33.6%, and CBR(100%) of 53.5%. Adding 5% CG resulted in ρ_{dmax} of 2.08 g/cm³, with w_{op} of 10.0%, CBR(95%) of 46.3%, and CBR(100%) of 62.1%. The addition of 6% resulted in $\rho_{dmax} = 2.13$ g/cm³, $w_{op} = 9.8\%$, CBR(95%) = 50.8%, and CBR(100%) = 62.1%. Finally, adding 7%, $\rho_{dmax} = 2.11$ g/cm³, with $w_{op} = 10.2\%$, CBR(95%) = 42.9% and CBR(100%) = 54.8%. In conclusion, it was found that the most effective addition ratio is 6% of crushed glass.

Keywords: maximum dry density, optimal moisture content, subgrade, crushed glass

Introducción

En suelos con alto contenido de limo y arcilla, la aplicación de cargas puede resultar en un asentamiento significativo. Estos suelos tienden a experimentar una expansión considerable al entrar en contacto con el agua y a contraerse al perderla. Este comportamiento de expansión y contracción del suelo puede ocasionar daños en diversas estructuras que descansan sobre dichos suelos, representando un riesgo potencial en proyectos de construcción. Es imperativo abordar estas limitaciones y desarrollar soluciones que permitan optimizar la estabilidad

de las estructuras y mitigar los riesgos asociados con estas propiedades del suelo.

Debido a ello, se decide estudiar y analizar los residuos de vidrio, siendo la principal fuente el vidrio reciclado. Son una categoría destacada de desechos sólidos, liderando la producción con aproximadamente 130 millones de toneladas a nivel mundial. Solo en Canadá se utilizan anualmente unas 750.000 ton de vidrio, pero solo se recupera el 40% para reciclaje, generando una considerable cantidad de residuos que acaban en vertederos, creando un

vidrio triturado	g/cm ³	de humedad, %	CBR
0	1.464	34.00	3.0
4	1.480	31.25	7.2
6	1.490	28.00	12.8
8	1.470	30.00	7.2

problema ambiental y un riesgo potencial para la salud (Ferdous *et al.*, 2021).

A nivel global, se ha notado un incremento en la construcción de infraestructuras viales. No obstante, es común encontrar suelos con propiedades físicas y mecánicas deficientes, las cuales representan un riesgo para el sistema de pavimentación construido sobre estos suelos. Es por tal problemática que se propone la inclusión de desechos de vidrio triturado en los suelos como subrasante durante la construcción de infraestructuras viales para abordar las limitaciones de las propiedades del suelo (Javed y Chakraborty, 2020; Perera *et al.*, 2022). Esta solución busca ser sostenible y económicamente viable, aprovechando el bajo costo del polvo de vidrio como residuo industrial. La mejora de suelos de baja resistencia mediante el uso de polvo de vidrio se presenta como una opción altamente rentable, con una gestión eficiente del residuo que mejora significativamente la capacidad de carga y resistencia a la compresión del suelo. Benny *et al.* (2017) tenían como propósito principal el analizar la aplicación de fragmentos o partículas de vidrio en forma de polvo en diversos usos geotécnicos en suelos arcillosos. Tabla 1 resume los resultados.

Tabla 1: Resultados de Benny *et al.* (2017)

% de polvo vidrio triturado	Densidad seca, g/cm ³	Óptimo contenido de humedad, %	CBR, %
0	1.464	34.00	3.00
4	1.480	31.25	7.29
6	1.490	28.00	12.80
8	1.470	30.00	7.20

Además, Keramatikerman *et al.* (2020), cuyo propósito central era mejorar las características mecánicas del suelo arenoso mediante la adición de polvo de vidrio, lograron destacar los resultados de la Tabla 2.

Tabla 2: Resultados de Keramatikerman *et al.* (2020)

% de polvo vidrio triturado	Densidad seca, g/cm ³	Óptimo contenido de humedad, %
0	1.65	11.0
2	1.62	12.5
4	1.61	14.0
6	1.60	14.5

Por otro lado, la investigación de Gowtham *et al.* (2018) tuvo como propósito principal analizar la viabilidad de emplear polvo obtenido a partir de residuos de vidrio y plástico en diversas aplicaciones para el mejoramiento de suelos arcillosos. Los resultados de CBR obtenidos se presentan en la Tabla 3.

Tabla 3: Resultados de Gowtham *et al.* (2018)

Adición de vidrio y plástico en polvo, %	CBR, %
0	2.45
2	6.13
4	8.91
6	9.40
8	8.11

Haro *et al.* (2021) centran su investigación principalmente en elevar la calidad del suelo arenoso con el fin de reducir los costos de materiales y garantizar la seguridad de los residentes. Los resultados se presentan en la Tabla 4.

Tabla 4: Resultados de Haro *et al.* (2021)

% de polvo vidrio triturado	Densidad seca, g/cm ³	Óptimo contenido de humedad, %	CBR, %
0	1.936	10.51	18.24
6	1.951	10.66	28.46
8	1.946	11.18	25.78

Resultados

En esta investigación se analiza el efecto de incorporar vidrio triturado en las propiedades físico-mecánicas de las subrasantes en la provincia de Ilo en Perú en el año 2024. Al analizar tres muestras de arena limosa por cada adición de 0, 5, 6 y 7% de vidrio triturado (12 muestras) en relación con su límite líquido LL, se encontró la ausencia de este indicador, ya que el suelo pertenece al tipo SM (arena limosa), careciendo de cohesión, al igual que el vidrio, que no presenta plasticidad. Esta característica del suelo y la comparación con las propiedades del vidrio refuerzan la conclusión de la falta de presencia de límite líquido en las muestras, atribuible a la naturaleza no cohesiva del suelo de tipo SM y la similitud con las propiedades no plásticas del vidrio.

vidrio triturado	g/cm ³	de humedad, %	CBR, %
0	1.464	34.00	3.00
4	1.480	31.25	7.29
6	1.490	28.00	12.80
8	1.470	30.00	7.20

Similarmente, al examinar los resultados de 24 muestras, el límite plástico LP para el suelo clasificado como SM (arena limosa), carece de cohesión. Esta falta de cohesión es análoga a la ausencia de plasticidad en el vidrio. La coincidencia entre la naturaleza no cohesiva del suelo y la no plasticidad del vidrio explica la carencia de plasticidad.

Como resultado, el índice de plasticidad es nulo. Se concluye que el vidrio, al igual que el suelo ensayado, carece de plasticidad. Este fenómeno se vincula estrechamente con la naturaleza no cohesiva del suelo y la inherente ausencia de propiedades plásticas tanto en el suelo como en el vidrio añadido a las muestras.

Por otro lado, los resultados de densidad seca máxima se muestran en la Tabla 5. La densidad seca máxima se logra al incorporar un porcentaje del 6%. Este valor resalta al contrastarlo con la densidad del suelo patrón, así como con los porcentajes adicionales de adición. La observación de estos datos revela que el 6% de adición representa un punto óptimo para alcanzar la máxima densidad, sobrepasando tanto la densidad del suelo patrón como los otros niveles de adición examinados.

Tabla 5: Valores de la máxima densidad seca del suelo patrón y muestras adicionadas con vidrio triturado

Muestras	0%	5%	6%	7%
1	2.01	2.08	2.14	2.11
2	1.99	2.07	2.13	2.11
3	2.02	2.08	2.13	2.10
Promedio	2.00	2.08	2.13	2.11

Tabla 6: Contenido de humedad óptimo en el suelo de referencia y en las muestras mejoradas con la adición de vidrio triturado.

Muestras	0%	5%	6%	7%
1	10.5	9.5	10.0	10.0
2	10.5	10.0	10.0	10.0
3	10.0	10.5	9.5	10.5
Promedio	10.3	10.0	9.8	10.2

De la Tabla 6 se tiene que el contenido de humedad óptimo se logra alcanzar al agregar un 6% de vidrio triturado. Esta adición específica conduce a una reducción beneficiosa de la humedad en comparación con los otros niveles de adición evaluados. La incorporación del 6% de vidrio triturado se destaca por su capacidad excepcional para

optimizar la gestión de la humedad, superando de manera positiva los efectos de otros porcentajes de adición.

La Tabla 7 muestra que es evidente que la capacidad de soporte experimenta su punto máximo en el índice de soporte CBR, al agregar un 6% de vidrio triturado. Este hallazgo subraya de manera significativa la influencia positiva de esta adición específica en la mejora sustancial de la capacidad de soporte del material. La observación de estos resultados revela claramente cómo la inclusión del 6% de vidrio triturado tiene un impacto positivo destacado en la capacidad del material para resistir cargas, resaltando su eficacia para fortalecer las propiedades de soporte del suelo.

Tabla 7: Capacidad de soporte en el suelo estándar y en las muestras mejoradas con vidrio triturado con un índice de soporte CBR del 95%.

Muestras	0%	5%	6%	7%
1	32.0	47.4	51.0	43.2
2	29.5	44.6	51.2	43.6
3	39.2	47.0	50.3	41.8
Promedio	33.6	46.3	50.8	42.9

Al examinar los resultados recopilados en la Tabla 8, se evidencia que la adición de 5 y 6% de vidrio triturado emergen como las opciones igualmente efectivas. Estos resultados sobresalen en comparación con las otras proporciones evaluadas.

Tabla 8: Resultados del índice de capacidad de soporte CBR al 100% en el suelo patrón y en las muestras mejoradas mediante la adición de vidrio triturado.

Muestras	0%	5%	6%	7%
1	54.0	62.6	61.2	54.6
2	49.5	61.2	64.0	56.2
3	56.9	62.6	61.2	53.6
Promedio	53.5	62.1	62.1	54.8

Se concluye que la incorporación de vidrio triturado en porcentajes del 5%, 6% y 7% muestra que la concentración más efectiva es del 6% para potenciar las características de la subrasante. Esto significa que la adición del 6% de vidrio triturado se presenta como la elección más ventajosa en términos de mejorar tanto las propiedades físicas como mecánicas de la subrasante, asegurando un rendimiento y estabilidad óptimos.

vidrio triturado	g/cm ³	de humedad, %	CBR
0	1.464	34.00	3.0
4	1.480	31.25	7.2
6	1.490	28.00	12.0
8	1.470	30.00	7.2

Conclusiones

Se concluye que el mejor porcentaje de adición de vidrio triturado es del 6%, ya que tiene un impacto positivo en las propiedades del suelo. Dado que el vidrio no posee plasticidad y la arena limosa SM no exhibe cohesión, no se observaron mediciones que tuvieran impacto en los límites líquido y plástico, así como en el índice de plasticidad. Esto sugiere que no hubo influencia significativa en las propiedades de flujo y plasticidad del suelo debido a la interacción con el vidrio. Se evidenció una notable mejora en la densidad máxima seca, especialmente al emplear un porcentaje de un 6% de vidrio triturado, logrando así una densidad de 2.13 gr/cm³. Este resultado subraya la eficacia de la incorporación de vidrio triturado para mejorar las propiedades de compactación del material en estudio. Además, se alcanzó un nivel óptimo de humedad, también al incluir un 6% de vidrio triturado, resultando en un contenido del 9.8%. Estos hallazgos sugieren que la incorporación de vidrio triturado en esta proporción puede desempeñar un papel clave en la estabilización de la humedad del material, lo que podría tener efectos positivos en su estabilidad.

En última instancia como conclusión final, con el fin de potenciar la resistencia y capacidad de soporte del suelo, se determinó que una adición del 6% de vidrio triturado es altamente recomendable. Esta proporción permitió alcanzar un índice de soporte California Bearing Ratio CBR del 50.8%, lo que representa una mejora sustancial del 51% en comparación con el suelo patrón utilizado como referencia. Estos resultados subrayan la eficacia del vidrio triturado como un agente de mejora para las propiedades mecánicas del suelo en aplicaciones de Ingeniería Civil.

Agradecimientos

Se desea expresar un sincero agradecimiento a INGESERVICIOS SAC, laboratorio de suelos, concreto y pavimento, por su valiosa colaboración y apoyo durante la realización de este estudio.

Referencias

- Benny, J.R., Jolly, J., Sebastian, J.M. and Thomas, M. (2017). Effect of glass powder on engineering properties of clayey soil. *International Journal of Engineering Research & Technology* 6(5), 228-231
- Ferdous, W., Manalo, A., Siddique, R., Mendis, P., Zhuge, Y., Wong, H.S., Lokuge, W., Aravinthan, T. and Schubel, P. (2021). Recycling of landfill wastes (tyres, plastics and glass) in construction—A review on global waste generation, performance, application and future opportunities. *Resources, Conservation and Recycling* 173, 105745
- Gowtham, S., Naveenkumar, A., Ranjithkumar, R., Vijayakumar, P. and Sivaraja, M. (2018). Stabilization of clay soil by using glass and plastic waste powder. *International Journal of Engineering and Technology* 4(2), 146-150
- Haro, L.M., Cerna, M.A. y Valdivieso, A.Y. (2021). Adición de polvo de vidrio reciclado en la estabilización de suelos en el AA. HH. Villa Hermosa, Nuevo Chimbote (Perú). *Revista Agunkuyâa* 11(2), 22-28
- Javed, S.A. and Chakraborty, S. (2020). Effects of waste glass powder on subgrade soil improvement. *World Scientific News* 144, 30-42
- Keramatikerman, M., Chegenizadeh, A. and Nikraz, H. (2020). Soil stabilization using glass powder. *International Journal of Engineering Applied Sciences and Technology* 4(11), 339 - 342
- Perera, S.T.A.M., Saberian, M., Zhu, J., Roychand, R. and Li, J. (2022). Effect of crushed glass on the mechanical and microstructural behavior of highly expansive clay subgrade. *Case Studies in Construction Materials* 17, e01244



Optimización de concreto $f'_c = 280$ kg/cm² incorporando puzolana de mazorca y ceniza de eucalipto

Optimization of concrete $f'_c = 280$ kg/cm² incorporating cob pozzolana and eucalyptus ash

DOI: <https://doi.org/10.21703/0718-2813.2024.36.3008>

Fecha de entrega: 31 de enero 2024
Fecha de aceptación: 2 de octubre 2024

Iván Julio Campos

Universidad César Vallejo, Facultad de Ingeniería y Arquitectura, Perú, camivanj09@ucvvirtual.edu.pe

En la ciudad de Huancayo, se realizó la modificación de las características del concreto hidráulico mediante la incorporación de puzolana de mazorca y ceniza de eucalipto. Para dicho propósito, se aplicó una metodología experimental. Los resultados obtenidos revelan que la inclusión de puzolana de mazorca y ceniza de eucalipto ha generado mejoras significativas en las propiedades del concreto hidráulico. Se observó un incremento estadísticamente significativo del 2.86% en la trabajabilidad, facilitando así una colocación más eficiente. Asimismo, la permeabilidad experimentó una disminución del 13.87%, factor crucial para la durabilidad del concreto en entornos húmedos, mientras que la resistencia a la compresión se elevó en un 11.86%, señalando una mayor capacidad para soportar cargas. En resumen, estos hallazgos subrayan la efectividad de la combinación de puzolana de mazorca y ceniza de eucalipto como aditivos beneficiosos. La inclusión de dichos aditivos demostró mejorar las propiedades del concreto hidráulico en Huancayo al aumentar la trabajabilidad, disminuir la permeabilidad y elevar la resistencia.

Palabras clave: ceniza, puzolana, concreto, eucalipto, mazorca

In the city of Huancayo, the modification of the characteristics of hydraulic concrete was carried out by incorporating cob pozzolana and eucalyptus ash. For this purpose, an experimental methodology was applied. The results obtained reveal that the inclusion of cob pozzolana and eucalyptus ash has generated significant improvements in the properties of hydraulic concrete. A statistically significant increase of 2.86% in workability was observed, thus facilitating more efficient placement. Likewise, permeability experienced a decrease of 13.87%, a crucial factor for the durability of concrete in humid environments, while compressive strength increased by 11.86%, indicating a greater capacity to withstand loads. In summary, these findings underline the effectiveness of the combination of cob pozzolana and eucalyptus ash as beneficial additives. The inclusion of these additives proved to improve the properties of hydraulic concrete in Huancayo by increasing workability, decreasing permeability and increasing resistance.

Keywords: ash, pozzolana, concrete, eucalyptus, cob

Introducción

Las estructuras hidráulicas tienen como objetivo la captación, extracción, almacenamiento, conducción, control y aprovechamiento del recurso hídrico, considerado escaso. En la edificación de dichas estructuras, se siguen lineamientos y parámetros con criterios hidrológicos, conforme a los cuales se diseña para maximizar la eficiencia del agua. De igual modo el concreto representa un componente utilizado en la construcción de estas estructuras, por lo que las investigaciones realizadas para

acelerar su aplicación cobraron gran relevancia. Gracias a ello, se abrió paso a la incorporación de aditivos y otros productos en la mezcla de concreto, siendo factores cruciales para lograr una mezcla duradera: la selección de agregados, el curado del concreto, la colocación del concreto y el diseño de la nueva mezcla. Entre estos factores, el curado del concreto se erigió como un elemento determinante, ya que cualquier descuido en este aspecto podía resultar en un concreto deficiente.



A nivel global, se requería la utilización de una composición de concreto para las estructuras hidráulicas, la cual debía caracterizarse por presentar una reducida entrada de fluido o capacidad para retener líquidos sin posibilidad de drenaje. En otras palabras, estas estructuras debían exhibir propiedades de baja permeabilidad y baja estanqueidad. Numerosas formulaciones de concreto enfrentaban dificultades en su interacción con el recurso hídrico, mostrando un comportamiento similar a un material absorbente. El filtrado de agua ocurría a través de los poros, manifestándose cuando dichos poros se encontraban secos o saturados. Con ello, la velocidad de absorción disminuía a medida que los niveles de peso del concreto aumentaban con la creciente saturación. Este problema se presentaba de manera recurrente en la infraestructura hidráulica.

En Perú, particularmente en zonas con climas áridos, como en proyectos desarrollados a una altitud de 4000 msnm caracterizados por su versatilidad, los concretos masivos utilizados de manera tradicional cumplían con exigentes requisitos, lo que implicaba una considerable duración en su construcción debido a la complejidad del proyecto. Estos concretos, generalmente de alta resistencia, se formulaban cuidadosamente considerando una proporción óptima entre agua y cemento. Por otro lado, un factor que impactaba en la durabilidad del concreto era la generación de etringita a partir de sulfatos y aluminatos como resultado del ataque por sulfatos (Martínez y Rojas, 2021). Un desafío adicional consistía en la falta de mantenimiento adecuado de las estructuras hidráulicas en el país¹. En muchas ocasiones, debido a limitaciones económicas o técnicas, las estructuras no recibían el mantenimiento necesario para prevenir o reparar los daños ocasionados por la degradación del concreto. Asimismo, en la ciudad de Huancayo, se requería un concreto hidráulico con propiedades físicas y mecánicas que aseguraran su vida útil y permeabilidad, considerando que Huancayo experimenta una elevada precipitación pluvial.

Planteamiento del problema

Si se formula la exposición del problema general, ¿cuál fue el impacto de la inclusión de puzolana de mazorca y ceniza de eucalipto en las propiedades del concreto

hidráulico en la localidad de Huancayo?. Los problemas específicos se desglosan de la siguiente manera: en primer lugar, ¿cómo incidió la adición de puzolana de mazorca y ceniza de eucalipto en la facilidad de manipulación del concreto hidráulico?. En segundo lugar, ¿cómo influyó la incorporación de puzolana de mazorca y ceniza de eucalipto en la capacidad de permeabilidad del concreto hidráulico?. Y en tercer lugar, ¿cómo se manifestó el efecto de la adición de puzolana de mazorca y ceniza de eucalipto en la resistencia del concreto hidráulico?.

De igual manera, se llevó a cabo la evaluación de las propiedades del concreto hidráulico al incorporar puzolana de mazorca y ceniza de eucalipto como objetivo general. Los objetivos específicos se definieron de la siguiente manera: en primer lugar, se buscó elevar la facilidad de manipulación del concreto hidráulico mediante la adición de puzolana de mazorca y ceniza de eucalipto. En segundo lugar, se persiguió reducir la capacidad de permeabilidad del concreto hidráulico mediante la adición de puzolana de mazorca y ceniza de eucalipto. Y en tercer lugar, se procuró aumentar la resistencia del concreto hidráulico mediante la adición de puzolana de mazorca y ceniza de eucalipto. En este contexto, se formuló la hipótesis general que afirmaba que la incorporación de puzolana de mazorca y ceniza de eucalipto mejoró las propiedades del concreto hidráulico. Las hipótesis específicas postularon lo siguiente: primero, que la inclusión de puzolana de mazorca y ceniza de eucalipto incrementó de manera significativa la facilidad de manipulación del concreto hidráulico. Segundo, que la incorporación de puzolana de mazorca y ceniza de eucalipto redujo de manera significativa la capacidad de permeabilidad del concreto hidráulico; y tercero, que la adición de puzolana de mazorca y ceniza de eucalipto aumentó de manera significativa la resistencia del concreto hidráulico.

Metodología

La composición de la población consistió en las muestras de concreto hidráulico en estado fresco y endurecido. La dimensión de la muestra constó de 160 briquetas. Se aplicó un muestreo probabilístico que abarcó briquetas en condición óptima, excluyendo aquellas que no cumplían con los requisitos establecidos por la Norma Técnica de Edificaciones del Perú.

¹ucv.edu.pe/noticias/importancia-de-las-obras-hidraulicas-en-el-callao



En la ejecución de los experimentos, se llevó a cabo el siguiente procedimiento: en primer lugar, se elaboraron los diseños del concreto hidráulico fresco, tanto patrón como experimental. En segundo lugar, se realizó la medición del *slump* o trabajabilidad. En tercer lugar, se procedió a la construcción de las briquetas. En cuarto lugar, se llevó a cabo el proceso de curado de las briquetas a los 7, 14 y 28 días. En quinto lugar, se efectuó la medición de la permeabilidad. Finalmente, en sexto lugar, se realizó la medición de la resistencia a la compresión.

Método de análisis de datos

Se utilizó el programa estadístico SPSS 26, junto con el análisis de varianza (ANOVA) y la prueba Post Hoc de Tukey. Asimismo, para llevar a cabo el análisis, se aplicó el método estadístico, haciendo uso de la estadística descriptiva e inferencial para la prueba de hipótesis.

Resultados

La medición de la trabajabilidad se muestra en la Figura 1. En respuesta al primer objetivo específico, que consistía en mejorar la facilidad de manipulación del concreto hidráulico mediante la adición de puzolana de mazorca y ceniza de eucalipto, la Tabla 1 presenta los resultados de trabajabilidad.



Figura 1: Medición de trabajabilidad

Según la información de la Tabla 1, se evidencia que el concreto patrón exhibió una medida promedio de trabajabilidad de 7.00 cm. La muestra que presentó la mayor

Tabla 1: Resultados de trabajabilidad (DE: desviación estándar)

Muestra	Trabajabilidad, cm			
	Mínimo	Máximo	Media	DE
Patrón (0% de puzolana+0% ceniza)	6.80	7.20	7.00	0.20
0% de puzolana + 0.5% ceniza	6.90	7.30	7.07	0.21
0% de puzolana + 1.0% ceniza	6.70	7.10	6.87	0.21
0% de puzolana + 1.5% ceniza	6.00	6.70	6.27	0.38
0.5% de puzolana + 0% ceniza	6.90	7.40	7.20	0.26
0.5% de puzolana + 0.5% ceniza	7.00	7.20	7.07	0.12
0.5% Puzolana + 1.0% Ceniza	6.80	7.10	6.93	0.15
0.5% Puzolana + 1.5% Ceniza	7.00	7.10	7.03	0.06
1.0% Puzolana + 0.0% Ceniza	6.70	7.10	6.93	0.21
1.0% Puzolana + 0.5% Ceniza	6.80	7.00	6.90	0.10
1.0% Puzolana + 1.0% Ceniza	6.40	6.90	6.70	0.26
1.0% Puzolana + 1.5% Ceniza	6.50	6.80	6.67	0.15
1.5% Puzolana + 0.0% Ceniza	6.50	7.00	6.70	0.26
1.5% Puzolana + 0.5% Ceniza	6.80	7.20	7.00	0.20
1.5% Puzolana + 1.0% Ceniza	6.30	6.80	6.57	0.25
1.5% Puzolana + 1.5% Ceniza	6.50	7.00	6.77	0.25

trabajabilidad media fue la que contenía 0.5% de puzolana y 0% de ceniza, con un promedio de 7.20 cm. Esto sugiere que la incorporación de ceniza en proporciones bajas tiene un efecto positivo leve en la trabajabilidad del concreto. Por otro lado, la menor trabajabilidad media se registró en la muestra con 0% de puzolana y 1.5% de ceniza, alcanzando 6.27 cm, indicando que mayores proporciones de ceniza podrían disminuir la trabajabilidad.

La Figura 2 exhibe el diagrama de cajas de trabajabilidad, mostrando que la mayoría de las muestras presentaron una mediana cercana a los 7 cm, con algunas excepciones.



Se destaca que la muestra de control mostró una de las medianas más elevadas y una variabilidad reducida, señalando una trabajabilidad constante en las mezclas sin aditivos. En contraste, las mezclas con 0% de puzolana y 1.5% de ceniza exhibieron la mediana más baja y una variabilidad considerable, indicando que estas proporciones podrían tener un impacto negativo en la trabajabilidad del concreto. Además, se observó la presencia de valores atípicos en algunas mezclas, indicando casos individuales con niveles significativamente diferentes de trabajabilidad.

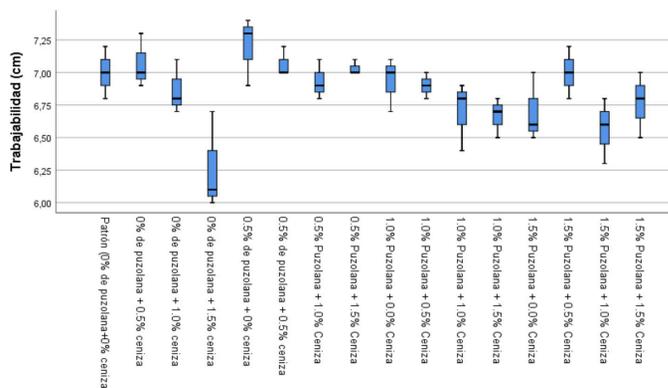


Figura 2: Diagrama de cajas de trabajabilidad

En respuesta al segundo objetivo específico, que consistía en disminuir la permeabilidad del concreto hidráulico mediante la incorporación de puzolana de mazorca y ceniza de eucalipto, la Figura 3 muestra las probetas ensayadas y la Tabla 2 presenta los resultados de permeabilidad.



Figura 3: Probetas para ensayos de permeabilidad

En la Tabla 2, en cuanto a la permeabilidad, se registró que el concreto patrón presentó una media de 7.64. La muestra

que contenía 1.0% de puzolana y 1.5% de ceniza exhibió la permeabilidad media más alta con un valor de 10.03, lo que podría indicar una mayor propensión a permitir el paso de fluidos. Por otro lado, la muestra con 0% de puzolana y 0.5% de ceniza mostró la permeabilidad media más baja con 6.59, indicando que la adición de ceniza en proporciones pequeñas podría contribuir a la reducción de la permeabilidad del concreto.

Tabla 2: Resultados de permeabilidad

Muestra	Permeabilidad			
	Mínimo	Máximo	Media	DE
Patrón (0% de puzolana+0% ceniza)	6.74	8.44	7.64	0.86
0% de puzolana + 0.5% ceniza	5.69	7.37	6.59	0.85
0% de puzolana + 1.0% ceniza	6.34	7.35	6.80	0.51
0% de puzolana + 1.5% ceniza	6.99	8.00	7.45	0.51
0.5% de puzolana + 0% ceniza	6.74	8.46	7.65	0.86
0.5% de puzolana + 0.5% ceniza	5.89	9.00	7.20	1.61
0.5% Puzolana + 1.0% Ceniza	6.34	9.45	7.71	1.59
0.5% Puzolana + 1.5% Ceniza	9.00	10.11	9.42	0.60
1.0% Puzolana + 0.0% Ceniza	6.74	8.69	7.73	0.98
1.0% Puzolana + 0.5% Ceniza	5.69	8.48	6.96	1.41
1.0% Puzolana + 1.0% Ceniza	6.34	9.14	7.61	1.42
1.0% Puzolana + 1.5% Ceniza	9.14	10.11	10.03	0.50
1.5% Puzolana + 0.0% Ceniza	6.74	8.65	7.71	0.96
1.5% Puzolana + 0.5% Ceniza	5.69	8.87	7.09	1.62
1.5% Puzolana + 1.0% Ceniza	6.34	9.53	7.74	1.63
1.5% Puzolana + 1.5% Ceniza	9.14	10.20	9.71	0.54

La Figura 4, en lo que respecta a la permeabilidad, el gráfico indica que la muestra de control exhibió una mediana relativamente reducida con algunos valores



extremos elevados. Las combinaciones con 1.0% de puzolana y 1.5% de ceniza presentaron la mediana más elevada y una variabilidad menor, indicando una mayor permeabilidad en general para esta configuración. Por otra parte, las combinaciones con 0% de puzolana y 0.5% de ceniza mostraron la mediana más baja, sugiriendo una mayor resistencia a la filtración de agua en comparación con las otras combinaciones.

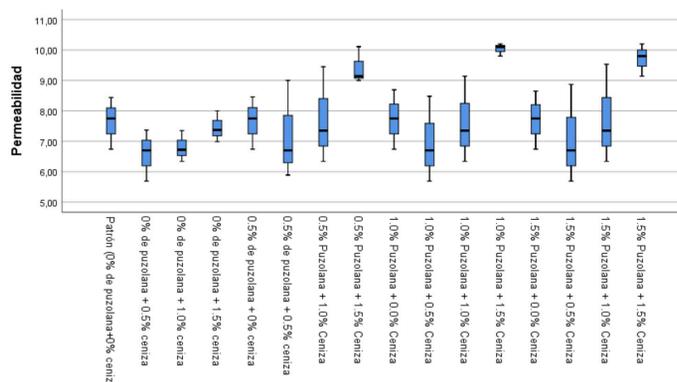


Figura 4: Diagrama de cajas de permeabilidad

En respuesta al tercer objetivo específico, que consistía en aumentar la resistencia del concreto hidráulico mediante la inclusión de puzolana de mazorca y ceniza de eucalipto, la Figura 5 muestra la rotura de una probeta en un ensayo de compresión no confinado y la Tabla 3 los resultados de resistencia a la compresión.



Figura 5: Rotura de probeta en un ensayo de compresión no confinado

En la Tabla 3, se registra que la muestra de control (Patrón), sin la presencia de puzolana ni ceniza, presentó una resistencia a la compresión con un valor mínimo de

229.25 kg/cm², un máximo de 355.00 kg/cm² y una media de 282.37 kg/cm². La muestra que exhibió la media de resistencia más alta fue la que contenía 0.5% de puzolana y 1.0% de ceniza, con un promedio de 315.87 kg/cm², indicando un aumento en la resistencia en comparación con el patrón. Por otro lado, la muestra con la media más baja fue la que incluía 1.5% de puzolana y 1.5% de ceniza, con 229.29 kg/cm², sugiriendo una disminución en la resistencia en comparación con el patrón.

Tabla 3: Resultados de resistencia a la compresión

Muestra	Resistencia a la compresión, kg/cm ²			
	Mínimo	Máximo	Media	DE
Patrón (0% de puzolana+0% ceniza)	229.25	355.00	282.37	53.25
0% de puzolana + 0.5% ceniza	262.59	391.87	310.99	51.79
0% de puzolana + 1.0% ceniza	241.97	329.34	277.03	35.95
0% de puzolana + 1.5% ceniza	162.27	344.32	251.82	80.84
0.5% de puzolana + 0% ceniza	221.48	361.83	294.33	53.58
0.5% de puzolana + 0.5% ceniza	234.02	391.29	308.76	62.38
0.5% Puzolana + 1.0% Ceniza	255.18	390.92	315.87	54.68
0.5% Puzolana + 1.5% Ceniza	223.89	326.05	285.05	39.14
1.0% Puzolana + 0.0% Ceniza	247.54	341.05	281.62	34.65
1.0% Puzolana + 0.5% Ceniza	245.96	334.30	289.70	34.83
1.0% Puzolana + 1.0% Ceniza	210.58	343.48	268.80	52.44
1.0% Puzolana + 1.5% Ceniza	133.70	303.51	236.78	75.62
1.5% Puzolana + 0.0% Ceniza	200.78	319.57	267.36	44.83
1.5% Puzolana + 0.5% Ceniza	232.53	328.38	267.78	41.88
1.5% Puzolana + 1.0% Ceniza	210.38	299.86	253.96	36.46
1.5% Puzolana + 1.5% Ceniza	187.49	274.92	229.29	34.91

La Figura 6 exhibe el diagrama de cajas para la resistencia



a la compresión, revelando una notoria variabilidad entre las diversas combinaciones. La muestra de control presenta una amplia gama de resultados con valores extremos en ambos extremos, señalando una variación significativa en la resistencia a la compresión en las muestras sin aditivos. Las combinaciones que carecían de puzolana y presentaban diferentes proporciones de ceniza tendían a mostrar una mediana más elevada y una variabilidad más estrecha en comparación con el patrón, indicando que la inclusión de ceniza podría estabilizar la resistencia a la compresión. A medida que aumentaba el porcentaje de puzolana, la mediana disminuía y la variabilidad se ampliaba, señalando una potencial reducción en la previsibilidad de la resistencia a la compresión.

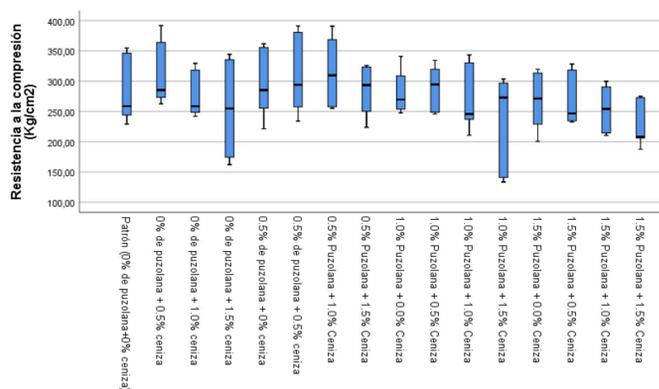


Figura 6: Diagrama de cajas de resistencia a la compresión

Discusión

Como resultado específico inicial, se estableció que la inclusión de puzolana de mazorca y ceniza de eucalipto generó un incremento sustancial en la facilidad de manipulación del concreto hidráulico. El presente estudio reveló que la introducción de un 0.5% de puzolana y un 0% de ceniza produjo un aumento del 2.86% en la facilidad de manipulación del concreto en comparación con el patrón. Este resultado guarda similitud con las conclusiones de Puerto (2019), quien observó que la inclusión de nanopartículas mejoró las propiedades reológicas del concreto autocompactante. El aumento en la facilidad de manipulación también está respaldado por la investigación de Martínez y Rojas (2021), que demostró que la maleza calcinada incrementó la manejabilidad del concreto. Además, los hallazgos de Buitrón e Ibarra (2022) sugieren que aditivos como la fibra de cáñamo pueden mejorar la facilidad de manipulación, aunque en un contexto diferente. Sin embargo, Tomoyose *et al.* (2020)

respaldan la idea de que aditivos específicos, como en su caso el polvo volcánico, pueden contribuir de manera significativa a la fluidez del concreto. La importancia de estos resultados radica en la posibilidad de optimizar las mezclas de concreto para mejorar la facilidad de manipulación sin comprometer otras propiedades, lo cual es esencial para aplicaciones prácticas en Ingeniería Civil.

Como segundo resultado específico, se constató que la inclusión de puzolana de mazorca y ceniza de eucalipto condujo a una reducción significativa de la permeabilidad en el concreto hidráulico de la ciudad de Huancayo. La disminución del 13.87% en la permeabilidad al añadir un 0% de puzolana y un 0.5% de ceniza muestra similitudes con los resultados obtenidos por Frago y Visbal (2021), quienes observaron que la puzolana natural mejora la porosidad y la permeabilidad del concreto. Este hallazgo se respalda también con la investigación de Pillaca (2020), que destaca la eficacia de la cal-puzolana en la reacción química que resulta en una menor permeabilidad. Además, los estudios de Sifuentes (2019) respaldan la idea de que las puzolanas naturales pueden mitigar la reacción alcali-silíce, lo que indirectamente puede mejorar la durabilidad y reducir la permeabilidad. En contraste, el estudio de Antezana (2022) demuestra que, aunque algunos aditivos mejoran ciertas propiedades mecánicas, pueden no tener un impacto en la permeabilidad, subrayando la importancia de seleccionar cuidadosamente los aditivos para lograr los resultados deseados. La implicación aquí es que la incorporación de ceniza de eucalipto puede considerarse como una estrategia viable para mejorar la durabilidad del concreto hidráulico, especialmente en estructuras expuestas a la humedad y al agua.

Como tercer resultado específico, se estableció que la inclusión de puzolana de mazorca y ceniza de eucalipto generó un aumento sustancial en la resistencia del concreto hidráulico. El incremento del 11.86% en la resistencia a la compresión del concreto al agregar un 0.5% de puzolana + 1.0% de ceniza de eucalipto indica una mejora significativa en la capacidad del material para soportar cargas. Este aumento encuentra respaldo en los resultados obtenidos por Frago y Visbal (2021), quienes documentaron mejoras en la resistencia gracias a la presencia de puzolana natural. De manera similar, Pillaca (2020) observó que los conglomerados que incorporan puzolanas exhiben una resistencia mejorada en ambientes húmedos, un efecto que



podría ser comparable al impacto de la ceniza de eucalipto en la resistencia a la compresión. Los descubrimientos de Buitrón e Ibarra (2022) indican que aditivos como la fibra de cáñamo, aunque en un contexto diferente, también pueden aumentar la resistencia mecánica del concreto. Además, la investigación de Tomoyose *et al.* (2020) respalda la idea de que aditivos seleccionados cuidadosamente pueden mejorar la resistencia del concreto, de manera similar al efecto observado con la ceniza de eucalipto. La importancia de estos resultados es significativa para la industria de la construcción en Huancayo, ya que sugiere que la utilización de aditivos locales y sostenibles puede fortalecer la seguridad estructural y la durabilidad del concreto en proyectos de infraestructura.

Conclusiones

Se determinó que la inclusión de puzolana de mazorca y ceniza de eucalipto generó un aumento significativo en la trabajabilidad del concreto hidráulico de la ciudad de Huancayo. Al comparar el valor estándar de 7.00 cm con el valor óptimo de 7.20 cm, obtenido con la combinación de 0.5% de puzolana y 0% de ceniza, se advierte un incremento del 2.86% en la trabajabilidad. Este avance es de relevancia, ya que un concreto más manejable facilita su vertido y compactación, contribuyendo así a una construcción más eficiente y a una mejora en la calidad del acabado.

Se estableció que la inclusión de puzolana de mazorca y ceniza de eucalipto produjo una disminución significativa en la permeabilidad del concreto hidráulico. En otras palabras, la permeabilidad, una propiedad crucial que incide en la durabilidad del concreto, también experimentó cambios significativos. La muestra estándar presentaba un valor de 7.64, mientras que la adición de 0% de puzolana y 0.5% de ceniza logró reducir la permeabilidad a 6.58, representando una disminución del 13.87%. Esta reducción tiene implicaciones relevantes para la durabilidad del concreto, especialmente en estructuras expuestas a ambientes húmedos o en contacto con el agua, ya que una permeabilidad menor implica una mayor resistencia a la infiltración de agua y a los ciclos de congelación y descongelación.

Se llegó a la conclusión de que la incorporación de puzolana de mazorca y ceniza de eucalipto generó un aumento

significativo en la resistencia del concreto hidráulico. La resistencia de la mezcla estándar fue de 282.37 kg/cm², y la mezcla óptima con 0.5% de puzolana y 1.0% de ceniza elevó este valor a 315.86 kg/cm², representando un aumento del 11.86%. Este incremento en la resistencia reviste gran importancia, ya que indica que el concreto es capaz de soportar mayores cargas sin experimentar fallos, aspecto fundamental para la seguridad y la integridad estructural de las construcciones.

Referencias

- Antezana, C. (2022). *Propiedades físicas y mecánicas de concreto modificado con Puzolana de Mangifera aplicado en pavimentos rígidos, Ica 2022*. Trabajo de título de Ingeniería Civil, Universidad César Vallejo, Lima Norte, Perú
- Buitrón, D. e Ibarra, M. (2022). *Evaluación del aditamiento de cáñamo al hormigón hidráulico para mejorar sus propiedades mecánicas en el uso de pavimento*. Trabajo de título de Ingeniería Civil, Universidad Central del Ecuador, Quito, Ecuador
- Fragoso, J.A. y Visbal, J.E. (2021). *El uso de la Puzolana de origen natural en concreto hidráulico*. Trabajo de título de Ingeniería Civil, Universidad de Cartagena, Cartagena-Bolívar, Colombia
- Martinez, H.P. y Rojas, W.R. (2021). *Revisión sistemática del estudio de las patologías del concreto en la construcción en la zona costera del distrito de Huanchaco*. Informe de Bachiller en Ingeniería Civil, Universidad Privada del Norte, Lima, Perú
- Pillaca, H. (2020). *Estudio del desempeño del concreto con aglomerante cal-puzonala y aditivos, como solución de bajo costo*. Trabajo de título de Ingeniería Civil, Universidad Nacional de Ingeniería, Lima, Perú
- Puerto, J.D. (2019). *Efecto de la nanosílice sobre las propiedades reológicas de la matriz cementante y su influencia en el estado endurecido del Concreto Hidráulico*. Tesis doctoral, Universidad Nacional de Colombia, Bogotá, Colombia
- Sifuentes, E. (2019). *Mitigación de reacción Álcali Sílice, mediante Adición de Puzolanas naturales en concreto compactado con rodillo de $f'_c = 120$ kg/cm²*. Trabajo de título de Ingeniería Civil, Universidad Nacional de Ingeniería, Lima, Perú
- Tomoyose, A., Noguchi, T., Sodeyama, K., and Higashi, K. (2020). Concrete with high-purity volcanic glass fine powder manufactured from pyroclastic deposit. *SN Applied Sciences* 2, 851

	de cenizas	simple, kg/cm ²
	0	50.54
E-1	3	54.97
ME-2	6	57.73
ME-3	9	60.43

Estudio de las propiedades mecánicas de muros de albañilería elaborados con ladrillos artesanales con cenizas de tallo de Vicia faba

Study of the mechanical properties of masonry walls made with artisanal bricks with Vicia faba stem ashes

DOI: <https://doi.org/10.21703/0718-2813.2024.36.3009>

Fecha de entrega: 29 de octubre 2023

Fecha de aceptación: 9 de agosto 2024

José Luis Apaza y Abel Alberto Muñiz

Universidad César Vallejo, Facultad de Ingeniería y Arquitectura, Escuela Profesional de Ingeniería Civil, Perú
jlapaza@ucvvirtual.edu.pe, amunizp02@ucvvirtual.edu.pe

El ladrillo al ser considerado uno de los materiales más usados en construcción es muy requerido para edificaciones. Por ello, este estudio tuvo por objetivo determinar la influencia de los ladrillos artesanales con cenizas de tallo de Vicia faba en las propiedades mecánicas de muros de albañilería. El estudio se realizó en dos etapas. La primera consistió en la elaboración de unidades de albañilería con adición de cenizas en 0, 3, 6, 9 y 12% en relación al peso de la arcilla con la tierra de cultivo. Estas muestras fueron sometidas a ensayos de laboratorio para determinar sus propiedades físicas y mecánicas. Seguidamente para la segunda etapa se elaboraron 30 pilas y 15 muretes, los cuales fueron sometidos a ensayos para determinar sus propiedades mecánicas. Los resultados de máxima resistencia fueron de 45 kg/cm² para compresión axial, 12.6 kg/cm² para flexión y 8.3 kg/cm² para resistencia al corte. Todos estos valores corresponden a 9% de cenizas, tomando a esta dosificación como óptima y viable para la elaboración de ladrillos artesanales.

Palabras clave: cenizas de Vicia faba, muros de albañilería, ladrillos, propiedades mecánicas.

Bricks are considered one of the most used materials in construction since it is very required for building. Therefore, in this study the influence of handmade bricks with ash of Vicia faba stem on the mechanical properties of masonry walls is determined. For the study, two stages were carried out, the first consisted of the elaboration of masonry units with the addition of ashes in 0, 3, 6, 9 and 12% in relation to the weight of the clay with the farm ground. These samples were subjected to laboratory tests to obtain their physical and mechanical properties. Then for the second stage 30 piles and 15 walls were made, which were subjected to tests to obtain their mechanical properties. The maximum strength results were 45 kg/cm² for axial compression, 12.6 kg/cm² in flexion and 8.3 kg/cm² in shear. These values corresponds to 9% ash, taking this dosage as optimal and viable for the elaboration of artisanal bricks.

Keywords: Vicia faba ashes, masonry walls, bricks, mechanical properties

Introducción

Para la Organización de las Naciones Unidas (www.un.org), es preciso aprender las culturas de construcción local para de esta manera mejorar la sostenibilidad de las viviendas. La utilización de recursos naturales locales permite atender necesidades relacionadas con limitaciones económicas y climáticas. Los métodos de construcción local fueron evolucionando y mezclándose con los métodos de otros países y culturas.

Según Lawanwadekul *et al.* (2023) utilizar mazorcas de

maíz y residuos de vidrio puede mejorar las propiedades mecánicas de unidades de mampostería, controlando la temperatura de cocción y utilizando diferentes dosificaciones. El uso de recursos naturales de la zona ayudaría a que los ladrillos generen sostenibilidad al momento de la construcción de viviendas. Para obtener ladrillos sustentables es viable usar cenizas de cáscara de arroz (Wanab *et al.*, 2023).

Cada material aporta distintas características a corto y largo plazo, tomando en cuenta que cada dosificación aumenta una propiedad, entre ellos, la resistencia a la compresión

	de cenizas	simple, kg/cm ²
C	0	50.54
ME-1	3	54.97
ME-2	6	57.73
ME-3	9	60.43

cuando se usa un aditivo natural como la fibra de palma (Eslami *et al.*, 2022).

La temperatura es un factor importante en la elaboración de ladrillos, ya que por medio de esta y el uso parcial de polvo de cantera y lodos se puede hacer ladrillos que cumplan con los estándares mínimos de resistencia y de esta manera reducir la contaminación en entornos industriales y naturales (Padmalosan *et al.*, 2023). Por otro lado, los ladrillos con posos de café y cenizas volantes muestran un aumento significativo de sus propiedades cuando se tiene un control de la temperatura (Ordieres y Cultrone, 2022). El efecto de la temperatura sobre la absorción y resistencia a la compresión es importante a ser analizado ya que estos pueden mejorar las propiedades a cierta temperatura de cocción (Rahman *et al.*, 2019).

Si se necesitan ladrillos más porosos y resistentes se puede considerar un aditivo natural como el polvo de cáscara de coco, ya que forma poros elaborando así ladrillos de carácter aislante térmico (Moujoud *et al.*, 2023). También se puede considerar la influencia de distintos suelos arcillosos en las propiedades térmicas y resistentes para proporcionar confort térmico a edificaciones sostenibles (El hammouti *et al.*, 2023). El reemplazo de cemento por puzolanas en la elaboración de bloques de hormigón resulta de gran ayuda, ya que reduce costos y otorga buenos valores de resistencia y mejores condiciones de durabilidad además de ser sostenible ambientalmente (Roldán y Soto, 2018).

Entre el 30 y 50% del mundo vive en construcciones hechas de tierra, lo cual incluye a los ladrillos artesanales (Catalán *et al.*, 2019). Los ladrillos ecológicos resultan muy favorables para la construcción de muros no portantes, ya que estos no aportan carga a la edificación donde su función es solo dividir ambientes (Muñoz-Pérez *et al.*, 2021). Según Desai *et al.* (2023), la urbanización crece rápidamente y para que los materiales sean sostenibles se debe considerar elementos complementarios para su fabricación.

Así como se usan aditivos naturales, también se pueden usar residuos plásticos. Un aditivo es el tereftalato de polietileno residual, el cual entre 20 y 25% ha logrado mejorar la resistencia y absorción, entre otras propiedades, demostrando que el plástico triturado mejora significativamente el rendimiento de los ladrillos. También ha dem-

ostrado que es favorable para reducir el desperdicio de la industria de la construcción (Wahane *et al.*, 2023). La gestión de residuos plásticos es un desafío, por eso la utilización de estos residuos en ladrillos resulta beneficioso y puede sustituir parcialmente el uso de materias primas no renovables, estos ladrillos son más livianos y con estabilidad volumétrica (Idrees *et al.*, 2023).

La generación de polvo de pulido en el procesamiento del cuero también ha sido usado en la elaboración de ladrillos, lo cual ha demostrado un aumento en la resistencia a la compresión y absorción, entre otras propiedades (Milu *et al.*, 2022). Conservar los recursos naturales es una prioridad al elaborar materiales de construcción para evitar su agotamiento y, así una grave degradación ambiental, por eso, se debe considerar la conversión de residuos en riqueza (Jothilingam *et al.*, 2023). Korpayev *et al.* (2022) utilizó aguas residuales de invernadero para elaborar ladrillos logrando tener resultados favorables en resistencia y que cumplan con las normas requeridas.

En ese mismo contexto se puede tomar en consideración el vidrio y plástico, el cual se usa en la industria de la construcción para así conseguir un ambiente más limpio (Cardona *et al.*, 2020). Otro material que se usó para mejorar ladrillos fue el polipropileno y polietileno de alta densidad los cuales se enfocan en el control de la temperatura para tener ladrillos más compactos a un determinado tiempo (Orjuela *et al.*, 2018). El uso de materiales plásticos puede mejorar la resistencia a la compresión, flexión y tracción para ladrillos mediante la adición de fibras de polipropileno y caucho reciclado (Thakur *et al.*, 2022).

Los desechos de construcción son difíciles de eliminar y se convierten en una preocupación ambiental y económica (Bustamante *et al.*, 2022, 2023). Ello ha dado origen al uso de residuos de polvo reciclado que se deriva de desechos de construcción para producir ladrillos cocidos (Bai *et al.*, 2023). Los relaves de minería de carbón también han sido usados, sin embargo, han mostrado una disminución de ciertas propiedades, aunque con valores tolerables (da Silva *et al.*, 2022). Al igual que en relaves mineros, se puede usar también lodos de tratamiento de aguas servidas, ya que tienen una composición química asimilable a las arcillas (Sarabia-Guarín *et al.*, 2021).

Otra industria que produce desechos es la del mármol

	de cenizas	simple, kg/cm ²
	0	50.54
ME-1	3	54.97
ME-2	6	57.73
ME-3	9	60.43

generando gran cantidad de desperdicio en polvo, por eso este desecho se usa también para crear ladrillos usándolos en zonas de amaneza sísmica baja (Ponce-Palafox *et al.*, 2020). El caucho y metacaolín se han utilizado con el fin de convertir a las unidades de albañilería más livianas y obtener mejores valores de resistencia a la compresión (Fioriti *et al.*, 2020). Se pueden también elaborar ladrillos permeables al agua mediante la adición de cenizas volantes, observando que la resistencia a la compresión tiende a tener un aumento significativo (Li *et al.*, 2021).

El uso del ladrillo como material constructivo en edificaciones hace que sea importante conocer las propiedades de estos en muros de albañilería para tener una clasificación y posteriormente darle uso en edificaciones, teniendo construcciones seguras y sostenibles. Por todo aquello mencionado, el objetivo de esta investigación es determinar la influencia de los ladrillos fabricados con cenizas de tallo de Vicia faba en las propiedades mecánicas de muros de albañilería. Las variables consideradas para la determinación de la influencia de los ladrillos son resistencia al corte, flexión y compresión axial.

Metodología

Este estudio consta de dos etapas, la primera en relación a la elaboración de ladrillos artesanales adicionando cenizas de tallo de Vicia faba (habas) y la segunda en la elaboración y sometimiento a ensayo de pilas y muretes de albañilería. Para así identificar la influencia de estas cenizas en la elaboración de muros ya sean portantes o no portantes.

Elaboración de unidades de albañilería

La elaboración de las unidades de albañilería se realizó mediante la dosificación usual de un ladrillo artesanal con un porcentaje de cenizas de tallo de vicia faba en relación al peso de la tierra y arcilla, tal como se indica en la Tabla 1.

Tabla 1: Porcentaje de adición de cenizas de tallo de vicia faba en relación al peso tierra-arcilla

Adición de cenizas, %	Peso de cenizas de tallo de vicia faba, kg	Peso de tierra de cultivo y arcilla, kg
0	0.00	3.28
3	0.10	3.28
6	0.19	3.28
9	0.30	3.28
12	0.39	3.28

Caracterización y ensayos de unidades de albañilería

Cuando se tuvieron los ladrillos ya elaborados se realizaron ensayos de laboratorio detallados en la Tabla 2.

Tabla 2: Ensayos para caracterizar unidades de albañilería.

Ensayo	Norma ASTM
Alabeo	C67 (2021)
Variación dimensional	C67 (2021)
Absorción	C67 (2021)
Resistencia a la compresión de ladrillos	C140 (2013)
Resistencia a la flexión de ladrillos	C67 (2021)
Densidad de ladrillos	C140 (2013)

Alabeo

La Tabla 3 muestra los resultados del ensayo de alabeo para las dosificaciones de adición de cenizas de tallo de vicia faba en las unidades de albañilería.

Tabla 3: Resultados del ensayo de alabeo con adición de cenizas.

Muestra	% de cenizas incorporadas	Alabeo promedio	
		Cara A, mm	Cara B, mm
MC	0	2.05	2.35
ME-1	3	2.00	2.60
ME-2	6	2.40	2.55
ME-3	9	2.00	1.95
ME-4	12	2.57	2.65

Variación dimensional

De igual manera la Tabla 4 muestra los resultados del ensayo de variación dimensional de ladrillos con adición de cenizas de tallo de vicia faba.

Resultados Absorción

Los ladrillos se sometieron igualmente al ensayo de absorción, los resultados obtenidos se muestran en la Tabla 5. Notar que para un 9% de cenizas se obtiene la menor absorción. Ello va a tener efecto en los ensayos de resistencia como se verá a continuación.

	de cenizas	simple, kg/cm ²
MC	0	50.54
ME-1	3	54.97
ME-2	6	57.73
ME-3	9	60.43

Tabla 4: Resultados del ensayo de variación dimensional

		Dosificaciones planteadas, %				
		0	3	6	9	12
Dim. promedio, cm	Largo	22.56	22.73	22.85	22.90	22.88
	Ancho	12.42	12.41	12.42	12.43	12.42
	Altura	8.88	8.81	8.87	8.90	8.86
Dim. específica, cm	Largo	23.00	23.00	23.00	23.00	23.00
	Ancho	12.50	12.50	12.50	12.50	12.50
	Altura	9.00	9.00	9.00	9.00	9.0
Desviación estándar, σ	Largo	0.27	0.22	0.33	0.08	0.05
	Ancho	0.06	0.07	0.08	0.06	0.06
	Altura	0.08	0.14	0.09	0.08	0.11
Variación dimensional, %	Largo	1.91	1.17	0.65	0.43	0.52
	Ancho	0.64	0.72	0.64	0.46	0.64
	Altura	1.33	2.11	1.44	1.11	1.56
Coeficiente de variación CV, %	Largo	1.20	0.97	1.44	0.35	0.22
	Ancho	0.48	0.56	0.64	0.48	0.48
	Altura	0.90	1.59	1.01	0.09	1.24

Tabla 5: Resultados del ensayo de absorción en ladrillos con cenizas.

Muestra	Absorción, %	Desviación estándar, σ	CV, %
MC 0%	21.44	1.59	7.42
ME-1 3%	20.42	2.54	12.24
ME-2 6%	20.32	0.89	4.38
ME-3 9%	19.81	1.19	6.01
ME-4 12%	21.80	1.75	8.03

CV = $\sigma/\mu \times 100$: coeficiente de variación, μ : media

Resistencia a la compresión simple

La Tabla 6 muestra los resultados del ensayo a la compresión simple practicados a las unidades de albañilería. La mayor resistencia ocurre para un 9% de cenizas.

Resistencia a la flexión

Los valores de la resistencia a la flexión de los ladrillos se muestran en la Tabla 7. La mayor resistencia ocurre nuevamente para un 9% de cenizas.

Tabla 6: Resultados del ensayo de compresión en ladrillos con adición de ceniza

Muestra	% de incorporación de cenizas	Resistencia a la compresión simple, kg/cm ²
MC	0	50.54
ME-1	3	54.97
ME-2	6	57.73
ME-3	9	60.43
ME-4	12	57.06

Tabla 7: Resultados del ensayo de resistencia a la flexión en ladrillos.

Muestra	% de incorporación de cenizas	Resistencia a la flexión, kg/cm ²
MC	0	11.33
ME-1	3	13.07
ME-2	6	13.25
ME-3	9	14.18
ME-4	12	12.54

Densidad

Los valores de la densidad de los ladrillos se detallan en la Tabla 8, donde la mayor densidad se obtuvo para un 9% de cenizas.

Tabla 8: Resultados del ensayo de densidad en ladrillos

Muestra	% de incorporación de cenizas	Densidad, g/cm ³
MC	0	1.41
ME-1	3	1.42
ME-2	6	1.43
ME-3	9	1.45
ME-4	12	1.43

Elaboración de pilas y muretes de albañilería

La fabricación de pilas y muretes de albañilería se realizó en paralelo, con las dimensiones especificadas para luego ser sometida a ensayos en base a normas ASTM. Se utilizó un mortero específico en la elaboración de pilas y muretes tal como se muestra en la Tabla 9.

	de cenizas	simple, kg/cm ²
	0	50.54
E-1	3	54.97
ME-2	6	57.73
ME-3	9	60.43

Tabla 9: Tipos de mortero para muros de albañilería (norma E.070, 2020).

Tipos de mortero				
Componentes				Usos
Tipo	Cemento	Cal	Arena	
P1	1	0 a 1/4	3 a 3 1/2	Muros portantes
P2	1	0 a 1/2	4 a 5	Muros portantes
NP	1	-	Hasta 6	Muros no portantes

Caracterización y ensayos de pilas y muretes de albañilería

Para la elaboración de los muretes y pilas y su posterior sometimiento a ensayos de laboratorio, se utilizaron las normas que se muestran en la Tabla 10.

Tabla 10: Ensayos para caracterización de pilas y muretes de albañilería.

Ensayo	Norma ASTM
Resistencia a la compresión axial	C1587 (2015)
Resistencia a la compresión diagonal	E519 (2020)
Resistencia a la flexión por adherencia	C1072 (2019)

Resultados y discusión

Resistencia a la compresión axial en pilas

En la Tabla 11 se detallan los resultados del ensayo de resistencia a la compresión axial en pilas de albañilería, observando el porcentaje en el cual se alcanzó la mayor resistencia para las dosificaciones planteadas.

Tabla 11: Resultados del ensayo de resistencia a la compresión axial.

Muestra, %	Desv. estándar	R_a corregido, kg/cm ²	CV, %
0	0.48	36.34	1.30
3	1.93	39.25	4.69
6	1.29	43.23	2.90
9	0.83	44.95	1.81
12	1.81	40.60	4.27

Se observa que la máxima resistencia alcanzada fue con la pila que contiene ladrillos con adición del 9% de cenizas de vicia faba llegando a tener un valor de 44.95 kg/cm². Esto se explica debido al contenido de sílice que tiene la

ceniza, ya que son consideradas como puzolanas. Esto difiere de lo encontrado por Roldán y Soto (2018), ya que, si bien en ambos casos se usó cenizas puzolánicas para evaluar la resistencia a la compresión, ellos usaron cemento Portland para la elaboración de ladrillos. Al contrario, en este estudio solo se usa arcillas para lograr resistencias adecuadas.

La menor capacidad de absorber agua de los ladrillos con 9% de cenizas permite lograr la mayor resistencia a la compresión axial de las pilas. Mayor absorción de agua se produce para cantidades distintas de 9% de cenizas, lo cual induce menores resistencias.

Resistencia a la compresión diagonal en muretes

De la misma forma en la Tabla 12 se detallan los resultados del ensayo de resistencia a la compresión diagonal en muretes elaborados con unidades de albañilería adicionales con cenizas de tallo de Vicia Faba.

Tabla 12: Resultados del ensayo de compresión diagonal

Muestra, %	Desv. estándar	R_d corregido, kg/cm ²	CV, %
0	0.24	7.55	3.08
3	0.25	7.96	3.05
6	0.12	8.08	1.46
9	0.13	8.32	1.54
12	0.14	7.81	1.76

Al igual que la resistencia a la compresión axial, la máxima resistencia al corte de 8.32 kg/cm² ocurre para un 9% de vicia faba. Este aumento es de 0.77 kg/cm² con respecto a la muestra control (0%). Se debe tener en cuenta que la resistencia al corte es un parámetro muy importante para la clasificación de muros de albañilería (Catalan *et al.*, 2019). Notar que los valores mostrados en la Tabla 12 se asemejan al valor obtenido en la muestra de control con cemento Portland de 8.0 kg/cm² por Roldán y Soto (2018).

Resistencia a la flexión por adherencia

En la Tabla 13 se detallan los resultados del ensayo de resistencia a la flexión en pilas de ladrillos con adición de cenizas de tallo de vicia faba.

	de cenizas	simple, kg/cm ²
	0	50.54
ME-1	3	54.97
ME-2	6	57.73
ME-3	9	60.43

Tabla 13: Resultados del ensayo de resistencia a la flexión R_f por adherencia.

Muestra, %	Desv. estándar	R_f corregido, kg/cm ²	CV, %
0	0.20	9.08	2.16
3	0.44	9.91	4.25
6	0.22	11.27	1.91
9	0.76	12.64	5.67
12	0.34	10.81	3.05

La máxima resistencia a la flexión alcanzada fue de 12.64 kg/cm², nuevamente con una dosificación del 9% de cenizas. Esto se debe a la óptima acción puzolánica de las cenizas en los ladrillos artesanales, la cual alcanza su mayor efecto para un 9%. Los resultados de la Tabla 13 son comparables con el comportamiento de un muro a flexión de mampostería confinada de hormigón celular con valores entre 13.2 y 17.0 kg/cm² (Valera-Rivera *et al.*, 2018).

Conclusiones

El trabajo de investigación se ha realizado con el fin de estudiar las propiedades mecánicas de los muros de albañilería con la adición de cenizas de tallo de vicia faba. Los resultados y observaciones de la investigación han demostrado la viabilidad del uso de estas cenizas, de donde se puede extraer las siguientes conclusiones.

Es viable utilizar recursos secundarios como cenizas puzolánicas provenientes de plantas vegetales, como son la sílice que proviene de la ceniza del tallo de vicia faba para la fabricación de unidades de albañilería, ya que estas se añaden al proceso de elaboración en la fase de mezclado con las materias primas que conforman los ladrillos.

La resistencia a la compresión axial tiende a tener un aumento cuando se añaden porcentajes de cenizas de vicia faba de 9%, pasando de 36 a 45 kg/cm² con relación a la muestra control.

De igual forma la resistencia al corte o compresión diagonal registra un aumento, ya que aumenta en 0.77 kg/cm² en muros elaborados con ladrillos adicionando 9% de cenizas.

La adición de cenizas de tallo de vicia faba influye significativamente en la resistencia a la flexión por

adherencia con variaciones de 9 a 13 kg/cm². En conclusión, un porcentaje de 9% resulta ser el valor óptimo, puesto que menos o más de 9% disminuye la resistencia a la compresión axial, corte y flexión. Esto se atribuye a la menor capacidad de absorción que ocurre para un 9% de cenizas de vicia faba.

Referencias

- ASTM C67 (2021). Standard test methods for sampling and testing brick and structural clay tile. ASTM International, West Conshohocken PA, USA
- ASTM C140 (2013). Standard test methods for sampling and testing concrete masonry units and related units. ASTM International, West Conshohocken PA, USA
- ASTM C1072 (2019). Standard test method for measurement of masonry flexural bond strength. ASTM International, West Conshohocken PA, USA
- ASTM C1587 (2015). Standard practice for preparation of field removed manufactured masonry units and masonry specimens for testing. ASTM International, West Conshohocken PA, USA
- ASTM E519 (2020). Standard test method for diagonal tension (shear) in masonry assemblages. ASTM International, West Conshohocken PA, USA
- Bai, M., Xiao, J., Gao, Q. and Shen, J. (2023). Utilization of construction spoil and recycled powder in fired bricks. *Case Studies in Construction Materials* 18, e02024
- Bustamante, G., Olate, R. y Molina, C. (2023). Proyecto de optimización de planchas yeso cartón y perfiles metalcon para un edificio en Concepción. *Obras y Proyectos* 34, 69-81
- Bustamante, G., Pino, I. y Molina, C. (2022). Metodología de optimización para el uso de yeso cartón y Metalcon en un proyecto habitacional. *Obras y Proyectos* 32, 54-65
- Cardona, F.S., Rengifo, L.A., Guarín, J.F., Mazo, D.G. y Arbeláez, O.F. (2020). Evaluación de las propiedades mecánicas de ladrillos elaborados con residuos de vidrio y plástico. Análisis de las emisiones de dióxido de carbono. *Lámpsakos* 24, 60-73
- Catalán, P., Moreno-Martínez, J.Y., Galván, A. y Arroyo, R. (2019). Obtención de las propiedades mecánicas de la mampostería de adobe mediante ensayos de laboratorio. *Acta Universitaria* 29. doi.org/10.15174/au.2019.186 1

	de cenizas	simple, kg/cm ²
	0	50.54
E-1	3	54.97
ME-2	6	57.73
ME-3	9	60.43

- da Silva, R.B., Matoski, A., Neves, A., and Kostrzewa-Demczuk, P. (2022). Study of compressive strength of sand-lime bricks produced with coal tailings using mixture design. *Construction and Building Materials* **344**, 127986
- Desai, M., Yadav, N. and Desai, N. (2023). Application of recycled soil and sand in brick production over conventional clay Brick: A sustainable alternative. *Materials Today: Proceedings* **77**(3), 879-886
- E.070 (2020). Albañilería. Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, Lima, Perú
- El hammouti, A., Charai, M., Chanouf, S., Horma, O., Nasri, H., Mezrhab, A., Karkri, M. and Tankari, M. A. (2023). Laboratory-testing and industrial scale performance of different clays from eastern Morocco for brick manufacturing. *Construction and Building Materials* **370**, 130624
- Eslami, A., Mohammadi, H. and Banadaki, H.M. (2022). Palm fiber as a natural reinforcement for improving the properties of traditional adobe bricks. *Construction and Building Materials* **325**, 126808
- Fioriti, C., Segantini, R., Pinheiro, J., Akasaki, J. y Spósito, F. (2020). Bloques de mampostería de hormigón liviano fabricados con caucho de neumáticos y metacaolín. *Revista Ingeniería de Construcción* **35**(3), 295-307
- Idrees, M., Akbar, A., Saeed, F., Gull, M. and Eldin, S.M. (2023). Sustainable production of Low-Shrinkage fired clay bricks by utilizing waste plastic dust. *Alexandria Engineering Journal* **68**, 405-416
- Li, J., Li, X., Liang, S., Zhang, Y., Ye, Q., Zhang, L., Pan, C., Lv, R., Li, Q., Xiao, K., Yan, Y., Chen, Y., Hu, J., Hou, H. and Yang, J. (2021). Preparation of water-permeable bricks derived from fly ash by autoclaving. *Construction and Building Materials* **271**, 121556
- Jothilingam, M., Preethi, V., Sri Chandana, P. and Janardhanan, G. (2023). Fabrication of sustainable green bricks by the effective utilization of tannery sludge as main additive. *Structures* **48**, 182-194
- Korpayev, S., Bayramov, M., Duryev, S., Hamrayev, H., Baymyradova, D. and Nurmammedov, A. (2023). Effect of stone wool waste from greenhouse agriculture in brick production. *Journal of Building Engineering* **63**(A), 105340
- Lawanwadekul, S., Srisuwan, A., Phonphuak, N. and Chindaprasit, P. (2023). Enhancement of porosity and strength of clay brick fired at reduced temperature with the aid of corn cob and waste glass. *Construction and Building Materials* **369**, 130547
- Milu, S., Hashem, A., Payel, S. and Hasan, A. (2022). Leather buffing dust in brick production: Solid waste management in tanneries. *Case Studies in Construction Materials* **17**, e01625
- Moujoud, Z., Harrati, A., Manni, A., Naim, A., El Bouari, A. and Tanane, O. (2023). Study of fired clay bricks with coconut shell waste as a renewable pore-forming agent: Technological, mechanical, and thermal properties. *Journal of Building Engineering* **68**, 106107
- Muñoz-Pérez, S.P., Delgado-Sánchez, J.L. y Facundo-Peña, L.E. (2021). Elaboración de ladrillos ecológicos en muros no estructurales: una revisión. *Cultura Científica y Tecnológica* **18**(1), 1-9
- Ordieres, R. and Cultrone, G. (2022). Technical quality of solid bricks made using clayey earth with added coffee grounds and fly ash. *Construction and Building Materials* **341**, 127757
- Orjuela, I., Paredes, M. y Velasco, E. (2018). Desarrollo de ladrillos a base de polietileno y poripropileno reciclado: Efecto del tiempo y temperatura de preparación. *Memorias del IV Simposio de Materiales Poliméricos*, Cali, Colombia, 25-27
- Padmalosan, P., Vanitha, S., Sampath Kumar, V., Anish, M., Tiwari, R. and Singh Yadav, A. (2023). An investigation on the use of waste materials from industrial processes in clay brick production. *Materials Today: Proceedings*. doi.org/10.1016/j.matpr.2023.01.238
- Ponce-Palafox, C., Carrillo, J. y López-Montelongo, A. (2020). Fabricación de ladrillos con polvo-residuo de mármol en México. Propiedades físicas y mecánicas del polvo-residuo de mármol de la provincia de la Comarca Lagunera, en México. *Revista de Arquitectura* **22**(2), 106-113
- Rahman, Z.A., Saleh, N.M.M., Idris, W.M.R. and Lihan, T.

	de cenizas	simple, kg/cm ²
C	0	50.54
ME-1	3	54.97
ME-2	6	57.73
ME-3	9	60.43

(2019). Thermal effect on mechanical characteristics of drinking water sludge brick incorporated with Rice Husk Ash. *Sains Malaysiana* 48(11), 2541-2549

Roldán, W. y Soto, J. (2018). Evaluación técnica de albañilería de bloques con adiciones puzolánicas. *Obras y Proyectos* 24, 13-20

Sarabia-Guarín, A., Sánchez-Molina, J. and Bermúdez-Carrillo, J.C. (2021). Effect of use residual sludge from watertreatment plants as a partial substitute for clay for refractory bricks production. *Revista UIS Ingenierías* 20(1), 11-22

Thakur, A., Kasilingam, S. and Singh A.P. (2022). Evaluation of concrete bricks with crumb rubber and polypropylene fibres under impact loading. *Construction and Building Materials* 315, 125752

Valera-Rivera, J., Fernandez-Baqueiro, L., Alcocer-Canche, R., Ricalde-Jimenez, J. and Chim-May, R. (2018). Shear and flexural behavior of autoclaved aerated concrete confined masonry walls. *ACI Structural Journal* 115(5), 1453-1462

Wahane, A., Dwivedi, S. and Bajaj, D. (2023). Effect in mechanical and physical properties of bricks due to addition of waste polyethylene terephthalate. *Materials Today: Proceedings* 74(4), 916-922

Wahab, R.A.A., Mohammad, M., Mazlan, M., Yaki, A.N.A., Bahari, N.S.S., Fadzli, S.N.A.M., Zahanis, Z.H.B. and Zaid, M.H.M. (2023). Study on the physical and mechanical properties of low energy consumption fired industrial waste clay bricks from eggshells and rice husks. *Materials Today: Proceedings* 75(1), 79-83

Systematic review of the most relevant competencies for projects managers in the construction industry

Revisión sistemática de las competencias más relevantes para los directores de proyectos en la industria de la construcción

DOI: <https://doi.org/10.21703/0718-2813.2024.36.3011>

Fecha de entrega: 31 de marzo 2024

Fecha de aceptación: 2 de agosto 2024

Lisset Mercado and Patrick Facelli

Universidad Nacional de San Antonio Abad del Cusco, Department of Civil Engineering, Faculty of Architecture and Civil Engineering, 08003 Cusco, Perú, 141118@unsaac.edu.pe, 150295@unsaac.edu.pe

Construction organisations are now focusing on ensuring that project managers acquire the core competencies they require to be successful in their assignments. An organisation can maximise its probabilities of consistent project success by recruiting, developing, nurturing and retaining skilled project managers. Working closely with a range of other professionals, project managers organise, plan, schedule and control work and are responsible for ensuring that the project is completed within established time and cost constraints. To manage the project professionally and successfully, a project manager must possess the necessary skills and knowledge. An extensive evaluation on the essential and relevant skills of project managers was carried out in order to analyse the most important skills. The past few decades have produced a number of investigations into the correlation between project managers' competencies and project success. As a result, competencies lists have become too extensive, and the field is in constant change; therefore, this study updates the discussion and downsizes the number of competencies to fewer, more relevant items. Communication capabilities are a necessity for a project manager to be as effective as possible. The ability to lead the team, solve problems and handle conflicts, while being result-oriented and team-oriented, are a must for project managers. To achieve project goals, a project manager needs a range of additional skills, including organisation, emotional intelligence, technical expertise and interpersonal relationship skills.

Keywords: project management, relevant competencies, construction industry, communication, organisation

Las empresas constructoras se están enfocando en garantizar que los gerentes de proyectos adquieran las competencias principales que necesitan para tener éxito en sus labores. Una empresa puede maximizar sus probabilidades de éxito permanente en sus proyectos mediante la contratación, el desarrollo, la formación y la retención de gerentes de proyectos capacitados. Al trabajar en estrecha colaboración con una variedad de otros profesionales, los gerentes de proyecto organizan, planifican, programan y controlan el trabajo y son responsables de garantizar que el proyecto se complete dentro de los límites de tiempo y costos establecidos. Para gestionar el proyecto de forma profesional y exitosa, un director de proyecto debe poseer las habilidades y conocimientos necesarios. Se llevó a cabo una evaluación exhaustiva sobre las habilidades esenciales y relevantes de los directores de proyectos con el fin de analizar las habilidades más importantes. Las últimas décadas han producido una serie de investigaciones sobre la correlación entre las competencias de los directores de proyectos y el éxito de los mismos. Como resultado, las listas de competencias se han vuelto demasiado extensas y el campo está en constante cambio; por lo tanto, este estudio actualiza la discusión y reduce el número de competencias a menos elementos y más relevantes. Las capacidades de comunicación son una necesidad para que un director de proyecto sea lo más eficaz posible. La capacidad de liderar el equipo, resolver problemas y manejar conflictos, al mismo tiempo que estar orientado a resultados y al equipo, es imprescindible para los gerentes de proyectos. Para lograr los objetivos del proyecto, un gerente de proyecto necesita una variedad de habilidades adicionales, que incluyen organización, inteligencia emocional, experiencia técnica y habilidades para las relaciones interpersonales.

Palabras clave: gestión de proyectos, competencias relevantes, industria de la construcción, comunicación, organización

Introduction

Successful construction organizations now focus on ensuring that project managers acquire the core competencies required to be successful in their assignments. According to Toney (2001), the project manager has direct influence over 34–47% of project success. Ahadzie (2007) also confirmed the industry's growing awareness of the relationship between achieving project success and the competencies of the construction project manager. Based on these studies, it is clear that project managers play an important role in determining the success of a project.

An organization can maximize its probability of consistently attaining project success by recruiting, developing, nurturing and retaining skilled project managers. Working closely with a range of other professionals, project managers organize, plan, schedule, and control the work and are responsible for getting the project completed within established time and cost limitations (Sears *et al.*, 2008). To manage the project professionally and successfully, a project manager needs to possess the required skills and knowledge.

Widespread research studies have documented managerial skills necessary for efficient project performance. Social skills, decision-making skills, problem-handling skills, ability to recognize opportunities, and management of changes as key personal attributes affecting project success have been listed (Fryer, 2004; Crisóstomo y Herrera, 2018). Given the fast-changing environment of the construction industry with challenges such as skills shortages, the rapid advancement of information and communication technologies, and the increasing prioritization of issues such as sustainability, environmental protection and climate change, the role of the project manager needs to be adapted (Hwang and Ng, 2013).

As the industry changes, project managers find themselves confronted by new issues and must undertake roles that have not traditionally been part of their responsibility (Edum-Fotwe and McCaffer, 2000). Both Ceran and Dorman (1995) and Russell *et al.* (1997) recognized the changing role of construction project managers and argued that they must supplement their traditional functions with non-engineering knowledge and skills to meet today's professional demands. Today's project manager fulfils

not only traditional roles of project management but also must manage the project in the most efficient and effective manner with respect to sustainability.

Project managers need to have competency in those areas that will have the greatest impact on successful outcomes, as well as competency in those areas that are critical to successful delivery (Crawford, 2000). The main purpose of providing a new definition is to help gain access to an improving mindset they could use as a framework (Ghorbani, 2023).

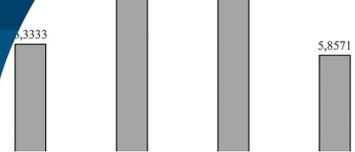
Construction project managers face complex tasks in day-to-day basis; thus, they need essential skills to manage these tasks. Projects and project-based management, delivered nationally and internationally, are of significant importance to organizations. Increasing understanding of the essential skills in project management, therefore, is of critical importance.

The past few decades have produced a number of investigations into the correlation between project managers' competencies and project success. As a result, competencies lists have become too extensive, and the field is in constant change; therefore, this study updates the discussion and downsizes the number of competencies to fewer, more relevant items.

A key significant contribution of this paper is the literature review of journals and books on project manager's skills when engaged in construction projects not sufficiently explored within the project management body of knowledge. The overall intent is to propose a set of skills that is applicable in the construction industry, highlighting and identifying the valuable skills of project managers so that the values and benefits of these skills can be adapted in current practices to successfully deliver such projects.

Methodology

The information collected was obtained from different sources such as specialized journals, books, conference proceedings and thesis about project management. The websites used for the research were Web of Science, Science Direct, Google Scholar, and Research Gate. The research was conducted on January, 2024. The key phrases used to begin the research were “project managers competencies”, “project managers skills” and “successful projects”. The



mentioned websites returned 17800 results for these key phrases. To filter the existing literature, we read the abstracts, conclusions and the keywords of each source. The papers had to be focused on the competencies of the project manager in the project's success. Additionally, the papers required to be based on surveys, experts' judgement or previous literature reviews to be considered for this work. Once the relevant literature was identified, we collected a total of 29 studies that were aligned to this work scope.

Literature review

An in-depth analysis of the existing literature on the subject of the required and relevant skills of project managers was carried out in order to produce a summary of the most important skills according to various authors.

Zimmerer and Yasin (1998) stated that organizational effectiveness requires project managers to combine their technical competency with the ability to develop and display leadership. The results clearly and unequivocally identify negative leadership as the cause of project failure (Czuchry and Yasin, 2003). Therefore, organizational effectiveness requires project managers to combine their technical competency with the application of proven project management tools that support project planning and control, and the need to practice leadership skills that are compatible with the internal motivation of the project team and externally compatible with client focus strategies. The abilities that a project manager needs to develop are: team building, communication, high self-esteem, results focused, trustful, goal setter, demonstration of respect, flexibility for changes, team player and employee developer.

The development of construction project managers and how they maintain their professional skills in a changing construction business environment have been presented by Edum-Fotwe and McCaffer (2000) and Aggiag (2005). It identifies the general knowledge and skill elements that are perceived as essential for developing project management competency through a survey of project managers in the construction industry. The primary knowledge and skill elements for developing PM competency are: technical skill (planning and scheduling, basic technical knowledge in own field), managerial skill (leadership, delegation,

negotiation, decision making, motivation and promotion, team working), financial skill (establishing budgets, reporting systems), legal skills (drafting contracts), communication skill (presentation, general and business correspondence), general skills (chairing meetings) (European Construction Institute, 2011).

Bedingfield and Thal (2008) concluded that personality is a predictor of Project Manager (PM) success. After surveying students in Defence Acquisition University courses by collecting Big Five personality data on the Best and Least Successful PMs they have known, analysis was conducted using difference of the means tests and by building a hierarchical model. In particular, a difference of the means *t*-test between Good and Least Successful PMs indicates both Conscientiousness ($n = 34, t = 3.719, p = 0.001$) and Openness ($n = 34, t = 3.438, p = 0.002$) are positive predictors. While Emotional Stability was not significant in the hierarchical model, Emotional Stability did demonstrate significance in the difference of the means test. As a result, the relationship between personality and PM success was more clearly described. The most important subfactors are: competence, order, dutifulness, achievement striving, self-discipline, deliberation, creativity and curiosity.

Geoghegan and Dulewicz (2008) found that there are 10 leadership dimensions that correlate leadership dimensions and project success through a Leadership Dimensions Questionnaire. These findings highlight a link between managerial competencies and project success. The Managerial leadership dimensions seem to play a significant role in influencing or affecting project success. According to Dulewicz and Higgs (2000), emotional intelligence can explain variations in the performance of managers and other staff. This research found that both managerial and emotional/social competencies could explain variations in project success. Therefore, identifying such relationships provides a possible project improvement model where increased capability in a leadership dimension can lead to increase success in project's implementation. The leadership dimensions are resource management, empowerment, development, motivation, critical analysis, influence, self-awareness and sensitivity. Sunindijo and Zou (2011) reviewed sixteen previous studies on essential skills from the general management, project management

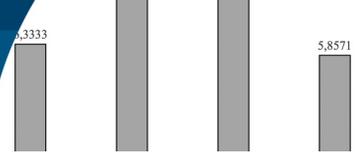
and construction project management literature. Then, a new set of essential skills namely conceptual, human, political, and technical skill (CHPT construct) was proposed for construction project managers to achieve project success. A key contribution of this research is the inclusion of political skill as one of essential skills for construction project managers (Ballesteros-Sánchez *et al.*, 2019).

This research argues that there are three components that form the conceptual skill construct namely visioning, scoping, and integration. There are three vital components of human skill construct namely emotional intelligence, interpersonal skill, and leadership. Ferris *et al.* (2007) proposed four key dimensions of the political skill construct namely social astuteness, interpersonal influence, networking ability, apparent sincerity. Finally, there are six technical skills essential for construction project managers as follow: scheduling, budgeting and cost management, quality management, document and contract administration, risk management and procurement management. Nixon *et al.* (2012) explored how performance of leadership in project management determines project outcomes. They concluded that project managers need to prioritize training in leadership skills, and the need for continuous professional improvement to enhance leadership outcomes. Furthermore, since leadership is a leading behavioural trait exhibited in effective managers, it is entirely plausible that leadership performance, and lack of performance management, can be a significant cause in project success or failure. A successful project manager needs to develop his or her leadership, self-confidence, technical knowledge, problem-solving ability, results orientation, energy and initiative, perspective, communication and negotiating ability.

Chipulu *et al.* (2013) explored the key competences employers require from PMs across multiple industry sectors and the salience placed on each dimension by different sectors. They found that industry puts more weight on generic skills than project management knowledge/expertise. They also concluded that there is demand in industry for PMs with “managerial skills” who are able to manage not only complex project environments but are also commercially aware, i.e., have the capacity to manage (on behalf of the organization) threats and opportunities

presented by the business environment outside projects. The abilities that a project manager needs to develop are: technical skills, communication, team managing, leadership, budgets management, risk management, planning, quality management, experience, drive difficult work and flexibility. Creasy and Anantatmula (2013) researched the scope of personality dimensions and their subsequent effects on project success and, second, considers dimensions heretofore not explored within the project management body of knowledge. They posited that a project manager’s extent of communication apprehension, degree of innovativeness, level of self-monitoring, conflict management style, degree of change orientation and Myers - Briggs (MBTI) personality type can affect project outcomes. Additionally, they conjectured those organizational dynamics such as structure, incentive systems, and organizational project management maturity can moderate the relationship between these personality dimensions and project success.

The relationship between behavioural and managerial competency profiles of Project Managers (PMs) and project success has been examined in a holistic approach using a structured questionnaire by Trivellas and Drimoussis (2013). Fifteen critical behavioural competency elements were taken into account (leadership, engagement and motivation, self-control, assertiveness, relaxation, openness, creativity, results orientation, efficiency, consultation, negotiation, conflict and crisis, reliability, values appreciation, ethics). Results reveal that PMs equipped with a broader competency repertoire characterized by high levels of behavioural, managerial and emotional competencies enjoy greater project’s success. Hwang and Ng (2013) aimed to identify challenges faced by project managers who execute green construction projects and to determine the critical knowledge areas and skills that are necessary to respond to such challenges. Having carried out a comprehensive literature review on the essential knowledge and skills required for competent project managers who execute green projects, 20 knowledge and skill areas were selected and a total of 52 completed survey questionnaires were received, tabulated and analysed. The most important skills that are required to mitigate the challenges in managing green construction projects are decision-making, delegation, analytical, team



working, problem-solving and leadership skills.

Giraldo *et al.* (2013) developed a study to describe and evaluate the characteristics (educational background, training, skills, and experience) that make up the project manager profile in the construction sector in Bogotá, Colombia. This study is based on a project management literature review, expert interviews and surveys with a group of 153 project managers in the construction sector, and comparisons between them. Leadership is the most important skill and characteristic recognized by the project managers interviewed, followed by ethics, decision making, analytical skills, and teamwork. Zhang *et al.* (2013) focused on “soft” skills, especially social competencies in the construction context. This study has adopted a well-established competency model from human resource management theories as a basis for the theoretical framework to examine the social competencies of construction project managers. This led to the development of a model via the use of a structural equation modelling approach. Four dimensions of social competencies for construction project managers were identified, i.e., working with others, stakeholder management, leading others, and social awareness. Among these soft skills, working with others (conflict management, teamwork and cooperation) and leading others (interpersonal understanding, inspirational leadership) were perceived comparatively more important than other social competencies. Ahsan *et al.* (2013) addressed the competencies organizations use through project manager job advertisements. They developed a list of project manager job competencies; break down the competency components into knowledge, skills, and abilities; and conduct a comparative analysis of the use of these competencies. They examined the online contents of 762 project manager job advertisements in the public domain. Analysis shows that industry job advertisements emphasize “soft skills” and competencies in a manner different than that in the literature. Additionally, differences are found across countries and among industries. Enterprises are mostly looking for project managers with good ‘communication’ skills that cover sub-categories such as reporting, presenting, relations management, and interpersonal skills. Technical skill and Stakeholder Management were identified as the second and third most sought after competency.

Montequin *et al.* (2015) carried out by means of a survey addressed to project management practitioners of different countries. This questionnaire was developed based on Jung’s personality theory. Seventy-eight responses were collected from project managers with a minimum experience of 3 or more years in different fields or industries. Out of these data, it was concluded that most successful project managers have common core traits as extroversion, rational judging and structured behaviours. The preferred managerial profile for successful project managers (i.e., practitioners who most frequently obtain successful results in the projects they manage) would be an individual who possesses a high-level and long-term view, is a fair and firm person, makes decisions in a logical and objective way, is extroverted and sociable, prefers structured environments and keeping the control over situations (e.g., over the scope, trying to freeze it and avoid scope creeping). Differences by project field and years of experience were also accounted for further categorization and research.

Sunindijo (2015) has tested 16 skill components of four skills of effective project managers (conceptual, human, political, and technical skills) to determine their influence on improving project performance in terms of time, cost, and quality. A self-assessed questionnaire was used to assess the skill components of 107 project managers. The questionnaire items were developed based on literature review or adopted from previous studies. The findings show that interpersonal influence has positive impact on project time performance; emotional intelligence, interpersonal skill, apparent sincerity, and budgeting influence project cost performance; and visioning, emotional intelligence, interpersonal skill, transformational leadership, interpersonal influence, apparent sincerity, quality management, and document and contract administration influence project quality performance. Nijhuis *et al.* (2015) developed a taxonomy for project management competences. Two taxonomies appear to be fit to be used in an augmented form for classifying project management competences: the hyperdimensional taxonomy (Tett *et al.*, 2000) and the open systems taxonomy (Shrivastava, 2007). They argued that the hyperdimensional taxonomy shows a better fit for the purpose of their work. The resulting taxonomy can be used to compare and aggregate

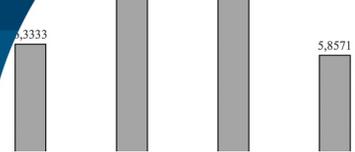
recent research for instance in identifying key educational challenges. The abilities that a project manager needs to develop are: problem awareness, decision making, directing, planning, coordination, monitoring, initiative, cooperation assertiveness, customer focus, trustworthiness, creative thinking, stress management, communication.

A model of construction project managers' competencies in Poland was proposed by Dziekoński (2017). The model included factors related to the project manager's attributes and could serve as a reference in the development of an integrated approach to the management of construction projects. The results showed a relationship between personal skills, knowledge and abilities of construction engineers on managing capability. These results enabled the identification of four factors affecting the construction project managers' competency: basic managerial skills, interpersonal abilities supporting managerial skills, emotional intelligence, and formal skills. Successful project managers need to develop their intellect, creativity, stress-dealing, teamwork, decisiveness, impact-assess, establish contacts, formulate goals, communication, organize work, motivation, assertiveness, self-confidence, integrity, competence, goals-focusing, negotiation, solve conflicts, manage scope, time and cost, confident, empathic, flexibility, capacity. Maqbool *et al.* (2017) examined the relationship and impact of construction project managers' emotional intelligence (EI), managerial competencies, and transformational leadership style on project success. The results show that project managers with high emotional intelligence who bear the desired competencies and exhibit transformational leadership behaviour are effective leaders and ensure higher success in projects than their counterparts, as they not only understand their own emotions but those of others, and manage their own and others' emotions in the appropriate way. Thus, the success of a project is not just all about state-of-the-art equipment or the latest inventions, but it is also about people and their behaviours as well as competencies, which are the main driving forces behind success. Successful project managers need to develop their self-awareness and emotional intelligence.

Gruden and Stare (2018) carried out a quantitative survey to identify the importance and influence of competencies on efficient project performance. The following behavioural competencies were found to be the most

important competencies for effective project performance: assertiveness (influencing the duration and work hours), relaxation (costs), and consultation (work hours). Leadership was also not shown to be the most important competency in the regression analysis of the influence of competencies on efficient project realization. The competencies that a project manager needs to develop are: engagement and motivation, self-control, assertiveness, relaxation, openness, creativity, results orientation, efficiency and consultation. Sang *et al.* (2018) evaluated project manager competency for green construction by means of a literature review and a focus group meeting. A questionnaire survey was implemented for data collection and a total of 262 responses were collected. Leadership and organization (co-operation, engaging communication, teamwork, conflict management), target management (resource management, financial management, risk management), and emotional intelligence (interpersonal skills, emotional control ability, *guanxi* management) of project managers are considered to be important factors that affect green construction performance. Alvarenga *et al.* (2019) defined the project managers' most important competencies to project success in a traditional universe of competencies present in the literature and investigate the correlation among the competencies and the underlying groups of competencies. Their results show that communication, commitment and leadership appeared at the top 3 aspects in terms of relevance. The top 10 attributes include decision making, team work, negotiation, conflict management, customer relationship, interpersonal relationship and time management. Their multivariate analysis identified seven groups of competencies – self-management, interpersonal, communication, technical, productivity, managerial and leadership, and the latter showed the highest eigenvalue and variance. Their study group pointed out theoretical implications, such as the growing focus on soft competencies, but also practical aspects, such as the need of an update on project management education to fill the gap between education and the real world.

The relationship between the three dimensions of leadership competencies was examined by Podgórska and Pichlak (2019), which refer to the competency school by Higgs and Dulewicz (2003) and impact on project success



as well as the moderating influence of project type. First, the obtained results support the importance of the personal characteristics, skills and knowledge of managers for the purpose of project success. The study shows that leaders' actions are crucial in terms of promoting effective cooperation within the project team and are considered as a response to the growing requirements of projects. Second, the analysis shows the relationship between project manager's leadership and project success for different types of projects. The outcomes of these analyses prove that project manager should be flexible and must be able to adopt appropriate leadership style for the purpose of a project type. The most important competencies are: conscientiousness, resource management, motivation, sensitivity, results achievement and communication. Zulkiffli and Latiffi (2019a,b) aimed to identify the project manager's leadership skills in the pre-construction phase of sustainable construction projects. Based on the literature, eight appropriate leadership skills for project managers in pre-construction phase of sustainable construction project are identified as follows: communication skills, motivation skill, decision-making and problem-solving skills, conflict management skill, delegation skill, planning and goal-setting skills, team building skill, negotiation skills. Moradi *et al.* (2020a) aimed at studying possible discrepancies between results of 381 previous studies and four standards of practice on project managers' competencies, and identifying relevant competencies of different project types based on previous studies.

According to the gained results, it can be concluded that there are certain discrepancies between the research-based results and standards of practice. Those discrepancies include commonly existing/missing competencies; uneven priority of some competencies in the view of researchers' versus standards of practice; uneven degree of consensus on the importance of competencies; and research results are more context-oriented than the standards of practice. It looks possible that partial explanation of this is relating to differences in understandings the competency concept itself.

Communication, leadership, teamwork and cooperation, flexibility, problem solving, goal orientation, developing others, impact and influence, stakeholder management, cost management, and resource management were identified

as project managers' key competencies. Development of a synthesized list of project managers' 98 competencies is another main result of this study. Also, it was found that 68 out of those 98 competencies can be classified as weighty competencies with respect of their appearance and likely importance for the success of project (Moradi *et al.*, 2020a).

According to the investigation of Li *et al.* (2020), the results indicate that international project manager competences can be understood from an efficiency-effectiveness-oriented perspective and an input-output-focused perspective. The study used archival data to investigate international project manager competences. The data set consists of the reports that described the project experiences of 26 international project managers nominated by China International Contractors Association (CHINCA). Mixed methods were adopted to analyse the data set. Four competence sets are identified, including fundamental knowledge and skills (expert knowledge, decision-making ability), goals-oriented competences (cost control, schedule management), uncertainty and change management competences (routinization, change and claim management, proactive planning, risk management), and stakeholder management competences (team building and development, third-party management, dedication, communication skills, localization management). Moradi *et al.* (2020b) presented an investigation that aimed to evaluate project managers' competencies in collaborative construction projects in Finland through a human behavioural approach, where project managers' everyday work was the main source for understanding the competencies of relevance. Accordingly, a web-based questionnaire and semi-structured interviews were used for data collection from the case projects. Based on the gained data, project managers' behaviours were analysed, and consequently, their specific competencies were identified. Findings of this study propose 10 core competencies for project managers in collaborative construction projects, e.g., group capabilities, language proficiency, stress tolerance (management), flexibility, relationship building, leadership, maintaining order, achievement orientation, and understanding others. Additionally, a set of 7 supportive competencies (supplementary for core competencies) of project managers were found to be emotional awareness,

communication, innovativeness, developing others, initiative, organizational savvy, and management (Moradi, 2021).

Project manager's skills framework (PMSF) required in improving complex construction projects in Kuwait was presented by Alshammari *et al.* (2020). The potential skills for project managers consist of 23 elements. It was found that skills such as teamwork, effective communication with staff and contractors, and effective resource management, effective planning and training, risk management are some of the important factors.

According to the PMBOK Guide (PMI, 2021), leadership skills are useful for all project team members whether the project team is operating in an environment with a centralized authority or a shared leadership environment. The following sections describe some of the traits and activities associated with leadership and project management: establishing and maintaining vision, critical thinking, motivation, interpersonal skills (emotional intelligence, decision-making, conflict management). Ahmadi Eftekhari *et al.* (2022) assessed the relationship between project manager competencies and project complexity. The study identified 41 competencies within project complexity, with these grouped under the following 10 dimensions: project management (PM) knowledge; management skills; interpersonal skills and attributes; professionalism; expertise; emotional skills; contextual skills; influencing skills; team working; and cognitive skills. According to this research, the top 10 competencies are: leadership; planning skills; results orientation; experience; motivating the project team; problem solving; technical expertise; integration management; change management; and uncertainties management. Blom *et al.* (2023) stated that project manager competence is a crucial factor in the successful management of projects, and a specific set of personal attributes is necessary for project managers to possess. The study identifies personal attributes and leadership styles suitable for different levels of project complexity and lifecycle stages. The research findings support the need for a balanced leadership approach and a positive association between project manager competence and project management success. The most important attributes that they found are: ability to deal with pressure, decisiveness, proactivity, honesty, sense of responsibility,

self-confidence, maturity, foresight, innovation and energy.

Research phases

Web of Science, Science Direct, Google Scholar, and Research Gate databases were chosen to find relevant previous studies in the subject of project managers' competencies. The following keywords were used for searching: "project managers competencies", "project managers skills" and "successful projects". The search ended up in 29 relevant papers after excluding irrelevant papers based on analysis of abstracts and full texts. The analysis of those resulted in a master list (a matrix of competencies with their references). Next, the competencies in this list were studied further by grouping those having clear equivalence. Analysing those papers led to identifying mentioned competencies of project managers in the previous studies (Table 1). Following, their frequency of appearance provided the basis for their ranking (Table 2). Additionally, a new categorization of project managers' weighty competencies was developed (Table 3). This was developed for structuring weighty competencies and it includes five groups (technical abilities, coping abilities, social abilities, management abilities and values). A comparison was made in terms of the meaning and skill match between the project managers' weighty competencies identified in this study. Project managers' competencies of relevance for different project types or contexts were identified based on the literature study.

Discussion

Twenty-nine scientific articles have been analysed on the subject of the skills needed for a project manager in order to have successful projects. From all the literature reviewed, the most relevant competencies for project managers have been identified and classified, which have been summarised in detail in the Table 1.

The most relevant competences have been ordered according to the number of repetitions found in the literature. Table 2 shows that Communication competence is the most frequent with 19 repetitions, followed by Leadership with 18 repetitions, Problem solving/Conflict management with 16 repetitions, Result oriented abilities with 15 repetitions and Teamwork with 13 repetitions.

Table 1: (a) Project managers' competencies for successful projects.

N°	Author	Competencies												
		Competence / Technical expertise	Document and contract administration	Critical thinking	Deal with stress	Decisiveness / Decision making	Pro-activeness / Initiative	Sense of responsibility / Commitment	Foresight / Vision	Innovation	Endurance / Perseverance	Order / Organization	Results oriented	Emotional intelligence
1	Zimmerer & Yasin (1998)											X	X	
2	Edum-Fotwe & McCaffer (2000)	X	X			X					X			X
3	Bedingfield & Thal (2008)	X				X		X			X	X	X	
4	Geoghegan & Dulewicz (2008)			X								X	X	X
5	Nixon <i>et al.</i> (2012)	X					X		X		X	X		
6	Chipulu <i>et al.</i> (2013)	X									X			
7	Creasy & Anantamula (2013)								X					
8	Trivellas & Drimoussis (2013)			X		X		X	X	X	X	X	X	X
9	Hwang & Ng (2013)	X				X								
10	González <i>et al.</i> (2013)	X				X								
11	Zhang <i>et al.</i> (2013)													
12	Ahsan <i>et al.</i> (2013)	X	X											
13	Montequin <i>et al.</i> (2015)			X				X						
14	Sunindijo (2015)		X					X					X	
15	Nijhuis <i>et al.</i> (2015)					X	X				X	X		X
16	Dziekoński (2017)	X			X	X			X		X	X		X
17	Maqbool <i>et al.</i> (2017)												X	
18	Gruden & Stare (2018)								X			X		X
19	Sang <i>et al.</i> (2018)												X	
20	Alvarenga <i>et al.</i> (2019)	X				X	X	X	X		X	X	X	
21	Podgórska & Pichlak (2019)			X				X			X		X	X
22	Zulkiffli & Latiffi (2019)					X					X	X		X
23	Moradi <i>et al.</i> (2020a)											X		
24	Moradi <i>et al.</i> (2020b)				X		X		X		X	X	X	
25	Alshammari <i>et al.</i> (2020)										X			
26	Li <i>et al.</i> (2020)	X				X		X			X	X		
27	PMI (2021)			X		X			X				X	X
28	Ahmadi Eftekhari <i>et al.</i> (2022)	X									X	X		
29	Blom <i>et al.</i> (2023)				X	X	X	X	X	X			X	

Table 1: (b) Project managers' competencies for successful projects.

N°	Author	Competencies												
		Flexibility	Communication	Interpersonal relationship	Leadership	Teamwork	Team builder	Negotiation	Delegation	Problem solving /Conflict management	Resource management	Change management	Cost management	Risk management
1	Zimmerer & Yasin (1998)	X	X	X	X		X							
2	Edum-Fotwe & McCaffer (2000)		X		X	X		X	X				X	
3	Bedingfield & Thal (2008)									X				
4	Geoghegan & Dulewicz (2008)				X			X		X	X			
5	Nixon <i>et al.</i> (2012)		X		X			X		X				
6	Chipulu <i>et al.</i> (2013)	X	X		X	X				X			X	X
7	Creasy & Anantatmula (2013)		X							X		X		
8	Trivellas & Drimoussis (2013)	X	X	X	X	X		X	X	X		X		
9	Hwang & Ng (2013)				X	X			X	X				
10	González <i>et al.</i> (2013)				X	X								
11	Zhang <i>et al.</i> (2013)			X	X	X				X				
12	Ahsan <i>et al.</i> (2013)		X	X										
13	Montequin <i>et al.</i> (2015)		X											
14	Sunindijo (2015)		X	X	X								X	X
15	Nijhuis <i>et al.</i> (2015)				X	X			X	X				
16	Dziedoński (2017)	X	X	X	X	X		X		X				
17	Maqbool <i>et al.</i> (2017)													
18	Gruden & Stare (2018)	X	X											
19	Sang <i>et al.</i> (2018)		X	X	X	X				X	X		X	X
20	Alvarenga <i>et al.</i> (2019)	X	X	X	X	X		X	X	X				
21	Podgórska & Pichlak (2019)		X		X						X			
22	Zulkiffli & Latiffi (2019)		X				X	X	X	X				
23	Moradi <i>et al.</i> (2020a)	X	X		X	X				X	X		X	
24	Moradi <i>et al.</i> (2020b)	X	X	X	X	X								
25	Alshammari <i>et al.</i> (2020)		X			X					X			X
26	Li <i>et al.</i> (2020)		X				X					X	X	X
27	PMI (2021)									X				
28	Ahmadi Eftekhari <i>et al.</i> (2022)				X		X			X		X		X
29	Blom <i>et al.</i> (2023)													

Table 1: (c) Project managers' competencies for successful projects (continuation).

Nº	Author	Competencies							
		Stakeholder management	Reliability	Ethics	Justice	Loyalty	Empathy	Self-confidence	Self-discipline
1	Zimmerer & Yasin (1998)		X				X		
2	Edum-Fotwe & McCaffer (2000)								
3	Bedingfield & Thal (2008)				X	X	X		X
4	Geoghegan & Dulewicz (2008)						X		
5	Nixon <i>et al.</i> (2012)							X	
6	Chipulu <i>et al.</i> (2013)								
7	Creasy & Anantatmula (2013)								X
8	Trivellas & Drimoussis (2013)		X	X			X	X	X
9	Hwang & Ng (2013)								
10	González <i>et al.</i> (2013)			X					
11	Zhang <i>et al.</i> (2013)								
12	Ahsan <i>et al.</i> (2013)	X							
13	Montequin <i>et al.</i> (2015)				X				
14	Sunindijo (2015)								
15	Nijhuis <i>et al.</i> (2015)								
16	Dziekoński (2017)			X			X		X
17	Maqbool <i>et al.</i> (2017)								
18	Gruden & Stare (2018)		X	X			X		
19	Sang <i>et al.</i> (2018)								
20	Alvarenga <i>et al.</i> (2019)					X			
21	Podgórska & Pichlak (2019)						X		
22	Zulkiffli & Latiffi (2019)								
23	Moradi <i>et al.</i> (2020a)	X							
24	Moradi <i>et al.</i> (2020b)								
25	Alshammari <i>et al.</i> (2020)								
26	Li <i>et al.</i> (2020)	X							
27	PMI (2021)								
28	Ahmadi Eftekhari <i>et al.</i> (2022)								
29	Blom <i>et al.</i> (2023)			X	X	X	X	X	

These skills are followed by Decisiveness/Decision-making, Order/Organisation and Emotional intelligence, all with 12 repetitions.

The competences identified above were grouped according to their affinity into five groups, which are Technical abilities, Coping abilities, Social abilities, Management abilities and Values. The competences were ordered

within the group according to the number of repetitions as analysed in the literature. Table 3 shows the details of the grouping of the competences with their respective number of repetitions.

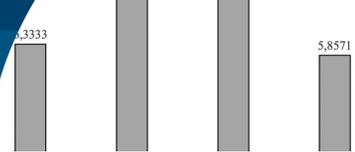
The Competence/Technical expertise is the most relevant competence among the Technical abilities. The competencies of Result oriented, Decisiveness/Decision-

Table 2: Project management competencies ordered by number of repetitions.

Competency	Number of repetitions
Communication	19
Leadership	18
Problem solving /Conflict management	16
Results oriented	15
Teamwork	13
Decisiveness /Decision-making	12
Order / Organization	12
Emotional intelligence	12
Competence / Technical expertise	11
Interpersonal relationship	9
Motivation	9
Flexibility	8
Foresight / Vision	8
Empathy	8
Negotiation	7
Delegation	6
Innovation	6
Sense of responsibility / Commitment	6
Cost management	6
Risk management	5
Endurance / Perseverance	5
Pro-activeness / Initiative	5
Resource management	5
Ethics	5
Critical thinking	5
Change management	4
Team builder	4
Self-discipline	4
Deal with Stress	3
Document and contract administration	3
Stakeholder management	3
Reliability	3
Justice	3
Loyalty	3
Self-confidence	3
Quality management	2

Table 3: Project management competencies ordered by number of repetitions depending on their group of belonging.

Group	Competency	Number of repetitions	
Technical abilities	Competence / Technical expertise	11	
	Critical thinking	5	
	Document and contract administration	3	
Coping abilities	Results oriented	15	
	Decisiveness /Decision-making	12	
	Order / Organization	12	
	Emotional intelligence	12	
	Motivation	9	
	Foresight / Vision	8	
	Flexibility	8	
	Sense of responsibility / Commitment	6	
	Innovation	6	
	Pro-activeness / Initiative	5	
	Endurance / Perseverance	5	
	Deal with stress	3	
	Social abilities	Communication	19
		Leadership	18
Teamwork		13	
Interpersonal relationship		9	
Negotiation		7	
Delegation		6	
Team builder		4	
Management abilities	Problem solving /Conflict management	16	
	Cost management	6	
	Resource management	5	
	Risk management	5	
	Change management	4	
	Stakeholder management	3	
	Quality management	2	
Values	Empathy	8	
	Ethics	5	
	Self-discipline	4	
	Reliability	3	
	Justice	3	
	Loyalty	3	
	Self-confidence	3	



making, Order/Organization and Emotional intelligence are the most relevant competencies among the Coping abilities. Communication, Leadership and Teamwork are the most relevant competencies among the Social abilities. Problem solving/Conflict management is the most relevant competence among the Management abilities. Finally, Empathy and Ethics are the most relevant competencies among the Values.

The five groups of competences are shown in the following bar chart in Figure 1 with the respective weighted average value considering the number of repetitions of the individual competences that are part of each group. It can be observed that the Social abilities' group is the most relevant among the five groups of project managers' competencies, followed by the Coping and the Technical abilities.

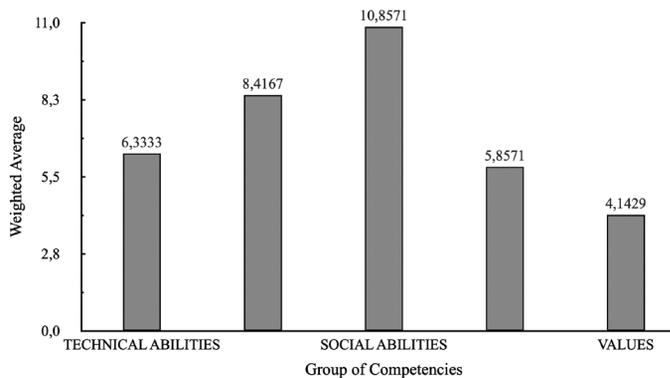


Figure 1: Weighted average importance of project managers' competencies according to their grouping

Result interpretation

Although a project manager requires to develop most of the competencies that were shown in the tables and diagrams, some abilities are more valued than others. According to the analysis, the Social abilities' group is the most relevant among the five groups of project managers' competencies. The ability of communication is the most frequent with 19 repetitions, followed by Leadership with 18 repetitions, Problem solving/Conflict management with 16 repetitions, Result oriented abilities with 15 repetitions and Teamwork with 13 repetitions. These skills are followed by Decisiveness/Decision-making, Order/Organisation and Emotional intelligence, all with 12 repetitions. Additionally, coping abilities are the second

most relevant competencies. The abilities to deal with different situations and scenarios bring a project manager the abilities to solve them in an optimal manner. It can also be observed that for a project's success, the project manager's technical expertise is not the most important. His or her communicating abilities and leadership are more valued to accomplish the project's goals.

Conclusion

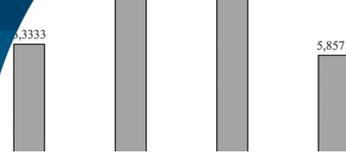
A project manager should have the capability to make a contribution in a leading role as well as managing, mentoring, and facilitating roles. To enhance his or her competitiveness, this study examined and identified the essential skills required to be a competent project manager of construction projects, and to improve organisations' recruitment of project managers. Communication competence is a necessity for a project manager to be as efficacious as possible. The capability to lead the team, solving problems and managing conflicts, and yet result oriented abilities and teamwork are a must for project managers. To fulfil the projects' objectives, an additional range of skills are needed for a project manager including organization, emotional intelligence, technical expertise and interpersonal relationship. The results confirm a growing trend toward soft skills and reinforce the need for an update on project management education to fill the gap between theory and practice. This study serves as a sound foundation for future studies by providing a starting point and a clear direction to explore. Each skill and even each component could be explored to investigate its impact towards the achievement of project objectives in different project stages. It is also important to identify the most important skill to achieve successful project outcomes at different project stages.

References

- Aggiag, M.A. (2005). *The impact of client attributes on project success: a study of UK public construction projects*. Doctoral thesis, University of Northumbria at Newcastle, UK
- Ahadzie, D.K. (2007). *A model for predicting the performance of project managers in mass house building projects in Ghana*. PhD thesis, University of Wolverhampton, UK

- Ahmadi Eftekhari, N., Mani, S., Bakhshi, J. and Mani, S. (2022). Project manager competencies for dealing with socio-technical complexity: A grounded theory construction. *Systems* 10(5), 161
- Ahsan, K., Ho, M. and Khan, S. (2013). Recruiting project managers: A comparative analysis of competencies and recruitment signals from job advertisements. *Project Management Journal* 44(5), 36–54
- Alshammari, F., Yahya, K. and Haron, Z.B. (2020). Project manager's skills for improving the performance of complex projects in Kuwait construction industry: A review. *IOP Conference Series: Materials Science and Engineering* 713(1), 012041
- Alvarenga, J.C., Branco, R.R., Guedes, A.L.A., Soares, C.A.P. and Silva, W.S. (2019). The project manager core competencies to project success. *International Journal of Managing Projects in Business* 13(2), 277–292
- Ballesteros-Sánchez, L., Ortiz-Marcos, I. and Rodríguez-Rivero, R. (2019). The impact of executive coaching on project managers' personal competencies. *Project Management Journal* 50(3), 306–321
- Bedingfield, J.D. and Thal, A.E. (2008). Project manager personality as a factor for success. *Portland International Conference on Management of Engineering & Technology PICMET*, 1303–1314
- Blom, T., Steyn, H. and Bond-Barnard, T.J. (2023). The role of project manager competence in project management success: the case of a utility company. *South African Journal of Industrial Engineering* 34(1), 143-154
- Ceran, T. and Dorman, A.A. (1995). The complete project manager. *Journal of Architectural Engineering* 1(2), 67–72
- Chipulu, M., Neoh, J.G., Ojiako, U. and Williams, T. (2013). A multidimensional analysis of project manager competences. *IEEE Transactions on Engineering Management* 60(3), 506–517
- Crawford, L. (2000). Profiling the competent project manager. *Project Management Research at the Turn of the Millennium. Research Conference 2000*. Paris, France. Project Management Institute PMI, USA
- Creasy, T. and Anantatmula, V.S. (2013). From every direction – how personality traits and dimensions of project managers can conceptually affect project success. *Project Management Journal* 44(6), 36–51
- Crisóstomo, A. y Herrera, R.F. (2018). Metodología de toma de decisiones para la selección de subcontratos en la industria de la construcción. *Obras y Proyectos* 24, 28-40
- Czuchry, A.J. and Yasin, M.M. (2003). Managing the project management process. *Industrial Management & Data Systems* 103(1), 39–46
- Dulewicz, V. and Higgs, M. (2000). Emotional intelligence – A review and evaluation study. *Journal of Managerial Psychology* 15(4), 341–372
- Dziekoński, K. (2017). Project managers' competencies model for construction industry in Poland. *Procedia Engineering* 182, 174–181
- Edum-Fotwe, F.T. and McCaffer, R. (2000). Developing project management competency: perspectives from the construction industry. *International Journal of Project Management* 18(2), 111–124
- European Construction Institute (2011). Organisational project management competency frameworks. European Construction Institute. Loughborough, UK
- Ferris, G.R., Treadway, D.C., Perrewé, P.L., Brouer, R.L., Douglas, C. and Lux, S. (2007). Political skill in organizations. *Journal of Management* 33(3), 290–320
- Fryer, B.G. (2004). *The practice of construction management*. Wiley-Blackwell, Oxford, UK.
- Geoghegan, L. and Dulewicz, V. (2008). Do project managers' leadership competencies contribute to project success? *Project Management Journal* 39(4), 58–67
- Ghorbani, A. (2023). A review of successful construction project managers' competencies and leadership profile. *Journal of Rehabilitation in Civil Engineering* 11(1), 76–95
- Giraldo, G.E., Pulido, G.H. and Leal, C.A. (2013). Project manager profile characterization in the construction sector in Bogotá, Colombia. *Project Management Journal* 44(6), 68–93
- Gruden, N. and Stare, A. (2018). The influence of behavioral competencies on project performance. *Project Management Journal* 49(3), 98–109
- Higgs, M. and Dulewicz, S.V. (2003). The design of a new instrument to assess leadership dimensions and styles. Henley Working Paper Series HWP 0311, University of Reading, UK

- Hwang, B.G. and Ng, W.J. (2013). Project management knowledge and skills for green construction: Overcoming challenges. *International Journal of Project Management* **31**(2), 272–284
- Li, Y., Sun, T., Shou, Y. and Sun, H. (2020). What makes a competent international project manager in emerging and developing countries? *Project Management Journal* **51**(2), 181–198
- Maqbool, R., Sudong, Y., Manzoor, N. and Rashid, Y. (2017). The impact of emotional intelligence, project managers' competencies, and transformational leadership on project success: An empirical perspective. *Project Management Journal* **48**(3), 58–75
- Montequin, V.R., Nieto, A.G., Ortega, F. and Villanueva, J. (2015). Managerial style profiles of successful project managers: A survey. *Procedia Computer Science* **64**, 55–62
- Moradi, S. (2021). *Project managers' competencies in collaborative construction projects* Academic dissertation, Tampere University, Finland
- Moradi, S., Kähkönen, K. and Aaltonen, K. (2020a). Comparison of research and industry views on project managers' competencies. *International Journal of Managing Projects in Business* **13**(3), 543–572
- Moradi, S., Kähkönen, K. and Aaltonen, K. (2020b). Project managers' competencies in collaborative construction projects. *Buildings* **10**(3), 50
- Nijhuis, S.A., Vrijhoef, R. and Kessels, J.W.M. (2015). Towards a taxonomy for project management competences. *Procedia - Social and Behavioral Sciences* **194**, 181–191
- Nixon, P., Harrington, M. and Parker, D. (2012). Leadership performance is significant to project success or failure: a critical analysis. *International Journal of Productivity and Performance Management* **61**(2), 204–216
- Podgórska, M., and Pichlak, M. (2019). Analysis of project managers' leadership competencies: Project success relation: what are the competencies of polish project leaders? *International Journal of Managing Projects in Business* **12**(4), 869–887
- PMI (2021). *The standard for project management and a guide to the project management body of knowledge (PMBOK guide)*. 7th edition. Project Management Institute, Inc. USA
- Russell, J.S., Jaselskis, E.J. and Lawrence, S.P. (1997). Continuous assessment of project performance. *Journal of Construction Engineering and Management* **123**(1), 64–71
- Sang, P., Liu, J., Zhang, L., Zheng, L., Yao, H. and Wang, Y. (2018). Effects of project manager competency on green construction performance: The Chinese context. *Sustainability* **10**(10), 3406
- Sears, S.K., Sears, G.A. and Clough, R.H. (2008). *Construction project management: A practical guide to field construction management*. 5th ed., Wiley, Hoboken NJ, USA
- Shrivastava, S. (2007). *Towards a new taxonomy of managerial competence: an open systems perspective*. PhD thesis, Swinburne University of Technology, Melbourne, Australia
- Sunindijo, R.Y. (2015). Project manager skills for improving project performance. *International Journal of Business Performance Management* **16**(1), 67-83
- Sunindijo, R.Y. and Zou, P.X.W. (2011). CHPT construct: essential skills for construction project managers. *International Journal of Project Organisation and Management* **3**(2), 139-163
- Tett, R.P., Guterman, H.A., Bleier, A. and Murphy, P.J. (2000). Development and content validation of a “hyperdimensional” taxonomy of managerial competence. *Human Performance* **13**(3), 205–251
- Toney, F. (2001). *The superior project manager. Global competency standards and best practices*. CRC Press, Boca Raton, USA
- Trivellas, P. and Drimoussis, C. (2013). Investigating leadership styles, behavioural and managerial competency profiles of successful project managers in Greece. *Procedia - Social and Behavioral Sciences* **73**, 692–700
- Zhang, F., Zuo, J. and Zillante, G. (2013). Identification and evaluation of the key social competencies for Chinese construction project managers. *International Journal of Project Management* **31**(5), 748–759
- Zimmerer, T.W. and Yasin, M.M. (1998). A leadership profile of American project managers. *Project Management Journal* **29**(1), 31–38



Zulkiffli, N.A. and Latiffi, A.A. (2019a). Review on project manager's leadership skills in the pre-construction phase of sustainable construction projects. *MATEC Web of Conferences* **266**, 01011

Zulkiffli, N.A. and Latiffi, A.A. (2019b). A review on purposes of project manager's leadership skills in pre-construction phase of sustainable construction projects. *Journal of Building Performance* **10**(2), 37–44

Evaluación del costo de viviendas sociales por nuevas normativas o leyes en los últimos 20 años

Cost evaluation of social housing by new regulations in the last 20 years

DOI: <https://doi.org/10.21703/0718-2813.2024.36.3012>

Fecha de entrega: 15 de abril 2024

Fecha de aceptación: 10 de septiembre 2024

Guillermo Bustamante, Pamela Conteras y Joaquín Valdés

Universidad Católica de la Santísima Concepción, Departamento de Ingeniería Civil, Alonso de Ribera 2850, Casilla 297, Concepción, Chile, gbustamante@ucsc.cl, pconteras@ing.ucsc.cl, jvaldesr@ing.ucsc.cl

Este trabajo busca poner en evidencia el alza en el costo de viviendas sociales por nuevas normativas o leyes en los últimos 20 años. Es por ello que se eligen normas y leyes que tienen un porcentaje significativo de influencia sobre el costo directo de la construcción. Posteriormente, se estudia cada ley y norma identificando en el presupuesto general las partidas que son afectadas, se modifican estas partidas y se comparan con las originales para ver si aumenta el costo directo de la construcción. Este aumento se traduce a porcentajes, que luego son aplicados al costo base de cada conjunto de viviendas para saber cuánto es lo que varía dicho costo. Este proceso se hace en un presupuesto de 228 casas que se construyeron en la región del Bío Bío y en un condominio de 5 edificios de la región del Ñuble. Esto se evalúa y se compara a su vez con el monto del subsidio habitacional entregado por el SERVIU. Adicionalmente, se considera un análisis de los subsidios que han sido entregados a las familias vulnerables de Chile en los últimos 20 años. Evaluando los tipos de subsidios que se entregan a cada región, cuáles son los montos entregados a cada familia y cuántos subsidios se entregan en las regiones de estudio.

Palabras clave: normas, leyes, subsidios, viviendas sociales

This work seeks to highlight the increase in the cost of social housing due to new regulations and laws in the last 20 years. For this reason, norms and laws that have a significant percentage of the direct cost of construction were chosen. Subsequently, each law and regulation is studied by identifying in the general budget the items that are affected, modifying these items and comparing them with the original ones to see if the direct cost of construction increases. This increase is translated into percentages, which are then applied to the base cost of each housing complex to see how much the cost varies. This process is done on a budget of 228 houses that were built in the Bío Bío region and in a condominium of 5 buildings in the Ñuble region. This is evaluated and compared with the amount of the housing subsidy provided by SERVIU. Additionally, an analysis of the subsidies that have been provided to vulnerable families in Chile in the last 20 years is considered. Finally, the types of subsidies that are given to each region, what are the amounts given to each family and how many subsidies are given in the study regions are evaluated.

Keywords: norms, laws, subsidies, social housing

Introducción

Las modificaciones que han experimentado las normas y leyes a lo largo de los años tienen como objetivo garantizar el desarrollo óptimo de la construcción, ayudando a mejorar la calidad, la seguridad y la competitividad industrial. Esto asegura las necesidades básicas de las personas para hacer efectivo el derecho a una vivienda digna. Aun cuando se sabe que son necesarias, es importante discutir cuanto impactan estas modificaciones a los costos de las nuevas construcciones. Específicamente, las construcciones de

viviendas sociales, que vienen a solucionar parte del déficit habitacional que afecta principalmente a las familias más vulnerables de Chile.

Si bien hay múltiples factores que explican el alza en el precio de las viviendas, desde el punto de vista normativo se busca explicar los principales cambios que han tenido las siguientes normas y leyes: Plan de prevención y descontaminación atmosférica para las comunas de Concepción (D41, 2006; D15, 2015; D6, 2018), Ley de

accesibilidad universal (Ley 20422, 2010), Ley de ductos (Ley 20808, 2015), Diseño sísmico de edificios (NCh433, 2009; DS60, 2011; DS61, 2011), Aportes al espacio público y mitigaciones directas (Ley 20958, 2020).

Y así, dar a conocer cuál es el costo asociado de estas normas y leyes en el presupuesto general de la construcción de un loteo de viviendas individuales y uno de edificios. Proporcionando información relevante sobre los costos asociados ante estas nuevas iniciativas.

Finalmente, indicar que desde el año 2013 al 2024 el incremento de soluciones habitacionales subieron de 11000 a 12000. Sin embargo, el costo aumentó en un 55%, donde están incluidos los costos asociados a los aspectos legales estudiados en este artículo.

Metodología

Se busca investigar como las nuevas normativas y leyes que han sido publicadas en los últimos 20 años afectan directamente el costo de una construcción, sea una construcción de edificios o de casas destinadas principalmente a los sectores más vulnerables de Chile. Esto, con el fin de generar una comparación entre los aumentos de los costos y los beneficios entregados por parte del estado.

Así, se recolectan en primer lugar los montos asignados en los subsidios habitacionales que fueron entregados entre el año 2003 y 2023 por cada mandato presidencial, según la encuesta Casen (Caracterización Socioeconómica Nacional). Todo esto, con el fin de visualizar y analizar cuántos subsidios son entregados, cuáles son los montos y cuáles son los más influyentes en sectores vulnerables del país. La Encuesta Casen es realizada por el Ministerio de Desarrollo Social con el objetivo de poner a disposición información de los hogares y la población de cada región de Chile. Por lo tanto, se debe evaluar la ubicación geográfica de las viviendas sociales a estudiar e identificar el subsidio asignado en cada proyecto para comparar posteriormente.

Una vez recolectada la información, se evalúan las características de las viviendas sociales por medio de los presupuestos entregados por la Cámara Chilena de la Construcción (CChC). Esto implica evaluar la superficie de construcción, los costos asociados a las partidas de obras: preliminares, gruesa, terminaciones, instalaciones, urbanización, etc. Y considerar el costo directo de cada

una de las partidas. Luego, a partir de distintas fuentes de información se seleccionan las principales normas y leyes a evaluar, se obtienen los documentos en el Instituto de la Construcción y finalmente son aplicadas a cada proyecto habitacional. Los proyectos habitacionales corresponden a Construcción en Nuevos Terrenos (CNT) y fueron adquiridos por las familias beneficiarias por medio de postulaciones grupales en el Servicio de Vivienda y Urbanismo (SERVIU).

Descripción del proyecto CASO 1

Se considera como base un condominio de viviendas aisladas de 47 m² situada en la región del Bío Bío, que cuenta con una distribución de 2 niveles. El primer piso cuenta con una cocina-estar, un comedor y un baño que están construidos principalmente de albañilería y madera, mientras que el segundo piso tiene 2 dormitorios construidos únicamente de madera. Cada inmueble se emplaza en un sitio de 223 m² y es adquirido a través del subsidio habitacional fondo solidario de elección de vivienda. Este megaproyecto contempla la construcción de 228 casas con distintas características, pero que comparten equipamiento: sede comunitaria de 96 m², áreas verdes, obras complementarias y la urbanización del terreno en que se emplazan las viviendas. En la Tabla 1 se presentan detalles del tipo de vivienda que conforma el megaproyecto habitacional.

Tabla 1: Características de las 228 viviendas.

Tipo de vivienda	Superficie construida, m ²	Cantidad
Vivienda aislada (Caso 1)	47.06	199
Vivienda pareada ampliada	59.14	12
Vivienda pareada para discapacitados	57.96	8
Vivienda aislada para discapacitados	55.55	7
Vivienda pareada ampliada para discapacitados	65.99	2

CASO 2

En el segundo caso, se evalúa un condominio que cuenta con 5 edificios de 5 pisos cada uno, construidos principalmente de hormigón armado y situado en la región del Ñuble. Cada departamento cuenta con una superficie



de 62 m², que considera: cocina-estar, logia, comedor, baño y 2 dormitorios. Además del equipamiento como una sala multiuso, áreas verdes y recreacionales, obras complementarias y la urbanización del terreno. El proyecto habitacional contempló la construcción de 100 viviendas, las que fueron adquiridas a través del subsidio habitacional fondo solidario de elección de vivienda, al igual que el proyecto anterior. Entre las 100 viviendas, solo 5 de ellas estaban destinadas a personas con discapacidad.

Subsidio habitacional

Los subsidios habitacionales entregados a los sectores vulnerables de Chile permiten a familias que no son dueñas de una vivienda y que tienen una necesidad habitacional, comprar una vivienda sin deuda hipotecaria, integrándose a la nómina de proyectos habitacionales del SERVIU. Durante los años se han implementado políticas públicas que han ido mejorando considerablemente la ayuda estatal tanto en la zona urbana como en zonas rurales. Generando subsidios que aseguren la calidad e integración de las familias beneficiarias. En la Figura 1 se observa la ponderación de cada subsidio habitacional entregado en la región del Bío Bío. Donde el subsidio Fondo Solidario de Vivienda DS174 (2005) ha sido entregado con mayor frecuencia durante los últimos 20 años, destacando que la mayor cantidad de viviendas entregadas fue durante los años 2003 y 2013. Luego lo sigue el Fondo Solidario de Elección de Vivienda DS49 (2011) con un 31% el cual es entregado desde el año 2012 (ver Figura 2) en adelante, superando al DS174 (2005) desde el año 2014 hasta la actualidad con la entrega mayor de viviendas

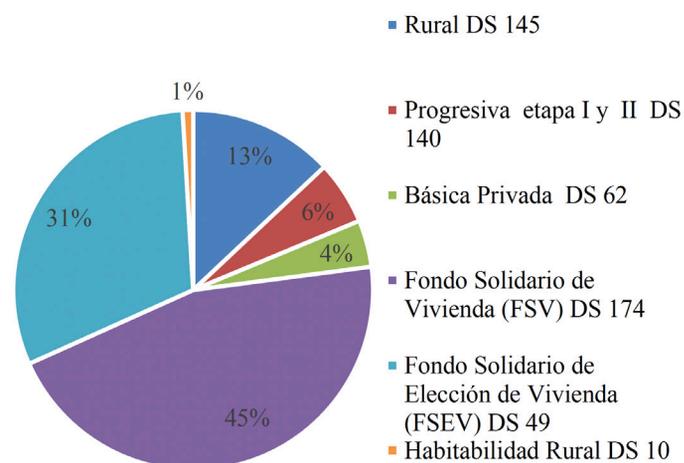


Figura 1: Subsidios habitacionales entregados en los últimos 20 años a los sectores vulnerables de la región del Bío Bío

Los montos asignados varían con el transcurso de los años, por tanto, se obtiene un promedio de los subsidios con mayor cantidad de viviendas entregadas (ver Figura 3). En el Caso 1 que corresponde a la construcción de viviendas en el año 2020, se considera un subsidio de 851.4 UF por vivienda que corresponde al Fondo Solidario de Elección de Vivienda (FSEV) DS49 (2011).

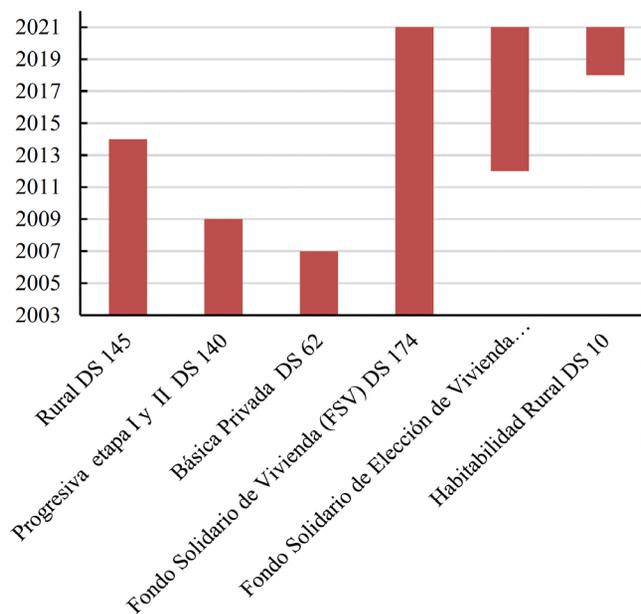


Figura 2: Años (activos) en que fueron entregados los distintos subsidios habitacionales en la región del Bío Bío

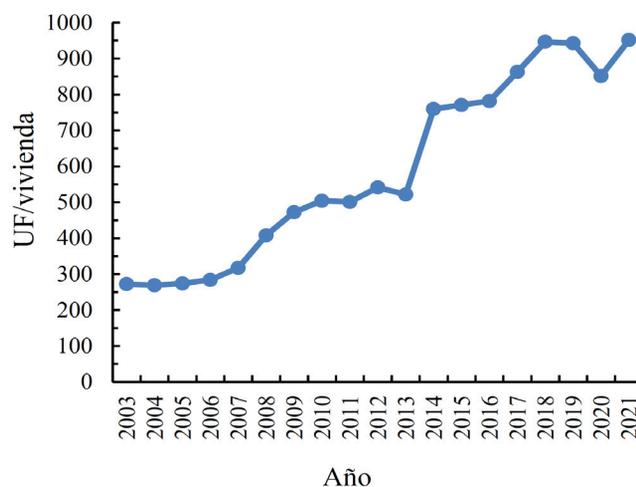


Figura 3: Montos de los subsidios habitacionales en UF/vivienda entregados en los últimos 20 años a los sectores vulnerables de la región del Bío Bío

En la región de Ñuble solo se obtienen datos concretos desde el año 2019 en adelante por parte del MINVU (ver Figura 4), por lo tanto, a modo de trabajar con datos reales solo se consideran los últimos 4 años.



Figura 4: Datos faltantes en la entrega de subsidios habitacionales en la región del Ñuble

Al igual que en la región del Bío Bío, Ñuble cuenta con mayor entrega de subsidio habitacional Fondo Solidario de Elección de Vivienda (FSEV) DS49 (2005) en los últimos 4 años (Figura 5) y como el Caso 2 en estudio corresponde a la construcción de departamentos en el año 2022, se va a considerar un subsidio habitacional promedio de 1110.1 UF por vivienda.

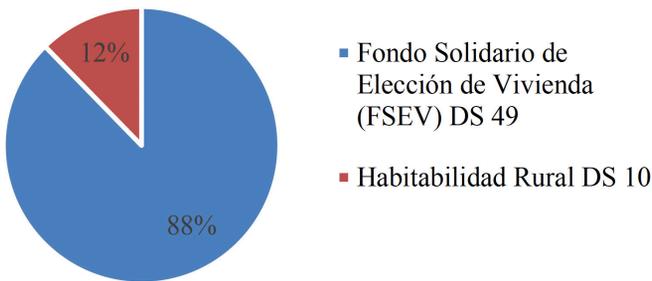


Figura 5: Subsidios habitacionales entregados entre los años 2018 y 2022 a los sectores vulnerables de la región del Ñuble

Selección de normativas y leyes

A continuación, se mencionan en la Figura 6 las normas y leyes que fueron seleccionadas y se describen brevemente.



Figura 6: Leyes y normas seleccionadas

Plan de prevención y descontaminación atmosférica para las comunas de Concepción

El D6 (2018) busca cumplir con la norma de calidad ambiental por material particulado fino $MP_{2.5}$ y grueso MP_{10} en un plazo de 10 años, en las localidades de Lota, Coronel, San Pedro de la Paz, Hualqui, Chiguayante, Concepción, Penco, Tomé, Hualpén y Talcahuano, con el fin de resguardar la salud de la población. A lo largo de los años se ha observado que uno de los principales problemas en la calidad del aire de las comunas de Concepción es la alta concentración de material particulado. Entre los meses de otoño e invierno se alcanzan los niveles más altos de $MP_{2.5}$, mientras que en primavera y verano aumenta la concentración de MP_{10} . Esto se atribuye principalmente a la calefacción domiciliar que lidera con un 59% de concentración en el aire, seguido por las fuentes estacionarias con un 34%, el transporte con un 5% y las quemaduras agrícolas y forestales con un 2% según lo que indica la (IEA, 2023).

Por ello, una de las medidas que considera el Ministerio del Medio Ambiente para el control de emisiones asociadas a la calefacción domiciliar es regular el mejoramiento térmico de las viviendas. Esto quiere decir que la construcción de nuevas viviendas debe considerar la aislación térmica en el techo, muros y piso, acreditando que las medidas aislantes que sean utilizadas disminuyan el riesgo de condensación superficial e intersticial. Lo mismo ocurre con la implementación de puertas y ventanas, que deberán contar con cierto grado de estanqueidad al viento según su orientación y valor de transmitancia térmica. Las viviendas deberán contar además con un sistema de ventilación que garantice la calidad del aire interior. El sistema de ventilación deberá considerar sistemas mecánicos de extracción del aire con control de higrostatos en baños y cocina, pudiendo ser las entradas de aire natural o mecánica.

Ley de accesibilidad universal

El objetivo de esta ley es asegurar el derecho a la igualdad de oportunidades de las personas con discapacidad, obteniendo su plena inclusión social, asegurando el disfrute de sus derechos y eliminando cualquier forma de discriminación fundada en la discapacidad. Para ello,



toda construcción nueva deberá ser accesible y utilizable en forma autovalente y sin dificultad por personas con discapacidad, especialmente por aquellas con movilidad reducida, debiendo considerar ciertas características en las siguientes instalaciones:

- Ruta accesible: los edificios y casas deben contemplar una ruta accesible que conecte el espacio público con todos los accesos de la vivienda. La norma establece exigencias de ancho de puertas de acceso, puertas interiores, anchos de la ruta accesible, anchos de pasillos, desniveles y áreas frente a escaleras.
- Rampas: se establecen requisitos de pendientes máximas, anchos, largos, cambios de dirección, resaltes de borde y barandas.
- Ascensores: presenta requisitos referidos a dimensiones interiores de la cabina, ancho de puerta, botones de comando y numeración, pasamanos interiores, espejos interiores, señales audibles, tiempos de detención, mecanismos de prevención de cierre de puertas y separación entre el piso de la cabina y el piso de llegada. También se refiere este punto a las plataformas elevadoras y salva escaleras.
- Puertas de ingreso: define condiciones definidas de ancho libre de paso, resistencia al impacto, sistema de apertura. Incluye puertas interiores de las viviendas.
- Mesón de atención al público: define el diseño en ancho, altura, área libre bajo el mesón en altura y profundidad, para permitir el desplazamiento de una silla de ruedas. También se indican requisitos para accesos que cuenten con torniquetes o barreras.
- Servicios higiénicos: deben cumplir con condiciones de diseño en acceso, tipo de puerta, sentido de apertura de la puerta, distribución y tipo de artefactos sanitarios, dimensiones de artefactos y distancia a muros, espacio de transferencia lateral, simbolización y accesorios de baño.

Ley de ductos

La ley de ductos llega a promover y regular el uso compartido de la infraestructura de telecomunicaciones en loteos (Figura 7), edificios y condominios (Figura 8). Con el fin de permitir la libre elección en los servicios de TV,

cable, internet y telefonía por medio de una Red Interna de Telecomunicaciones (RIT) que se compone de los siguientes elementos: 1) cámara de acceso, 2) canalización externa, 3) caja o cámara de paso, 4) canalización de enlace superior e inferior, 5) Sala de Operaciones de Telecomunicaciones Inferior (SOTI) y Superior (SOTS), 6) canalización troncal, 7) cajas o cámaras de distribución, 8) sistema de captación de señal (en edificios es responsabilidad de la constructora), 9) canalización lateral, 10) caja de terminación de red, 11) canalización interna de usuario, 12) caja de conexión de usuario y 13) conexión de usuario.

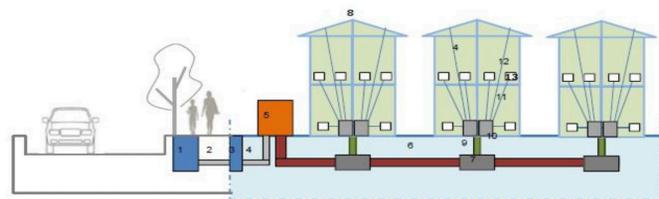


Figura 7: Esquema RIT en loteos con sus respectivos componentes (Ley 20808, 2015).

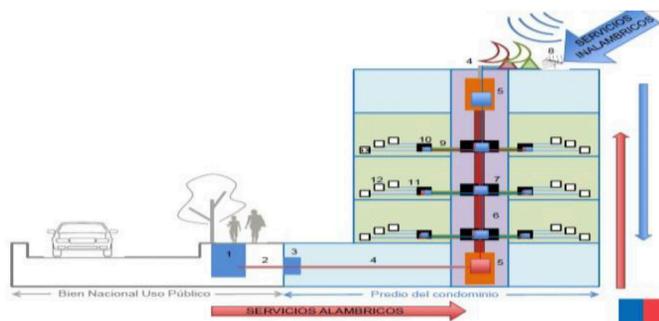


Figura 8: Esquema RIT en edificios o condominios con sus respectivos componentes (Ley 20808, 2015)

Diseño sísmico y diseño de hormigón armado

Como consecuencia del terremoto del 27 de febrero de 2010 surgieron avances normativos que se vinculan directamente al diseño sísmico de una construcción y al diseño y cálculo de hormigón armado. Específicamente se implementa el Decreto Supremo 61 (DS61, 2011) que interviene directamente con las normas de Estudio de mecánica de suelos (NCh1508, 2014) y Diseño sísmico de edificios (NCh433, 2009). Y se crea el Decreto Supremo 60 (DS60, 2011) que reemplaza la norma NCh430 (2008), redimensionando los espesores de los muros de hormigón

armado y cambiando a su vez la densidad requerida en armaduras.

La primera modificación se ve reflejada en el título de las Tablas 2 y 3 que pasa de ser “Calicatas de investigación” a “Puntos de exploración”, es decir, esta última asegura la exploración de suelos cuando la napa freática sea elevada o se requiera alcanzar mayores profundidades. Otra diferencia que se observa es la cantidad de puntos de exploración, que desde los 10001 m² aumentan en comparación con la NCh1508 (2008).

Posteriormente, se crean mejoras en la NCh433 (2009) con respecto a los espectros de diseño y la clasificación de los suelos, incluyendo recomendaciones sobre la evolución del daño sísmico y su reparación. La nueva clasificación sísmica incorpora dos tipos más de suelos, que corresponden al Tipo C: Suelo denso o firme y Tipo F: Suelos especiales.

Tabla 2: Número mínimo de calicatas de investigación para profundidades de hasta 4 m (NCh1508, 2008)

Superficie a explorar, m ²	Cantidad de puntos de exploración
Hasta 500	2
De 501 a 1000	3
De 1001 a 2000	4
De 2001 a 5000	5
De 5001 a 10000	6
Más de 10000	Según lo indicado por el profesional competente, con un mínimo de 7.

Tabla 3: Número mínimo de puntos de exploración para profundidades de hasta 4 m según norma NCh1508 (2014)

Superficie a explorar, m ²	Cantidad de puntos de exploración
Hasta 500	2
De 501 a 1000	3
De 1001 a 2000	4
De 2001 a 5000	5
De 5001 a 10000	6
De 10001 a 20000	8
De 20001 a 30000	10
Para más de 30000	Según lo indicado por el profesional competente, con un mínimo de 12.

En cuanto al DS61 (2011), se ha optado por centrar la

clasificación sísmica del terreno en un parámetro de rigidez a bajas deformaciones de los estratos superiores del subsuelo, correspondiente a la velocidad de propagación de ondas de corte promedio de los 30 m superiores del terreno (V_{s30}). Esto se mide por medio de ensayos de tipo downhole, crosshole o sonda de suspensión; o a partir de mediciones geofísicas de ondas superficiales Rayleigh con el fin de obtener los perfiles ortogonales correspondientes.

Aportes al espacio público

Para finalizar con la selección de normativas y leyes, se eligió la ley 20958 (2020) que posee principios básicos aplicables a las mitigaciones directas y aportes al espacio público, tales como:

- **Universalidad:** todos los proyectos inmobiliarios públicos y privados deberán mitigar y/o aportar conforme a las reglas que establece la ley.
- **Proporcionalidad:** las mitigaciones deberán ser equivalentes a las externalidades efectivamente generadas por el proyecto, y no se harán cargo de los déficits históricos de infraestructura. Los aportes se ajustarán a la densidad y al destino del proyecto.
- **Predictibilidad:** las mitigaciones y aportes se calcularán según métodos objetivos y en base a procedimientos y plazos predefinidos y estandarizados. Se velará porque puedan conocerse en forma oportuna las obras y aportes que se exigirán.

Los proyectos que conlleven crecimiento urbano por densificación deberán dar cumplimiento a un aporte en dinero o un aporte equivalente al evalúo fiscal del porcentaje de terreno a ceder a la municipalidad. Los aportes que se realicen en dinero serán destinados a la ejecución de un Plan Comunal de Inversiones en Infraestructura y Espacio Público, que contemplará proyectos, obras y medidas incluidas en los instrumentos de planificación territorial, priorizando condiciones de conectividad, accesibilidad, operación y movilidad. Las ciudades conformadas por más de una comuna contarán con un Plan Intercomunal de Inversiones en Infraestructura y Espacio Público. Donde al menos un 40% de lo recaudado anualmente por cada municipio deberá destinarse a la ejecución de obras incluidas en el plan intercomunal. El otro 60% será destinado a obras comunales. A continuación, en la Figura



9 se puede observar cada etapa para llevar a cabo el cálculo del % a ceder o aportar.

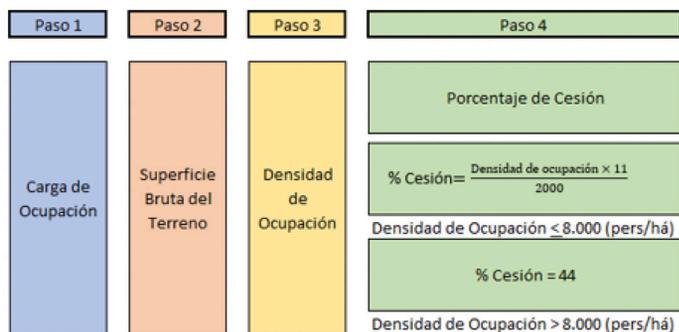


Figura 9: Procedimiento de cálculo para porcentajes de cesión de terreno o aporte en dinero

Tabla 4: Tabla de carga de ocupación (artículo 4.2.4 de la Ordenanza General de Urbanismo y Construcción OGUC (2024))

Destino	m ² x persona
Vivienda (superficie útil):	
Unidades de hasta 60 m ²	15
Unidades de más de 60 m ² hasta 140 m ²	20
Unidades de más de 140 m ²	30
Oficinas (superficie útil)	10
Comercio (locales en general):	
Salas de venta niveles -1, 1 y 2	3
Salas de venta en otros pisos	5
Supermercados (áreas de público)	3
Supermercados (trastienda)	15
Mercados y ferias (área de público)	1
Mercados y ferias (puestos de venta)	4
Comercio (malls):	
Locales comerciales, en niveles con acceso exterior	10
Pasillos entre locales, en niveles con acceso exterior	5
Locales comerciales, otros niveles	14
Pasillos entre locales, otros niveles	7
Patios de comida otras áreas comunes con mesas	1

En el Paso 1 (Figura 9) usamos la Tabla 4 para obtener un valor de destino ocupacional, según el destino y las unidades de viviendas que tenga cada proyecto. Para posteriormente obtener la carga de ocupación, con la siguiente fórmula:

$$\text{Carga de ocupación} = \frac{\text{Superficie de la vivienda (m}^2\text{)}}{\text{Destino ocupacional (m}^2\text{/persona)}} \quad (1)$$

En paralelo con la superficie del terreno y la superficie adyacente, se calcula la superficie bruta del terreno (Paso 2) con la siguiente fórmula:

$$\text{Sup. Bruta} = \text{Sup. Terreno} + \text{Sup. Adyacente} \quad (2)$$

Seguido lo anterior, se obtiene la densidad de ocupación (Paso 3) con la siguiente fórmula:

$$D_0 = \frac{\text{Carga de ocupación} \times 1000}{\text{Superficie bruta}} \quad (3)$$

Finalmente, como se puede observar en el Paso 4 de la Figura 9, para obtener el porcentaje de cesión solo se aplica la fórmula del artículo 2.2.5 de OGUC (2024) cuando la densidad de ocupación es menor a 8000 personas por hectárea. De lo contrario el porcentaje de cesión es de un 44% de la superficie del terreno o del evalúo fiscal del terreno.

Mitigaciones directas

Luego de la publicación de la ley “Aportes al espacio público”, se crea el Decreto Supremo N°30 (DS30, 2017) que establece que todos los proyectos de crecimiento urbano por densificación o extensión deberán declarar en el Sistema de Evaluación de Impacto de la Movilidad (SEIM) las características del proyecto, tales como: Nombre, localización, accesos, destino, superficies, número de estacionamientos, etc. Con el fin de determinar los flujos vehiculares y peatonales inducidos por el proyecto. Con esta información SEIM emitirá un certificado, dejando constancia de la estimación de flujos y si es que debe presentar un Informe de Mitigación de Impacto Vial (IMIV). El SEIM calculará el periodo de los viajes totales generados por la entrada y salida de los modos de transporte en el proyecto habitacional, para posteriormente calcular los flujos vehiculares con la cantidad de viviendas, en conformidad con las tasas establecidas en el Anexo A, Anexo B, Anexo C y Anexo D.

Una vez obtenidos los flujos vehiculares del transporte privado y de otros modos, se seleccionan los mayores valores y se clasifican según las Tablas 5 y 6 para saber

si el Informe de Mitigación de Impacto Vial (IMIV) es básico, intermedio o mayor. En el caso de los IMIV básicos el decreto no contempla cuantificación de mitigaciones directas, solo se consideran si el Informe de Mitigación de Impacto Vial (IMIV) es intermedio o mayor. Donde dependiendo del flujo vehicular, se considera el área de influencia del proyecto (Ver Anexo E) y se cuantifica el número de intersecciones a considerar.

Tabla 5: Categoría del IMIV en transporte privado.

Categoría del IMIV	Flujo vehicular en transporte privado motorizado en la temporada y periodo crítico, viajes/h
Básico	$20 \leq \text{flujo vehicular} \leq 80$
Intermedio	$80 \leq \text{flujo vehicular} \leq 250$
Mayor	flujo vehicular > 250

Tabla 6: Categoría del IMIV en viajes en otros modos.

Categoría del IMIV	Flujo de viajes en otros modos en la temporada y periodo crítico, viajes/h
Básico	$40 \leq \text{flujo de viajes} \leq 160$
Intermedio	$160 \leq \text{flujo de viajes} \leq 500$
Mayor	Flujo de viajes > 500

Aplicación de las normativas y leyes para el caso 1 y 2

A continuación, en la Tabla 7 se considera el costo directo de las viviendas antes de la implementación de las nuevas normativas y leyes.

Tabla 7: Costo directo “base” para el caso 1 y 2.

CASO 1	CASO 2
Casas	Edificios
153524.98 UF	66212.27 UF

Plan de prevención y descontaminación atmosférica para las comunas de Concepción

El presupuesto general del Caso 1 considera el DS6 (2018). Específicamente utiliza lana de vidrio como aislación térmica en paredes y cubierta, incluyendo barreras de vapor y humedad. Como se observa en la Tabla 8 el costo asociado es de 2602.09 UF, esto considerado para las 199 viviendas tipo “base”. Utiliza además un sistema de ventilación mecánica en baños y ventilación pasiva en la

cocina con un costo asociado a 1898.46 UF.

Con respecto a las puertas y ventanas, actualmente deben cumplir con la estanqueidad que propone el decreto, es decir, deben tener una mayor resistencia a la penetración de agua o aire. Para ello se hace una diferencia entre una puerta simple con una puerta maciza barnizada, y en paralelo se diferencia una ventana de aluminio con vidrio simple con una ventana termo panel de PVC. Por lo tanto, el costo total asociado al DS6 (2018) es de 4888.40 UF, lo que equivale a un aumento del 3.65% en el costo directo del loteo.

Tabla 8: Costo directo asociado al DS6 (2018) para el Caso 1

Mejora de desempeño térmico	Costo, UF
Aislación térmica, incluye barrera de humedad y vapor	2602.09
Sistema ventilación pasiva/mecánica	1898.46
Puerta exteriores	218.90
Ventanas pvc (incluye quincallería)	168.95
Precio total	4888.40

Tabla 9: Costo directo asociado al DS 6 para el Caso 2

Mejora de desempeño térmico	Costo, UF
Aislación térmica, incluye barrera de humedad y vapor	156.11
Sistema ventilación pasiva/mecánica	1507.23
Eifs (exterior insulation and finishing system)	5694.72
Puertas exteriores	150.44
Ventanas pvc (incluye quincallería)	163.23
Precio total	7671.73

Para el Caso 2, se utiliza lana mineral como aislación térmica en tabiques interiores y lana de vidrio en la cubierta. De acuerdo a la Tabla 9 el costo asociado bajó considerablemente a 156.11 UF, pero se incorpora el sistema de aislamiento térmico exterior (EIFS) con un valor de 5694.72 UF, considerado para las 5 torres. Utiliza además un sistema de ventilación mecánica en baños y ventilación pasiva en la cocina con un costo asociado a 1507.23 UF.

Con respecto a las puertas y ventanas se hace una diferencia entre una puerta simple con una puerta maciza barnizada, y en paralelo se diferencia una ventana de aluminio con vidrio simple con una ventana termo panel de aluminio. Por lo tanto, el costo total asociado al DS6 (2018) es de



7671.73 UF, lo que equivale a un aumento del 11.59% en el costo directo del condominio.

Ley de accesibilidad universal

Para la ley de accesibilidad universal, el presupuesto general incorpora el costo asociado a la construcción de viviendas para personas con discapacidad. El condominio considera 8 casas de un piso con la implementación necesaria, como: rampas de acceso a las viviendas, puertas y pasillos que permitan el desplazamiento libre de una silla de ruedas, artefactos sanitarios y accesorios como barandas, señalización y timbres. Como se visualiza en la Tabla 10, el costo de una casa para discapacitados es de 716.8 UF. Es decir, aumenta 43.44 UF en relación a una casa común. Aumentando el costo del condominio un 0.23%, es decir, el Caso 1 pasa de costar 153524.98 UF a 153872.53 UF.

Tabla 10: Costo directo asociado al D50 (2015) para el Caso 1

Vivienda	Costo, UF
Común	673.36
Para discapacitados	716.80
220 viviendas base	148138.14
8 viviendas para discapacitados	5734.39
Costo total de las casas	153872.53

En los edificios, 5 departamentos son destinados a familias con algún integrante en situación de discapacidad. Como se trata de edificios de 5 pisos no se implementan ascensores, por tanto, los departamentos del primer piso son destinados para aquellas familias. Según la Tabla 11, el costo directo de un departamento para discapacitados es de 662.12 UF, es decir, aumenta 76.93 UF en relación con un departamento común. Aumentando el valor total del condominio un 0.58%, es decir, el Caso 2 pasa de un costo directo de 66212.27 UF a 66596.92 UF.

Tabla 11: Costo directo asociado al DS50 (2015) para el Caso 2

Vivienda	Costo, UF
Departamento común	662.12
Departamento para discapacitados	739.05
95 departamentos base	62901.66
5 departamentos para discapacitados	3695.26
Costo total de los departamentos	66596.92

Ley de ductos

La ley 20808 (2015) no es considerada en el presupuesto general entregado. Basado en el trabajo de Acuña (2023), se realiza el presupuesto para el Caso 1 y 2. Al no contar con mayor información respecto al plano arquitectónico de ambos casos, se hace un supuesto en relación a toda la canalización que forma la infraestructura física de la red, considerándola despreciable en el costo directo total. En el Caso 1, como se trata de un condominio hay que contar con una cámara de acceso fuera del predio de construcción que mide 600 x 1200 x 800 mm de volumen, destinada para más de 10 casas. Luego, se contempla una sala de operaciones de telecomunicaciones única (SOTU) que reemplaza la SOTI y SOTS. El tipo de sala corresponde a un recinto de 2000 x 2300 x 2000 mm de volumen destinado para más de 48 casas. Con respecto a las cámaras de distribución y las cajas de terminación de red se instala una por vivienda. Finalizando con la instalación de 3 cajas de conexión de usuario en cada casa. A continuación, en la Tabla 12 se muestra el detalle del costo asociado a cada etapa de la infraestructura física RIT. El costo total es de 1755.33 UF, aumentando el costo base del loteo un 1.14%.

Tabla 12: Costo directo asociado a la ley 20808 (2015) para el Caso 1

Infraestructura física RIT	Cantidad	P. unitario	P. total, UF
Cámara de acceso	1	9.75	0.04
Canalización externa	-	-	0
Caja o cámara de paso	-	-	0
Canalización de enlace	-	-	0
SOTU	1	46.98	0.21
Canalización troncal	-	-	0
Cajas de distribución	228	6.09	1388.52
Canalización lateral	-	-	
Caja de terminación de red	228	1.33	303.24
Canalización interna de usuario	-	-	0
Caja de conexión de usuario	684	0.01	6.84
Conexión de usuario	-	-	0
			1755.33 UF

Para el Caso 2, al igual que antes se considera una cámara de acceso con las mismas dimensiones fuera del predio de construcción. Pero ahora la instalación de salas de

operaciones de telecomunicaciones única (SOTU) se construye por cada torre que conforma el condominio, es decir, serán 5 salas en el predio. Cabe destacar que cada torre es de 5 pisos, con 20 departamentos cada una. Por tanto, se puede hacer reemplazo de Sala de Operaciones de Telecomunicaciones Inferior (SOTI) y Superior (SOTS) por una sala de operaciones de telecomunicaciones única (SOTU). Luego se implementa una cámara de distribución por cada piso y una caja de terminación de red por cada departamento. Para finalizar con las 3 cajas de conexión de usuario por vivienda.

A continuación, en la Tabla 13 se muestra el detalle del costo asociado a cada etapa de la infraestructura física RIT. El costo total es de 532.9 UF, aumentando el costo base del condominio un 0.80%.

Tabla 13: Costo directo asociado a la ley 20808 (2015) para el Caso 2

Infraestructura física RIT	Cantidad	P. unitario	P. total, UF
Cámara de acceso	1	9.75	0.10
Canalización externa	-	-	0
Caja o cámara de paso	-	-	0
Canalización de enlace	-	-	0
SOTU	5	46.98	11.75
Canalización troncal	-	-	0
Cajas o cámaras de distribución	25	6.09	38.06
Sistemas de captación de señal	-	-	0
Canalización lateral	-	-	0
Caja de terminación de red	100	1.33	133
Canalización interna de usuario	-	-	0
Caja de conexión de usuario	300	0.01	3
Conexión de usuario	-	-	0
532.9 UF			

Diseño sísmico y diseño para hormigón armado

Los presupuestos entregados por la CChC no consideran el diseño sísmico. Por lo tanto, se considera la modificación del DS61 (2011) suponiendo que el costo directo de la construcción incluye la norma NCh1508 (2008). En la Tabla 14, se puede observar el número mínimo de puntos a explorar en el condominio, considerando un terreno de

50000 m². Según la Tabla 3 de la NCh1508 (2014), el profesional encargado puede realizar más de 12 puntos en caso de que lo estime conveniente. Lo que genera una diferencia de 5 puntos de exploración con respecto a NCh1508 (2008). Al tratarse de un megaproyecto habitacional se hacen dos ensayos de corte directo, un sondaje de 30 m de profundidad y por cada sondaje se hace un ensayo de propagación de ondas de corte (V_s) con el fin de obtener un perfil del suelo. En total, el costo asociado al DS61 (2011) es de 219.96 UF, es decir, aumenta el costo directo del condominio de 153524.98 UF a 153744.94 UF, lo que equivale a un aumento de un 0.14%.

Tabla 14: Costo directo asociado al DS61 (2011) para el Caso 1

	Cantidad	P. unitario	P. total, UF
Calicatas (incluye ensayo de clasificación)	5	8.57	42.86
Sondaje, m	30	4.57	137.10
Ensayo de onda de corte V_s	1	22.86	22.86
Ensayo corte directo	2	8.57	17.14
			219.96

En el caso del condominio, siguen siendo los mismos 5 puntos de exploración para los 4 m de profundidad en un terreno de 5000 m². Por tanto, como no existe una modificación en la normativa, no se consideran calicatas. En la Tabla 15 se puede observar que se realiza un sondaje de 30 m por cada torre, lo que implica 5 ensayos de onda de corte V_s y un ensayo de corte directo para el perfil ortogonal del suelo. En total, el costo asociado al DS61 (2011) es de 808.37 UF. Aumentando el costo base del condominio en un 1.22%.

Tabla 15: Costo directo asociado al DS61 (2011) para el Caso 2

	Cantidad	P. unitario	P. total, UF
Calicatas (incluye ensayo de clasificación)	0	8.57	0
Sondaje, m	150	4.57	685.50
Ensayo de onda de corte V_s	5	22.86	114.30
Ensayo corte directo	1	8.57	8.57
			808.37

Por otro lado, para el diseño y cálculo de hormigón armado se hace una comparación con el trabajo de Rojas (2012),



el cual se basa en mostrar el aumento de hormigón armado y acero en distintos edificios construidos en Chile según el tipo de suelo donde se ubican. Como no se tiene mayor información con respecto al tipo de suelo del proyecto (Caso 2), se va a suponer que la construcción puede estar en cualquier tipo de suelo. Por lo tanto, en primer lugar, se obtiene un promedio del número de pisos, hormigón y acero de los edificios que presentan un suelo Tipo A, B o D (ver Anexo G), considerando la norma antigua (NCh430, 2008) y actual (DS60, 2011).

Luego, se ve el aumento en hormigón y acero que provocó el cambio normativo (ver Anexo H) y se distribuye por cada piso de los edificios. Así, se puede relacionar estos aumentos con la construcción de las 5 torres (Caso 2).

Como los suelos Tipo A y B tienen mejores características, es de esperarse que la cantidad de hormigón y acero sea inferior respecto a un suelo Tipo D (ver Tabla 16). En cambio, si se diseña un edificio en un suelo más exigente (Tipo D), significa un aumento de costos considerable en el proyecto.

Cabe destacar que en el caso del acero de un suelo Tipo A, hay 1.13 ton menos que agregar, esto se debe al confinamiento, debido a la menor solicitud sísmica no es necesario agregar tanto refuerzo horizontal.

Tabla 16: Variación de hormigón y acero producto del DS60 (2011)

Tipo de suelo	Nº de pisos	Aumento de Hº, m³	Aumento de Hº, UF	Influencia en el caso 2, %	Aumento de acero, ton	Aumento de acero, UF	Influencia en el caso 2, %
A	25	19.88	50.79	0.08	-1.13	-33.76	-0.05
B	25	43.87	112.11	0.17	4.31	128.94	0.19
C	25	248.50	634.99	0.96	38.47	1150.10	1.74

Nota: se considera el caso más desfavorable para el análisis final.

Aportes al espacio público

La ley de aportes al espacio público nos lleva al plan regulador de cada comuna en donde se va a emplazar la construcción para obtener el código del área homogénea y así poder calcular el evalúo fiscal por m² del terreno. Como se observa en la Tabla 17, en el Caso 1 el terreno vale \$25600 por cada m², es decir, el terreno por vivienda es equivalente a un evalúo fiscal de \$5708800, basado en el plano de precios del Servicio Impuestos Internos (SII). Por otro lado, en el Caso 2 (Tabla 18) el terreno vale \$56479/m², es decir, el terreno por cada torre es equivalente a un

evalúo fiscal de \$56479000 y el condominio en general tendría un valor de alrededor de \$282 millones.

Tabla 17: Evalúo fiscal por m² del terreno para el Caso 1, según datos del SII

Dirección	Villarrica 98
Código del área homogénea (AH)	HBB018
Rango sup. predial, m²	90-800
Valor unitario del terreno	\$25600

Tabla 18: Evalúo fiscal por m² del terreno para el Caso 2, según datos del SII

Dirección	Florindo Lagos 436
Código del área homogénea (AH)	HmB017
Rango sup. predial, m²	80-700
Valor unitario del terreno:	\$56479

Con estos antecedentes, se considera la superficie de cada vivienda para obtener una carga de ocupación. En el Caso 1, según la Tabla 19 este valor es de 3.14 por persona y tiene una densidad de ocupación de 100.2 persona por cada hectárea. Como el monto último es inferior a 8000 persona/ha se hace uso de la fórmula del artículo 2.2.5 de la Ordenanza General de Urbanismo y Construcción (OGUC, 2024).

Tabla 19: Aporte en dinero y terreno del Caso 1

Sub. vivienda	47.06	m²	Ver Tabla 4 (4.3.5) Paso 1 (4.3.5) Paso 2 (4.3.5) Paso 3 (4.3.5) Paso 4 (4.3.5) Aporte=% de cesión x(Sup. del terreno, evaluó fiscal del terreno)
Destino ocupacional	15	m²/persona	
Carga de ocupación	3.14	persona	
Superficie adyacente	90	m²	
Sup. del terreno	223	m²	
Evaluación Fiscal del terreno	5708800	\$	
Sub bruta del terreno	313	m²	
Densidad de ocupación	100.2	persona/ha	
% de cesión	0.55	%	
Aporte en terreno	1.2	m²	
Aporte en dinero	31472	\$	
Aporte en dinero	1.1	UF	

Al tratarse de un crecimiento urbano por extensión, solo es considerado el aporte en dinero que equivale a 1.1 UF por cada casa, es decir, el proyecto habitacional en general debe entregar 250.8 UF como aporte al espacio público.



Esto es destinado a infraestructura vial y corresponde a un aumento del 0.16% del costo directo inicial de la obra.

En el Caso 2, se considera la superficie de cada departamento para obtener una carga de ocupación de 60 personas y una densidad de ocupación de 498.3 persona/ha. Como el monto último es inferior a 8000 persona/ha se hace uso de la fórmula del artículo 2.2.5 de la OGUC (2024) igual que en el caso anterior.

Por último, como se trata de un crecimiento urbano por densificación, el aporte puede ser en dinero que equivale a 54.1 UF por cada torre o en la cesión de un terreno de 27.4 m² por torre. Dicho de otro modo, el proyecto habitacional en general debe entregar 270.5 UF como aporte al espacio público o 137 m² en la cesión de un terreno. Este aporte corresponde a un aumento del 0.41% del costo directo inicial de la obra.

Tabla 20: Aporte en dinero y terreno del Caso 2

Sub. vivienda	60	m ²	Ver Tabla N°4 (4.3.5) Paso1 (4.3.5)
Destino ocupacional	20	m ² / persona	
Carga de ocupación	60	persona	
Superficie adyacente	204	m ²	
Sup. del terreno	1000	m ²	Paso 2 (4.3.5)
Evaluación fiscal del terreno	5649000	\$	
Sub Bruta del Terreno	1204	m ²	Paso 3 (4.3.5)
Densidad de ocupación	498.3	persona/ ha	
% de cesión	2.74	%	Paso 4 (4.3.5) Aporte=% de cesión x(Sup. del terreno, evaluó fiscal del terreno)
Aporte en terreno	27.4	m ²	
Aporte en dinero	1548012	\$	
Aporte en dinero	54.1	UF	

Mitigaciones directas

Para obtener las tasas de inducción de entrada y salida de un proyecto, es necesario considerar la superficie promedio de cada vivienda (SP). En el Caso 2 se considera un valor de 62 m², mientras que en el Caso 1 no es necesario el cálculo de la tasa de inducción, ya que en viviendas menores a 50 m² las tablas tienen valores constantes (Tabla 5 y 6). Estos valores, posteriormente son multiplicados por el número de viviendas de cada proyecto para obtener los flujos vehiculares de entrada y salida inducidos por

la construcción. Como se puede observar en la Tabla 21, el flujo vehicular total tanto en el transporte privado como en otros modos, es mayor en el periodo de Punta Mañana Laboral (PM-L) y Punta Tarde Laboral (PT-L). Esto implica que el transporte privado debe presentar un Informe de Mitigación de Impacto Vial (IMIV) intermedio (Tabla 5) y otros modos de transporte debe presentar un Informe de Mitigación de Impacto Vial (IMIV) básico en el Sistema de Evaluación de Impacto de la Movilidad (SEIM) (Tabla 6).

Tabla 21: Flujos vehiculares totales para el Caso 1.

Periodo	viajes/h (1)	veh/h (2)	viajes/h (3)	viajes/h (4)	viajes/h (5)	viajes/h (6)
PM-L	273.60	95.76	100.32	43.32	13.68	157.32
PMd-L	91.20	31.92	31.92	13.68	4.56	50.16
PT-L	273.60	95.76	100.32	43.32	13.68	157.32
PMd-F	91.20	31.92	31.92	13.68	4.56	50.16
PT-F	91.20	31.92	31.92	13.68	4.56	50.16

1: Total de viajes por vivienda; 2: Transporte privado; 3: Transporte público; 4: Peatones; 5: Ciclos, viajes; 6: Total de viajes en otros modos

En la Tabla 22, al igual que el caso anterior el flujo vehicular tanto en el transporte privado como en otros modos, es mayor en el periodo de Punta Mañana Laboral (PM-L) y Punta Tarde Laboral (PT- L). Esto implica que el transporte privado y otros modos del loteo deben presentar un Informe de Mitigación de Impacto Vial (IMIV) básico en el Sistema de Evaluación de Impacto de la Movilidad (SEIM) (Tabla 5 y6).

Tabla 22. Flujos vehiculares totales para el Caso 2.

Periodo	viajes/h (1)	veh/h (2)	viajes/h (3)	viajes/h (4)	viajes/h (5)	viajes/h (6)
PM-L	146.40	58.56	46.85	23.42	5.86	76.13
PMd-L	48.80	19.52	15.62	7.81	1.95	25.38
PT-L	146.40	58.56	46.85	23.42	5.86	76.13
PMd-F	48.80	19.52	15.62	7.81	1.95	25.38
PT-F	48.80	19.52	15.62	7.81	1.95	25.38

1: Total de viajes por vivienda; 2: Transporte privado; 3: Transporte público; 4: Peatones; 5: Ciclos, viajes; 6: Total de viajes en otros modos

Los IMIV amplían la ley de aportes al espacio público estableciendo de forma específica cuales deben ser estos aportes dependiendo de la envergadura del proyecto. En el Caso 2 como se trata de un IMIV básico, no se contempla



una cuantificación de mitigaciones directas y en el Caso 1, al tratarse de un proyecto con IMIV intermedio las mitigaciones directas deben estar enfocadas a la señalética del tránsito, circulación y cruces peatonales, circulación ciclista, transporte público, circulación vehicular y estacionamiento de bicicletas.

Por ello, para cuantificar el costo de las mitigaciones directas en este proyecto se hace un supuesto y se considera un presupuesto ya calculado para 2 intersecciones (ver Anexo F en Rojas, 2012). En total, el costo asociado al DS30 es de 2570.82 UF, es decir, aumenta el costo directo del conjunto de casas de 153524.98 UF a 156095.8 UF, lo que equivale a un aumento de un 1.67%. Las Figuras 10 y 11 y la Tabla 23 presentan los resultados finales de costos afectados por las normativas analizadas.

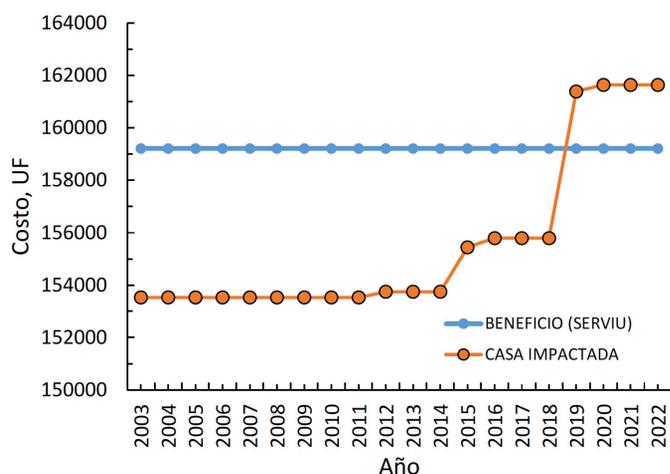


Figura 10: Comparación entre el aumento por normativas y leyes en un conjunto de 228 casas versus el monto entregado por el SERVIU

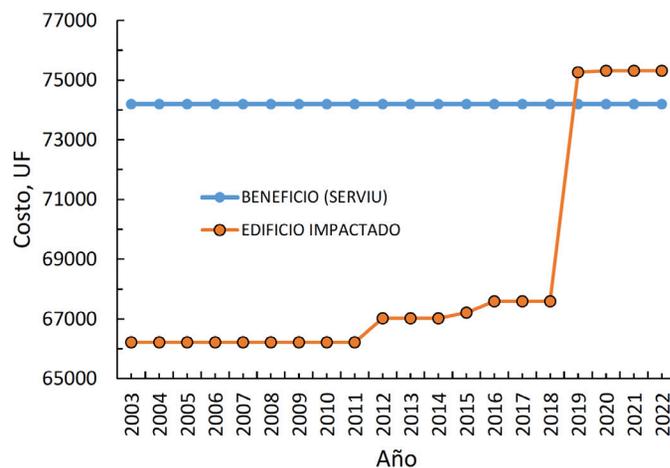


Figura 11: Comparación entre el aumento por normativas y leyes en un edificio de 100 departamentos versus el monto entregado por el SERVIU

Tabla 23: Aumento porcentual según normativa o ley

Norma/ley	Casas %	Edificios %
DS 6 Plan de prevención y descontaminación atmosférica para las comunas de Concepción	3.65	11.59
DS 50 Ley de accesibilidad universal	0.23	0.58
Ley 28808 Ley de ductos	1.14	0.80
DS60 Diseño sísmico y DS61 Diseño de hormigón armado	0.14	3.92
Ley 20958 Aporte al espacio público	0.16	0.41
DS30 Mitigación directas	1.67	-
Total	6.99	17.30

Conclusiones

De acuerdo con la investigación realizada y los resultados obtenidos anteriormente, se puede concluir lo siguiente.

El aumento según las nuevas normativas y leyes en un loteo de 228 casas es de un 6.99%, donde las normativas más significativas son: El plan de prevención y de descontaminación atmosférica para las comunas de Concepción (2018) y mitigaciones directas (2021). Según las nuevas normativas y leyes en un condominio de 100 departamentos el aumento es de un 17.3%, donde las normativas más significativas son: El plan de prevención y de descontaminación atmosférica para las comunas de Concepción (2018) con el diseño sísmico y diseño de hormigón armado (2011). La ley de ductos es inferior en este caso, ya que el proyecto tiene menos viviendas.

En el Caso 1, el costo directo final de la construcción incluyendo normativas y leyes supera al monto entregado por SERVIU en 5058.23 UF (monto SERVIU: 159211.94 UF, según presupuesto de la CChC), lo que equivale a un costo de alrededor de 145 millones de pesos. (valor promedio de la UF en el año 2020: \$28611.47).

En el Caso 2, el costo directo final de la construcción incluyendo normativas y leyes supera al monto entregado por SERVIU en 3473.38 UF (monto SERVIU: 74192.15 UF, según presupuesto de la CChC), lo que equivale a un costo de alrededor de 114 millones de pesos (valor promedio de la UF en el año 2022: \$32872.51).

Según la encuesta CASEN el subsidio entregado por vivienda en la región del Bío Bío en el año 2020 es de 851.4 UF (Figura 3) y en el Caso 1 SERVIU entrega 698.3

UF por vivienda (presupuesto entregado por la CChC). Por lo tanto, el subsidio entregado en el proyecto es inferior en 153.1 UF. Según la encuesta CASEN el subsidio entregado por vivienda en la región del Ñuble en el año 2020 es de 1110.1 UF y en el Caso 2 SERVIU entrega 741.9 UF por vivienda (presupuesto entregado por la CChC). Por lo tanto, el subsidio entregado en el proyecto es inferior en 368.2 UF.

Comentarios finales

Es importante considerar las normativas y leyes al momento de generar el presupuesto, ya que se crean con el fin de mejorar las viviendas para las familias beneficiarias de los subsidios habitacionales. También es importante destacar que la diferencia es significativa en el aumento del costo directo, lo que es preocupante. Ya que no estamos considerando la variación en los precios de los materiales, atrasos en las partidas u otras situaciones que pueden influir en los costos de la construcción. Lo cual puede ser motivo de la poca cantidad de proyectos destinados a viviendas sociales.

Referencias

Acuña, D. (2018). *Consecuencias técnicas y costos asociados a la aplicación de la ley de ductos 20808 en edificaciones del Gran Concepción*. Proyecto de título de Ingeniero Civil, Universidad Católica de la Santísima Concepción, Chile

D6 (2018). Establece plan de prevención y de descontaminación atmosférica para las comunas de Concepción Metropolitano. Ministerio del Medio Ambiente, Santiago, Chile

D15 (2015). Declara zona saturada por material particulado fino respirable $MP_{2.5}$ como concentración diaria, a las comunas de Lota, Coronel, San Pedro de la Paz, Hualqui, Chiguayante, Concepción, Penco, Tomé, Hualpén y Talcahuano. Ministerio del Medio Ambiente, Santiago, Chile

D41 (2006). Declara zona latente por material particulado respirable MP_{10} , la zona geográfica comprendida por las comunas de Lota, Coronel, San Pedro de la Paz, Hualqui, Chiguayante, Concepción, Penco, Tomé, Hualpén y Talcahuano. Ministerio Secretaría General de la Presidencia, Santiago, Chile

D49 (2011). Aprueba el reglamento del programa fondo solidario de elección de vivienda. Ministerio de Vivienda y Urbanismo MINVU, Santiago, Chile

D50 (2015). Modifica Decreto Supremo N°47, de vivienda y urbanismo, de 1992, ordenanza general de urbanismo y construcciones en el sentido de actualizar sus normas a las

disposiciones de la ley N°20422, sobre igualdad de oportunidades e inclusión social de personas con discapacidad. Ministerio de Vivienda y Urbanismo MINVU, Santiago, Chile

D174 (2005). Reglamenta programa fondo solidario de vivienda. Ministerio de Vivienda y Urbanismo MINVU, Santiago, Chile

DS61 (2012). Aprueba reglamento que fija el diseño sísmico de edificios y deroga decreto N° 117, de 2010. Decreto Supremo, Ministerio de Vivienda y Urbanismo MINVU, Santiago, Chile

DS60 (2011). Aprueba reglamento que fija los requisitos de diseño y cálculo para el hormigón armado y deroga decreto N° 118, de 2010. Decreto Supremo, Ministerio de Vivienda y Urbanismo MINVU, Santiago, Chile

DS30 (2017). Reglamento sobre mitigación de impactos al sistema de movilidad local derivados de proyectos de crecimiento urbano. Ministerio de Transporte y Telecomunicaciones, Santiago, Chile

IEA(2023). Inventario de emisiones atmosféricas del Concepción Metropolitano. Seremi del Medio Ambiente Región del Bío Bío, Concepción, Chile

Ley 20422 (2010). Establece normas sobre igualdad de oportunidades e inclusión social de personas con discapacidad. Ministerio de Planificación, Santiago, Chile

Ley 20808 (2015). Protege la libre elección en los servicios de cable, internet o telefonía. Ministerio de Transportes y Telecomunicaciones; Subsecretaría de Telecomunicaciones, Santiago, Chile

Ley 20958 (2020). Establece un sistema de aportes al espacio público. Ministerio de la Vivienda y Urbanismo, Santiago, Chile

NCh430 (2008). Hormigón armado – Requisitos de diseño y cálculo. Instituto Nacional de Normalización INN, Santiago, Chile

NCh433 (2009). Diseño sísmico de edificios. Instituto Nacional de Normalización INN, Santiago, Chile

NCh1508 (2008, 2014). Geotecnia – Estudio de mecánica de suelos. Instituto Nacional de Normalización INN, Santiago, Chile

OGUC (2024). Ordenanza general de urbanismo y construcción. Ministerio de la Vivienda y Urbanismo, Santiago, Chile

Rojas, J. (2012). *Comparación de parámetros de respuesta sísmica y de diseño para elementos estructurales principales de edificios en altura de hormigón armado, frente a los requerimientos de los decretos supremos 60 y 61*. Memoria de título de Ingeniero Civil, Universidad de Chile



Potencial uso del orujo de oliva en la producción de pavimento tipo parquet

Potential use of olive pomace in the production of parquet-type flooring

DOI: <https://doi.org/10.21703/0718-2813.2024.36.3010>

Fecha de envío: 4 de julio 2024

Fecha de aceptación: 9 de septiembre 2024

Amin Nazer¹, Bernardo Sepúlveda², Osvaldo Pavez^{2,3} y Luciano Aguilar²

¹ Universidad de La Serena, Facultad de Ingeniería, Departamento de Ingeniería en Construcción, Benavente 980, La Serena, Chile, amin.nazerv@userena.cl.

² Universidad de Atacama, Centro Regional de Investigación y Desarrollo Sustentable de Atacama (CRIDESAT), Copayapu 485, Copiapó, Chile, bernardo.sepulveda@uda.cl

³ Universidad de Atacama, Departamento de Ingeniería en Metalurgia, Facultad de Ingeniería, Copayapu 485, Copiapó, Chile, osvaldo.pavez@uda.cl.

La investigación sobre los nuevos usos para los subproductos del olivar, en especial el orujo generado durante la producción de aceite, es crucial tanto para la economía como para el medio ambiente de las comunidades donde se cultiva este árbol. En Chile, la producción de aceite de oliva genera orujo, considerado un desecho. En este estudio, se propone reutilizar el orujo para fabricar un pavimento de interiores tipo parquet. Se moldeó una mezcla de orujo en palmetas de 25 x 10 x 2 cm, observando un secado rápido. Antes de su endurecimiento en un ambiente controlado de laboratorio, se caracterizaron las palmetas obteniendo una densidad de 0.842 g/cm³, y contracción del 8.4% ±0.5%. El prototipo pudo ser clavado, pero se descascaró como los aglomerados comerciales; además mostró buena firmeza, pero poca resistencia al taladrado y atornillado. El material puede ser aserrado, resistiendo adecuadamente a la sierra y soporta más de 150 kg de peso, mostrando una buena resistencia estructural. Las palmetas de orujo presentaron una dureza adecuada, manteniendo sus propiedades de clavado y atornillado. Este prototipo de parquet podría ser una alternativa valiosa para valorizar el potencial uso del orujo, contribuyendo a la economía circular de la región y de las zonas olivíferas.

Palabras clave: aceite de oliva, economía circular, orujo de oliva, propuesta de valor

Research on new uses for olive byproducts, especially the pomace generated during oil production, is crucial for both the economy and the environment in communities where this tree is cultivated. In Chile, olive oil production generates pomace, which is considered waste. In this study, reusing the pomace to manufacture an interior parquet flooring is proposed. A mixture of pomace was molded into tiles measuring 25 x 10 x 2 cm, and rapid drying was observed. Before hardening in a controlled laboratory environment, the tiles were characterized, resulting in a density of 0.842 g/cm³, and shrinkage of 8.4% ±0.5%. The prototype could be nailed, but it chipped like commercial particleboards; it also exhibited good firmness but limited resistance to drilling and screwing. The material can be sawed, adequately resisting the saw, and can support more than 150 kg of weight, demonstrating good structural strength. The pomace tiles showed suitable hardness while maintaining their nailability and screwability properties. This parquet prototype could be a valuable alternative for valorizing the potential use of pomace, contributing to the circular economy in the region and olive-growing areas.

Keywords: olive oil, circular economy, olive pomace, value proposition

Introducción

La investigación de nuevas aplicaciones del olivar y en particular de los subproductos del proceso de producción del aceite, tiene gran relevancia tanto en la economía como en el medio ambiente de los pueblos donde se desarrolla

este cultivo (Guinda, 2006). En Chile la industria del aceite de oliva está en expansión exponencial desde su origen; contándose actualmente con un área importante de olivares destinados a la producción de aceite. Los residuos de la industria olivícola contienen cantidades

elevadas de aceite, que los hacen poco recomendados para su utilización como fertilizantes o forraje para ganado (Urzúa, 2012). Estos residuos representan una carga contaminante para la naturaleza (Martínez-Robinson *et al.*, 2019), principalmente por su contenido en antioxidantes, actividad fitotóxica y antimicrobiana, lo que hace impropio liberarlos al ambiente y especialmente al suelo (Sánchez de Medina, 2014; Berbel y Posadillo, 2018), ya que pueden alterar la composición del terreno y el balance químico. El orujo sería el residuo más reutilizado por su gran cantidad producida, entre 40 y 80% por kg de aceituna (Berbel y Posadillo, 2018).

La producción mundial de aceite de oliva se ha triplicado en los últimos 60 años, hasta alcanzar 3.266.500 ton en 2021/22; la segunda cifra más elevada de la pasada década, siendo la aceituna Picual considerada como la más producida en el mundo (olimerca.com).

El mercado y la producción mundial del aceite de oliva se encuentran focalizados en la cuenca mediterránea europea, los principales productores mundiales son España, Italia y Grecia, representando, en promedio, alrededor del 70% del volumen mundial de producción. España es un consolidado productor líder mundial, contando aproximadamente con 2.623.721 ha de cultivo, produciendo 8.137.805 ton de aceitunas. De esta producción, el 95% se moltura para la extracción del aceite y un 5% se destina al aderezo para aceitunas de mesa (Ministerio de Agricultura, Pesca y Alimentación, 2021). Asimismo, la producción de España representa aproximadamente el 70% de la producción de la Unión Europea y cerca del 45% de la producción mundial (Ministerio de Agricultura, Pesca y Alimentación, 2022).

La industria olivícola chilena es relativamente nueva; abarcando entre la región de Atacama y la región del Maule. En la década del 90 hubo fuerte inversión y las primeras exportaciones de productos del sector. Actualmente, Chile tiene cerca de 21141 ha destinadas mayormente a la producción de aceite. La principal variedad nacional es Arbequina, con 57% de la superficie plantada; la producción chilena sería alrededor de 20000 ton de aceite, dependiendo de múltiples factores (ChileOliva, 2022). En la región de Atacama la producción es, aproximadamente, 1753 ha; con un estimado de 11000 L de aceite (con 6.3 ton/ha promedio) (ODEPA & CIREN, 2021).

Un olivo puede producir aproximadamente entre 15 y 100 kg de aceitunas, dependiendo de la variedad, la plantación, del medio y los cuidados, entre otros, se puede conseguir hasta más de 100 kg¹. La obtención del aceite de oliva consiste en prensar las aceitunas en una almazara, produciéndose aproximadamente 20% de aceite y 80% de alperujo (orujo graso húmedo) (Roldán, 2013). De acuerdo a otros autores, para producir 1 L de aceite se necesita entre 4 y 5 kg de aceituna, lo que se traduce en un rendimiento entre 18% y 24% de aceite (Jiménez y Carpio, 2008; Roldán, 2013; ChileOliva, 2022). El alperujo generado se define como todo lo que resta de la aceituna molturada, si se le elimina el aceite de oliva. Los residuos de este proceso son orujo, un residuo sólido con muy poca humedad; alpechín, líquido fétido exudado por las aceitunas apiladas antes de la molienda y cuando se las exprime en presencia de agua hirviendo; y alperujo, mezcla de orujo y alpechín (Roldán, 2013; Jiménez y Carpio, 2008).

El modelo de producción actual es de tipo lineal, en donde las materias primas y recursos naturales se procesan hasta convertirse en productos para ser consumidos y una vez completada su vida útil, se vuelven obsoletos o son reemplazados². El producto usado, obsoleto (o sus restos) es llevado a vertederos o incinerados, una pequeña parte de los productos se recicla, acumulándose y generándose costos extra al tener que destinar recursos para su tratamiento, pudiendo ir en perjuicio de las comunidades y/o generar impacto ambiental^{2,3}; por lo tanto, este modelo no es sostenible.

En este contexto, la economía circular es un modelo distinto que surge como una alternativa potencial sustentable; se caracteriza por la reutilización de los desechos generados en la producción, o de los productos mismos una vez desechados. Este modelo es una alternativa que busca evitar o reducir el desperdicio, reciclar y reutilizar los residuos o se le da una segunda utilidad dentro del proceso productivo. De esta forma, el objetivo del modelo es generar prosperidad económica, proteger el

¹ <https://excelentesprecios.com/cuantos-kilos-de-aceitunas-da-un-olivo>

<https://www.aceitedeoliva.com/que-es-el-aceite-de-oliva>

<http://plasoliva.com/cuantos-kilogramos-de-aceitunas-sacamos-de-un-olivo>

medio ambiente, prevenir la contaminación y fomentar el desarrollo sostenible ^{2,3,4}.

El objetivo de este estudio fue investigar el potencial uso del orujo de oliva en la producción de pavimento tipo parquet, evaluando sus propiedades mecánicas y su potencial contribución a la economía circular de la producción olivícola.

Metodología

Desarrollo de los prototipos

El desarrollo de los prototipos se llevó a cabo en un laboratorio del Centro Regional de Investigación y Desarrollo Sustentable de Atacama, de la Universidad de Atacama (CRIDESAT-UDA). Se evaluó la propiedad aglomerante del orujo como base para el desarrollo de prototipos de parquet a nivel de laboratorio, se fabricaron prototipos de parquet y se evaluó aspectos técnicos, principalmente cualitativos. Para la fabricación de prototipos, se colectó orujo seco en una planta productora de aceite de oliva en el valle de Copiapó. La descripción metodológica del proceso de elaboración de aglomerado, se hizo en términos generales, sin especificación técnica; debido a que los insumos y proporciones utilizados, que incluye materia prima (orujo) y otros que han sido seleccionados y probados en el CRIDESAT, han dado lugar a formulaciones que están en proceso de patentamiento.

Prototipos de parquet

En la confección de aglomerado para construcción se utilizó orujo seco homogeneizado durante cinco minutos, resina vinílica (acetato de polivinilo o PVAc) como aglomerante, un endurecedor que cumple también con la función de *filler* y agua. Se diseñó un molde desarmable de madera (Figura 1), que facilitó el moldeo de las unidades de aglomerado (25 x 10 x 2 cm); permitiendo la aplicación de presión sobre el material pastoso para controlar la uniformidad de las unidades prototipo de parquet resultantes.

² <https://www.economiafinanzas.com/que-es-la-economia-lineal>

³ <https://www.voltachile.cl/cuales-son-las-diferencias-entre-la-economia-circular-y-lineal>

⁴ https://www.industriambiente.com/media/uploads/noticias/documentos/Reportaje_Neoelectra.pdf

Para la mezcla de trabajo, se trituró el orujo en una picadora de laboratorio durante 5 min y luego se tamizó en una malla de abertura de 2.36 mm. La materia prima con la resina vinílica, el endurecedor y agua se mezclaron en una batidora de laboratorio, probando el tiempo de amasado para obtener una mezcla óptima y homogénea de todos los elementos. La densidad de la mezcla se ajustó con agua adicional hasta lograr una consistencia similar a una solución densa.



Figura 1: Molde confeccionado para la elaboración de Parquet.

La superficie del molde se recubrió con film plástico para facilitar la extracción posterior de las unidades. Cada molde se llenó homogéneamente y se asperjó un fungicida comercial en la mezcla. Se tapó el molde y se aplicó 150 kg de presión aproximadamente, verificándose que se eliminase el excedente de mezcla por una perforación realizada en el molde; aproximadamente a las 60 h las piezas alcanzaron la consistencia suficiente para su desmoldeo. Posteriormente, las piezas se dejaron madurar al ambiente (laboratorio) por el resto de la semana, para que se consolidara las reacciones entre los componentes, puesto que este material respondió a la mecánica del cemento y no a un simple proceso de deshidratación. Luego, las piezas de parquet se secaron a 45°C, en estufa de cultivo con condiciones controladas y durante un periodo que se fue evaluando por control de peso, determinándose la duración del proceso para secado óptimo; finalmente, se dejaron endurecer al ambiente. Algunos parquet fueron sometidos a pulimiento básico simulando un producto terminado, impregnando el material en cera.

Resultados y discusión

La pasta se moldeó en el formato construido de 25 x 10 x 2 cm (Figura 1), al cabo de tres días en el molde se

consiguieron palmetas con una consistencia suficiente para ser extraídas. Las palmetas se dejaron al ambiente; la temperatura del laboratorio en la época de este trabajo (primavera-verano) fue de 26°C en promedio. Las palmetas (Figura 2), entonces, se dejaron expuestas al ambiente durante dos días y, luego, se terminaron de procesar en estufa a 45°C. Lo anterior se hizo así por un resultado anterior, en el cual las unidades se cuartearon al ser sometidas a temperatura entre 40 y 50°C en la estufa, en un proceso continuo. Deduciéndose que este tipo de aglomerado reacciona similarmente al curado del polímero de cemento, donde debe completarse la reacción química entre los componentes, más que deshidratarse. De esta forma el curado de las unidades resultó bien. Las unidades de parquet sufrieron una contracción longitudinal de $8.4\% \pm 0.5\%$, salvo en el espesor que se mantuvo en 2.14 mm; esto deja unas dimensiones finales del parquet de 22.9 x 9.2 x 2.1 cm.



Figura 2: Palmeta tipo parquet, de orujo de oliva

Se caracterizó básica y cualitativamente el parquet; éste presentó densidad específica de 0.842 g/cm^3 y humedad de $24\% \pm 2\%$, esto es a los 5 días; posteriormente los parquet se curaron en condiciones de intemperie en el laboratorio, lo que aumentó su dureza. El modelo de parquet presentó baja resistencia a ser clavado; en la cara de salida los clavos produjeron un leve desprendimiento superficial, parecido a lo que ocurre con los tableros de fibra de densidad media (MDF); efecto que se incrementó al aumentar el diámetro del clavo. Al clavar el material hacia el borde, éste se cuarteó, similarmente a un tablero MDF. El parquet fue blando al taladrado; pero, fue necesario taladrar a

alta velocidad por el contenido de trozos de cuesco. Los agujeros taladrados no presentaron resistencia importante al atornillado, quedando los tornillos firmes, los mejores fueron los tornillos con rosca separada y rectos como los de tipo especiales para aglomerados (tornillos para MDF y soberbios) (Figura 3). El material puede cortarse con resistencia sensible a la sierra de corte, se puede decir que muestra un grado de dureza; pero, al no tener veta dificulta la direccionalidad del corte, lo que no es un problema necesariamente. Por otra parte, las palmetas soportaron bien el peso de hasta 150 kg, manteniéndose la estructura.



Figura 3: a) Corte con disco y b) clavado y atornillado en un parquet de orujo de oliva

Un ejemplo que puede ser similar, es el uso de residuos de cortes de castaño (*Castanea sativa*) para la producción de losetas de parquet industrial, las que tienen valor agregado en la economía de aserraderos (Asturias, España). En este contexto, se recomienda las losetas de castaño para uso en aplicaciones en carpintería como puertas, ventanas, suelos y ebanistería; estas losetas son consideradas un aporte sostenible por la degradabilidad y el reciclaje de material natural (bioparquet.es).

Según la Comisión Europea, el modelo de economía lineal ya es insostenible, implicando que se necesitan estrategias para crear valor añadido (Berbel *et al.*, 2018); siendo necesario una gestión específica de estos residuos para minimizar su impacto en el medio ambiente. Sánchez de Medina (2014) reportó que un aprovechamiento prometedor del orujo y del alperujo sería su uso directamente para la fabricación de materiales de construcción como ladrillos, presentando varias ventajas económicas.

En 2018 se informa que la generación de biomasa residual y subproductos de la cadena de valor del aceite

de oliva en la UE-28 generan aproximadamente 10.5 millones de toneladas anuales, entre las que se encuentra el orujo (Berbel *et al.*, 2018); estos autores indican que las aplicaciones de estos residuos genera una actividad económica significativa en muchos municipios de zonas rurales productoras.

Comparativamente, el parquet de orujo presentó una dureza media bastante adecuada, características de clavado, atornillado similarmente útiles a lo descrito anteriormente; también puede considerarse un producto con valor agregado por ser un deshecho agrícola sin destino formal, contribuyendo a la economía circular de la economía de la empresa que lo produce. A pesar de las buenas características antes mencionadas, hay que resaltar que el parquet de orujo es un aglomerado no destinado a aserrarse o a intervenirlo, sino para cubrir pisos y tabiques (por su estética interesante). Por lo tanto, como producto cumple con las expectativas, una similitud con el material de castaño indicado es que a los parquet también es aconsejable tratar con productos como un sellador de poros y también con cera para darle impermeabilidad. En los experimentos, el material experimental previamente así tratado sufrió muy poca absorción de agua. Por otra parte, respecto a la estructura de las unidades experimentales, la palmeta de orujo está en proceso de mejoramiento de la formulación y prototipado adecuado. Como el material ya cuenta con posibilidad de validación en un ambiente real simulado en laboratorio, se podría escalarlo en condiciones reales. El resultado de este nivel es que se logró un material de recubrimiento que ya va cumpliendo con condiciones para su uso. Queda pendiente caracterizar un prototipo mejorado para varios parámetros físicos como la dureza, flexotracción, entre otros ensayos y compararlo con un producto comercial de tipo aglomerado.

Por lo anterior, parece lógico poner el foco de la economía en el concepto de economía circular, sostenibilidad medioambiental, social y económica; entre otras formas, mediante el aprovechamiento de los subproductos procedentes del aceite de oliva, cerrando de esta manera el ciclo productivo (Sánchez-Mohino, 2021). Por lo anterior, la presente investigación no solo contribuye a la sostenibilidad de la industria del aceite de oliva, sino que también fomenta la transición hacia un modelo económico

circular más sustentable. Representa un avance hacia prácticas más sostenibles y una transformación del orujo de desecho agrícola a materia prima de valor. El parquet de orujo no presenta imperfecciones como nudos, astillas, es homogéneo; por lo tanto, las propiedades obtenidas son regulares para toda la unidad.

Conclusiones

De acuerdo a los resultados obtenidos, se puede decir que el parquet de orujo de oliva presenta características adecuadas para su uso en pavimentos y en revestimientos de tabiques interiores de una edificación, aunque requiere tratamiento adicional para mejorar su resistencia a la humedad y durabilidad. Nuevos estudios permitirán perfeccionar la formulación y hacer las pruebas adecuadas para mejorarlo y evaluarlo a escala de entorno real, considerando que la reutilización del orujo de oliva reduce la cantidad de residuos agrícolas, disminuye la contaminación y promueve una economía circular, proporcionando una solución sostenible y ecológica.

Referencias

- Berbel, J., Gutiérrez-Martín, C. y La Cal J.A. (2018). Valorización de los subproductos de la cadena del aceite de oliva. *Mediterráneo Económico* 31, 273-289
- Berbel, J. and Posadillo, A. (2018). Review and analysis of alternatives for the valorization of agroindustrial olive oil by-products. *Sustainability* 10(1), 237
- ChileOliva (2022). Informe anual mercado nacional de aceite de oliva. Asociación de Productores de Aceite de Oliva, Las Condes, Chile
- Guinda, A. (2006). Use of solid residue from the olive industry. *Grasas y Aceites* 57(1), 107-115
- Jiménez, B. y Carpio, A. (2008). La cata de aceites: aceite de oliva virgen características organolépticas y análisis sensorial. Junta de Andalucía, Instituto de Investigación y Formación Agraria y Pesquera, Sevilla, España
- Martínez-Robinson, K.G., Cárdenas-Román, F. A., Campa-Mada, A.C., Toledo-Guillén, A.R., López-Franco, Y.L., Carvajal-Millán, E., y Lizardi-Mendoza, J. (2019). Caracterización de los residuos sólidos de la extracción del aceite de oliva de Caborca, Sonora, México. *Biotecnia* 21(3), 48-55

Ministerio de Agricultura, Pesca y Alimentación (2021). Anuario de estadística 2021 – Estadísticas agrarias (Parte tercera). Capítulo 7 Superficies y producciones de cultivos, Madrid, España, 908-909

Ministerio de Agricultura, Pesca y Alimentación (2022). Producciones agrícolas - Aceite de oliva. Madrid, España

ODEPA & CIREN (2021). Catastro frutícola principales resultados. Región de Atacama. Catastro Frutícola CIREN-ODEPA, Chile

Roldán, M. (2013). Diccionario de términos del aceite de oliva. Arco Libros Edit. La Muralla, Madrid, España

Sánchez de Medina, V. (2014). *Nuevos estudios sobre la mejora del aceite de oliva y el aprovechamiento de residuos del olivar*. Tesis de doctorado, Universidad de Córdoba, España

Sánchez-Mohino, F. (2021). *Innovación y sostenibilidad: análisis de los subproductos del aceite de oliva y su aprovechamiento. Innovación y sostenibilidad en el sector oleícola español*. Trabajo de título Administración y Dirección de Empresas. Universidad Pontificia Comillas, Madrid, España

Urzúa, S.B. (2012). *Prefactibilidad técnico – económica para generación de energía a partir de orujo de aceitunas: estudio de caso*. Memoria de título, Facultad de Ciencias Agronómicas, Universidad de Chile

Carl Lüders Schwarzenberg

Ingeniero Civil

1937-2024



Carl Lüders obtuvo el título de Ingeniero Civil en la Pontificia Universidad Católica de Chile UC en 1964, complementando su formación con estudios de Dipl.-Ing. en la Universidad Técnica de Darmstadt (Technische Hochschule Darmstadt) en 1967, Alemania

Federal. Fue académico del Departamento de Ingeniería Estructural y Geotécnica en la UC por cerca de 50 años, dictó los cursos de Mecánica Racional, Hormigón Armado, Hormigón Pretensado, Ingeniería Antisísmica y Análisis Experimental de Estructuras. Continuó dictando cursos hasta 2015. Lidera la creación del Laboratorio de Ingeniería Estructural en la UC, que se formaliza en 1968, y del cual fue Jefe de Laboratorio por 27 años (hasta 1995). Es por esto que, en ceremonia de homenaje al ingeniero llevada a cabo en julio de 2024, el Departamento de Ingeniería Estructural y Geotécnica UC ha nombrado este laboratorio “Laboratorio de Ingeniería Estructural Carl Lüders Schwarzenberg”. Profesor Emérito del Departamento de Ingeniería Estructural y Geotécnica UC, del cual también fue Director entre los años 1970 a 1971 y 1974 a 1975. Fue Decano de la Facultad de Ingeniería UC entre los años 1975 y 1978. Investigador de tres proyectos Fondecyt entre 1988 y 1997, Fondef entre 1996-1999 y 2001-2002 y JICA entre 1989-1991 y 1995-1998. En el año 2003 fundó junto al Prof. Juan Carlos de la Llera la empresa SIRVE, desarrollando e implementando sistemas innovativos para la reducción de vibraciones. Se destaca su participación en el diseño de estructuras emblemáticas como el Hospital Militar, la Clínica UC San Carlos de Apoquindo, el Edificio San Agustín de la Facultad de Ingeniería, y otros edificios del Campus San Joaquín UC. Socio y colaborador de Achisina, casi desde su fundación. Recibió el premio al ingeniero más destacado el año 2013, otorgado por la Asociación de Ingenieros Civiles Estructurales. Miembro del Comité Directivo del 16th World Conference on Earthquake Engineering, realizado

en Santiago de Chile en enero del año 2017.

En lo personal, lo recordaremos como una persona curiosa y meticulosa, siempre con ganas de entender cómo funcionaba todo. Crítico de aquello que le parecía que podía ser mejorado, pero de una extrema humildad, sencillez, y una gran paciencia y vocación para la docencia de la ingeniería. De una dedicación y compromiso tremendo: siempre el primero en llegar y el último en irse. Destaca también su vocación de servicio, y su incansable búsqueda por transmitir su conocimiento a la sociedad. Entre sus documentos se pueden encontrar múltiples folletos, avisos y propuestas de textos para ser publicados, promoviendo el autocuidado en caso de sismo, con sugerencias prácticas para situaciones de la vida cotidiana. Esta vocación también lo llevó a múltiples campañas de revisión de estructuras post-terremotos en Chile, incluyendo los destacados terremotos de 1985 y 2010.

Premios

- Ismael Valdés Valdés, Instituto de Ingenieros de Chile (1965).
- Excelencia en Docencia. Escuela de Ingeniería, Pontificia Universidad Católica de Chile (2001, 2012).
- Innovación Tecnológica, DICTUC S.A. (2001).
- Excelencia en Ingeniería Antisísmica, Asociación Chilena de Sismología e Ingeniería Antisísmica ACHISINA (2002).
- Trayectoria Profesional, Instituto Chileno del Cemento y del Hormigón (2003).
- Desarrollo Tecnológico como miembro de la Comisión de Diseño Estructural en Hormigón Armado y Albañilerías del ICH, Instituto Chileno del Cemento y del Hormigón (2007).
- Ingeniero Destacado AICE-2013, Asociación de Ingenieros Estructurales (2013).

**Departamento de Ingeniería
Estructural y Geotécnica
Pontificia Universidad
Católica de Chile**

Selección de publicaciones

- Westenenk, B., de la Llera, J.C., Jünemann, R., Hube, M.A., Besa, J.J., Lüders, C., Inaudi, J.A., Riddell, R. and Jordán, R. (2013). Analysis and interpretation of the seismic response of RC buildings in Concepción during the February 27, 2010, Chile earthquake. *Bulletin of Earthquake Engineering* **11**, 69-91
- Wallace, J.W., Massone, L.M., Bonelli, P., Dragovich, J., Lagos, R., Lüders, C. and Moehle, J. (2012). Damage and implications for seismic design of RC structural wall buildings. *Earthquake Spectra* **28**(1), 281-299
- Westenenk, B., de la Llera, J.C., Besa, J.J., Jünemann, R., Moehle, J., Lüders, C., Inaudi, J.A., Elwood, K.J. and Hwang, S.J. (2012). Response of reinforced concrete buildings in Concepción during the Maule earthquake. *Earthquake Spectra* **28**(1), 257-280.
- Massone, L.M., Bonelli, P., Lagos, R., Lüders, C., Moehle, J. and Wallace, J.W. (2012). Seismic design and construction practices for RC structural wall buildings. *Earthquake Spectra* **28**(1), 245-256
- Angel, N.M., Santa Maria, H. and Lüders, C. (2012). A precast concrete roof bracing system for industrial buildings. *15th WCEE*, Lisbon, Portugal
- Lüders, C. (2009). Manual de detallamiento para elementos de hormigón armado. Comisión de Diseño Estructural del Instituto del Cemento y del Hormigón de Chile ICH. Santiago, Chile
- Pinochet, J., de la Llera, J.C. and Lüders, C. (2006). Analysis of a kinematic self-centring seismic isolator. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics* **35**(12), 1533-1561
- Santa María, H., Alcaíno, P. and Lüders, C. (2006). Experimental response of masonry walls externally reinforced with carbon fiber fabrics. *8th US National Conference on Earthquake Engineering*, San Francisco, USA
- de la Llera, J.C., Lüders, C., Leigh, P. and Sady, H. (2004). Analysis, testing, and implementation of seismic isolation of buildings in Chile. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics* **33**(5), 543-574
- Lüders, C., Yáñez, F., y otros. (2003). Código de diseño de hormigón armado (Basado en el ACI 318-2002). Cámara Chilena de la Construcción, Instituto del Cemento y del Hormigón, Santiago, Chile
- Lüders, C. y Jordán, R. (2002). Comportamiento último de muros cuadrados, columnas cortas y vigas de acoplamiento de hormigón armado. *VIII Jornadas Chilenas de Sismología e Ingeniería Antisísmica*, UTFSM y ACHISINA, Viña del Mar, Chile
- Stagno, P., Frerk, J., Stagno, D., Rendic, P., Iturriaga, W., de la Llera, J.C., Lüders, C., Sady, H., Guendelman, T., Guendelman, M., Lindenberg, J., Astudillo, M. y Boroschek, R. (2002). Análisis y diseño del Hospital Militar. *VIII Jornadas Chilenas de Sismología e Ingeniería Antisísmica*, UTFSM y Achisina, Viña del Mar, Chile
- Lüders, C. (2001). A new method for the objective and non-destructive evaluation of seismic damage to reinforced concrete elements. *Rehabilitating and Repairing the Buildings and Bridges of the Americas: Hemispheric Workshop for Future Directions*. Mayagüez, Puerto Rico
- de la Llera, J.C., Lüders, C. y García, R. (1997). Desarrollo, fabricación, ensayo e implementación de sistemas innovativos para la reducción de vibraciones. *VII Jornadas Chilenas de Sismología e Ingeniería Antisísmica*, La Serena, Chile, vol. I, 545-554
- Lüders C. (1997). Laboratorio de Ingeniería Estructural de la Pontificia Universidad Católica de Chile. *Tercer Encuentro de Investigadores y Profesionales Argentinos de la Construcción (EIPAC 97)*, Universidad Nacional de Cuyo, Argentina, 261-283
- Lüders, C. (1995). Determinación del daño sísmico de columnas cortas y vigas de acoplamiento mediante mediciones de ultrasonido. *III Congreso Iberoamericano de Patología de la Construcción y V Congreso de Control de Calidad*. La Habana, Cuba, Trabajo 141
- Lüders, C. y Jordán, R. (1995). Determinación no destructiva del deterioro sísmico de muros de corte de hormigón armado. *XXVII Jornadas Sudamericanas de Ingeniería Estructural*, Tucumán, Argentina, vol. 6, 539-550
- Lüders C. (1995). Marco de carga donado por JICA al Laboratorio de Ingeniería Estructural de la P. Universidad Católica de Chile, características, ensayos realizados, potencialidades. *Apuntes de Ingeniería* **18**(2), 5-26
- Lüders, C. (1994). La ductilidad en el comportamiento sísmico de las estructuras. *Anales de la Universidad de Chile*, Quinta Serie, N° 21, 411-430
- Lüders, C. y Videla, C. (1994). Determinación de la historia de tensiones en el hormigón mediante mediciones de ultrasonido. *Jornadas Chilenas de Hormigón*, Santiago, Chile, Tomo I, 87-94.
- Lüders, C. (1994). Critical analysis of design standards for the seismic retrofitting of unreinforced masonry structures. *Conference-Workshop on the Repair and Rehabilitation of the Infrastructure of the Americas*, University of Puerto Rico, Mayagüez, Puerto Rico, 125-140
- Lüders, C. (1993). Importancia del relleno de la junta vertical en la resistencia al corte de muros de albañilería. *VI Jornadas Chilenas de Sismología e Ingeniería Antisísmica*, Universidad de Chile y Achisina, Santiago, Chile, vol. 2, 205-214
- Jordán, R. y Lüders, C. (1993). Resistencia al corte de muros de hormigón armado. *VI Jornadas Chilenas de Sismología e Ingeniería Antisísmica*, Universidad de Chile y Achisina, Santiago, Chile, vol. 1, 621-629
- Lüders, C. y Jordán, R. (1993). Determinación de la seguridad de edificios de hormigón armado que presentan daños sísmicos. *VI Jornadas Chilenas de Sismología e Ingeniería Antisísmica*, Santiago, Chile, vol. 1, 529-538

- Lüders, C. (1991). Reparación y refuerzo de muros de corte de hormigón armado. *XXV Jornadas Sud-Americanas de Ingeniería Estructural*, Puerto Alegre, Brasil, vol. V, 373-384
- Lüders, C. (1991). Importancia del diseño y la estructuración para evitar la fisuración por retracción en estructuras de hormigón armado. *Revista Apuntes de Ingeniería* **43**, 81-111
- Lüders, C. (1991). Factibilidad de rehabilitar estructuras de albañilería armada sísmicamente dañadas o sísmicamente inseguras. *I Congreso Latinoamericano de Patología de la Construcción*, Córdoba, Argentina
- Lüders, C. (1991). El control de la fisuración por retracción a mediano plazo en estructuras de hormigón armado. *I Congreso Latinoamericano de Patología de la Construcción*, Córdoba, Argentina
- Lüders, C., Hidalgo, P. (1990). Mathematical models for the prediction of the seismic behavior of reinforced masonry walls. *Fourth US National Conference on Earthquake Engineering*, Palm Springs, California, USA, vol. 2, 1027-1036
- Lüders, C., Hidalgo, P. (1989). Evaluación del daño sísmico en estructuras de albañilería armada. *5as Jornadas Chilenas de Sismología e Ingeniería Antisísmica*, Santiago, Chile, vol. 2, 975-984
- Lüders, C., Hidalgo, P. (1989). Resistencia sísmica de muros de albañilería armada: bases para establecer modelos matemáticos de predicción. *5as Jornadas Chilenas de Sismología e Ingeniería Antisísmica*, Santiago, Chile, vol. 2, 955-964
- Lüders, C. (1989). Determinación de la seguridad estructural y rehabilitación de estructuras de albañilería. *Rescue of America's Infrastructure*, Mayagüez, Puerto Rico
- Lüders, C., Hidalgo, P. (1988). Seismic behavior of reinforced masonry walls. *9th World Conference on Earthquake Engineering*, Tokyo-Kyoto, Japan, vol. VI, 91-96
- Lüders, C. (1988). Marco de carga para el ensayo de muros sometidos a esfuerzo de corte cíclicos alternados. *Jornadas en Español y Portugués sobre Estructuras y Materiales, Colloquia 88*, Instituto Eduardo Torroja, Madrid, España, vol. V, 189-207
- Lüders, C., Hidalgo, P. (1988). Disposiciones de diseño sismorresistente para edificios de hormigón armado. *Jornadas en Español y Portugués sobre Estructuras y Materiales, Colloquia 88*, Instituto Eduardo Torroja, Madrid, España, vol. III, 511-530.
- Cruz, E., Lüders, C., Hidalgo, P., Riddell, R., Rodríguez, F., Troncoso, J., van Sint Jan, M., Vásquez, J. (1988). *Lecciones del sismo del 3 de marzo de 1985*. Instituto Chileno del Cemento y del Hormigón, Editorial Universitaria, Santiago, Chile
- Hidalgo, P., Lüders, C. (1987). Resistencia al esfuerzo de corte de muros de albañilería armada sometidos a sollicitaciones sísmicas. *XXIV Jornadas Sudamericanas de Ingeniería Estructural*, Porto Alegre, Brasil, vol. I, 1-15
- Lüders, C., Hidalgo, P. (1987). Ductilidad y degradación de rigidez de muros de albañilería armada. *XXIV Jornadas Sudamericanas de Ingeniería Estructural*, Porto Alegre, Brasil, vol. I, 33-47
- Lüders, C., Hidalgo, P., Jordán, R. (1986). Seismic design provisions for reinforced masonry buildings in Chile. *Eighth European Conference on Earthquake Engineering*, Lisbon, Portugal, vol. I (1.1), 71-78
- Hidalgo, P., Lüders, C. (1986). Shear strength of reinforced masonry walls under earthquake excitation. *3rd US National Conference on Earthquake Engineering*, Charleston, South Carolina, USA, vol. 2, 1335-1346
- Cruz, E., Lüders, C. (1986). Determinación de la sollicitación sísmica en base al análisis del nivel de daños de las estructuras. *Cuartas Jornadas Chilenas de Sismología e Ingeniería Antisísmica*, Viña del Mar, Chile, vol. II, 143-161
- Cruz, E., Lüders, C. (1986). Comportamiento de los edificios del conjunto habitacional Canal Beagle durante el sismo del 3 de marzo de 1985. *Cuartas Jornadas Chilenas de Sismología e Ingeniería Antisísmica*, Viña del Mar, Chile, vol. I, 218-238
- Hidalgo, P., Lüders, C. (1986). Diseño sísmico de edificios de albañilería armada en Chile. *Cuartas Jornadas Chilenas de Sismología e Ingeniería Antisísmica*, Viña del Mar, Chile, vol. 2, 125-140
- Hidalgo, P., Lüders, C. (1986). Influencia del refuerzo horizontal en el comportamiento sísmico de muros de albañilería armada. *Cuartas Jornadas Chilenas de Sismología e Ingeniería Antisísmica*, Viña del Mar, Chile, vol. 2, 134-158
- Hidalgo, P., Lüders, C. (1986). Resistencia al esfuerzo de corte de muros armados de bloques de hormigón sometidos a cargas cíclicas alternadas. *Revista Apuntes de Ingeniería* **22**, 125-145
- Hidalgo, P., Lüders, C. (1985). Consideraciones para el diseño de edificios de albañilería armada en Chile. *XXII Jornadas Sudamericanas de Ingeniería Estructural (Colloquia 85)*, Buenos Aires, Argentina, vol. III, 897-912
- Hidalgo, P., Lüders, C. (1984). Modos de fallas en muros de albañilería sometidos a cargas horizontales cíclicas. *3ra Conferencia Latinoamericana en Ingeniería Sismorresistente*, Guayaquil, Ecuador
- Hidalgo, P.A., Lüders, C. (1984). Earthquake-resistant design of reinforced masonry buildings. *Eighth World Conference on Earthquake Engineering*, San Francisco, California, USA, vol. VI, 815-822
- Lüders, C., Hidalgo, P., Gárate, C. (1983). Seguridad sísmica de edificios de albañilería armada diseñados con la especificación técnica N° 20/81. *XXII Jornadas Sudamericanas de Ingeniería Estructural*, Santiago, Chile
- Lüders, C., Hidalgo, P., Cifuentes, L. (1983). Relación tensión-deformación de elementos estructurales en albañilería en compresión simple. *XXII Jornadas Sudamericanas de Ingeniería Estructural*, Santiago, Chile
- Lüders, C., Cifuentes, L., Hidalgo, P. (1983). Resistencia última de albañilerías de ladrillo cerámico sometidas a flexo-compresión. *XXII Jornadas Sudamericanas de Ingeniería Estructural*, Santiago, Chile

Lüders, C., Cifuentes, L., Jordán, R. (1983). Contribuciones al problema de certificación sísmica de viviendas básicas: proposición de ensayos tipo. *XXII Jornadas Sudamericanas de Ingeniería Estructural*, Santiago, Chile

Hidalgo, P., Lüders, C. (1982). Comportamiento sísmico de muros de albañilería de ladrillos cerámicos. *Primeras Jornadas Chilenas del Hormigón Estructural*, Santiago, Chile

Hidalgo, P., Lüders, C. (1982). La resistencia prismática y la resistencia al esfuerzo de corte de muros de albañilería. *Primeras Jornadas Chilenas del Hormigón Estructural*, Santiago, Chile

Hidalgo, P., Lüders, C. (1982). Limitaciones de cuantía para elementos flexurales de albañilería armada. *Primeras Jornadas Chilenas del Hormigón Estructural*, Santiago, Chile

Lüders, C. (1980). Aislación sísmica de edificios en altura por intermedio de un elemento tipo fusible a nivel de 1er. Piso. *Terceras Jornadas Chilenas de Sismología e Ing. Antisísmica*, Universidad de Concepción, Chile

Lüders, C. (1976). Respuesta sísmica de edificios estructurados en base a paneles prefabricados. *Segundas Jornadas Chilenas de Sismología e Ing. Antisísmica*, Santiago, Chile

Lüders, C. (1975). Líneas de investigación en ingeniería antisísmica en la Universidad Católica de Chile. *Reunión Andina de Seguridad Sísmica*, Lima, Perú

Lüders, C. (1964). *Asismicidad*. Memoria de título, P. Universidad Católica de Chile, Santiago, Chile

Guía para publicar en Obras y Proyectos

1. Los artículos enviados deben ser originales y no haber sido publicados antes ni estar en proceso de revisión por otra publicación. Una vez que el artículo es recibido conforme a los puntos detallados más abajo, éste será enviado a revisores externos, expertos en los temas específicos que trata el artículo. Los autores tienen la responsabilidad de reconocer y declarar cualquier conflicto de intereses que pudiera sesgar su trabajo, por ejemplo, indicando fuentes de financiamiento y apoyo.
2. El artículo deberá tener una extensión máxima de 8000 palabras. No se exige un formato específico, pero se sugiere usar tamaño de letra 12, tipo de letra Times New Roman y espaciamiento doble. Se pide claridad tanto en lo escrito, o sea, buena redacción con una secuencia lógica de lo que se presenta, como en las figuras, gráficos, tablas y fotos.
3. Los artículos deberán tener en su primera página el título, el nombre y apellido del o los autores, además de la afiliación, dirección postal y electrónica de todos los autores. El título debe estar en castellano y en inglés.
4. El resumen o abstract no debe exceder las 250 palabras y debe apuntar a los aspectos claves del artículo y dar una síntesis de las aplicaciones y conclusiones más importantes que el artículo entrega. El abstract debe ser una traducción correcta del resumen al inglés. Se deben incluir palabras claves tanto en castellano como en inglés.
5. Las referencias deben estar completas y correctas. Las referencias citadas en el texto, figuras y tablas deben estar incluidas en las referencias al final del artículo y viceversa. En el texto, figuras y tablas, las referencias deben citarse como Martínez (2008) o (Goodell y Warren, 2006). Para más de dos autores deben indicarse como (Van Abeelen *et al.*, 2008). Al autor de un mismo año deben diferenciarse usando 2010a, 2010b, etc. El estilo de las referencias debe seguir los esquemas siguientes:

Moffat, R., Correia, N. and Pastén, C. (2016). Comparison of mean shear wave velocity of the top 30 m using downhole, MASW and bender elements methods. *Obras y Proyectos* **20**, 6-15

Escribano, D.E. and Nash, D.F.T. (2015). Changing anisotropy of G_0 in Hostun sand during drained monotonic and cyclic loading. *Soils and Foundations* **55**(5), 974-984

Kausel, E. (2017). *Advanced structural dynamics*. Cambridge University Press
6. Las tablas y fórmulas (ecuaciones) deberán ser numeradas secuencialmente en el mismo orden en que aparecen en el texto, con números arábigos y haciendo referencia a ellas como: Tabla 1, Tabla 2; (1), (2)...etc. para fórmulas, según corresponda. En el caso de las tablas, ellas no deben duplicar los resultados presentados en gráficos y el título debe colocarse en la parte superior. El sistema de unidades a emplear será el Sistema Internacional (SI).
7. Las figuras pueden incluir gráficos, esquemas y diagramas. Las figuras deben enviarse en una condición lista para su publicación, con calidad de impresión láser. Si son fotografías, deben ser de alta calidad. Deben numerarse en forma secuencial: Figura 1, Figura 2 o Foto 1, Foto 2, etc. y su título deberá colocarse en la parte inferior. Las figuras deberán ser mencionadas dentro del texto antes de que aparezcan.
8. Las opiniones vertidas en los artículos publicados en Obras y Proyectos son de exclusiva responsabilidad del autor o los autores de los mismos y no reflejan necesariamente los puntos de vista del Departamento de Ingeniería Civil de la Universidad Católica de la Santísima Concepción, UCSC.
9. El envío de un artículo a la revista Obras y Proyectos implica que los autores aceptan transferir el derecho de autor de sus artículos a la UCSC siempre y cuando el artículo sea aceptado para publicación. El derecho de autor cubre los derechos exclusivos para la reproducción y distribución del artículo, incluyendo re-impresiones, reproducciones fotográficas, microfilms, escaneo de documentos o cualquier reproducción de naturaleza similar así como traducciones. Permisos para usar figuras que no son de propiedad de los autores deben ser obtenidos por el autor en forma previa al envío del artículo.

Obras y Proyectos guidelines for authors

1. The articles submitted should be original and not have been published before nor be in a revision process for other publication. Once the article is received complying with the points detailed below, it will be sent to external reviewers, experts in the specific subject of the article. The authors are responsible for recognising any conflict of interest which might bias the work, for example, naming sources of funding and support.
2. Articles should not have more than 8000 words. No specific format is obligatory, but it is suggested the use of letter size 12, Times New Roman letter type and double spacing. It is required to write with clarity, which means to follow a logical sequence of what is written. It is also needed clear figures, plots, tables and pictures.
3. Articles should include in the first page the title, name and surname of the authors as well as the affiliation, postal and electronic address of all the authors. The title has to be written in Spanish and English.
4. The abstract should not exceed more than 250 words and should address the key points of the articles and gives a brief resume of the application and main article conclusion. The abstract has to be a correct translation from the Spanish. Keywords have to be included in English and Spanish.
5. The references have to be complete and correct. The references cited in the text, figures and tables have to be included in the reference list at the end of the article and vice versa. In the text, figures and tables, references should be written as Martínez (2008) or (Goodell and Warren, 2006). For more than two authors it should be cited as (Van Abeelen *et al.*, 2008). If the same authors cited have more than one publication the same year, it should be used 2010a, 2010b, etc. The style of the references should consider the following examples:

Moffat, R., Correia, N. and Pastén, C. (2016). Comparison of mean shear wave velocity of the top 30 m using downhole, MASW and bender elements methods. *Obras y Proyectos* **20**, 6-15

Escribano, D.E. and Nash, D.F.T. (2015). Changing anisotropy of G_0 in Hostun sand during drained monotonic and cyclic loading. *Soils and Foundations* **55**(5), 974-984

Kausel, E. (2017). *Advanced structural dynamics*. Cambridge University Press, UK
6. Tables and formulae (equations) should be numbered sequentially in the same order as they appear in the text, with Arabic numbers and referring to them as: Table 1, Table 2, formula (1), formula (2)...etc., as appropriate. Tables should not repeat results presented in plots and the titles for tables put above the table. The unit system accepted is the International System IS.
7. Figures can include plots, sketches and diagrams. Figures should be sent ready for publication, laser print quality. Photographies and pictures should also be of high quality. Sequentially numbered as Figure 1, Figure 2 or Photography 1, Photography 2, etc. and the title for the figure put below the figure. Figures have to be mentioned in the text before they appear.
8. Opinions stated in the articles published in Obras y Proyectos are exclusive responsibility of the authors and they do not reflect necessarily the point of views of the Department of Civil Engineering of the Catholic University of Concepción, UCSC.
9. The submission of an article to Obras y Proyectos implicates that the authors accept to transfer the authors' rights of their articles to the UCSC only if the article is accepted for publication. The copyrights cover the exclusive rights for the reproduction and distribution of the article, including reprints, photographic reproductions, microfilms, scanning or any other similar production method as well as translations. Permissions to use figures which do not belong to the authors have to be obtained by the authors before submitting the article.



EJECUCIÓN DE MURO PANTALLA



VENTAJAS

Ferrara sigue aumentando su abanico de soluciones geotécnicas, en esta ocasión les presentamos nuestra **Grúa Bauer MC32** para la ejecución de Muros Pantallas y Barrets. La ejecución de Muros Pantalla es una técnica ideal para entibación como también para la ejecución de paredes continuas impermeabilizantes.

En Chile su utilización es frecuente en obras como estacionamientos subterráneos, entibaciones, pasos bajo nivel, paredes de impermeabilización en embalses, sentinas de captación, etc.

En cuanto a los barrets, estas son la alternativa mecanizada a la ejecución de pilas y en ocasiones cuando los espacios son reducidos para la ejecución de pilotes.

Ferrara dispone de espesores desde 40cm hasta 80cm para la ejecución de esta tecnología.

Permite ejecutar instalaciones en espacios reducidos.

Otorga impermeabilización y estanqueidad a las paredes de la excavación.

Se adapta a los sistemas típicos de anclajes postensados y pasivos.

Es posible utilizar el muro pantalla como muro perimetral del edificio, conectando losas, vigas, muros, etc al sistema de entibación.

Seguridad Garantizada con el Sistema TITAN: Su Aliado Técnico en Obra



En proyectos donde la seguridad y la calidad son intransables, el sistema TITAN se presenta como una solución confiable, respaldada por garantías, trazabilidad y soporte técnico local que aseguran un desempeño óptimo en cada obra.

La estabilidad y seguridad en obras de geotecnia y entibación no pueden dejarse al azar. Por eso, el sistema TITAN ha sido diseñado para cumplir con los estándares más exigentes, garantizando un desempeño confiable en proyectos que requieren cimentaciones profundas, estabilización de taludes y excavaciones críticas.

El uso de nuestras barras autoperforantes no solo asegura eficiencia en la instalación, sino también el respaldo de un equipo técnico local que acompaña a nuestros clientes desde la planificación hasta la ejecución. Además, contamos con garantías claras, certificación de calidad y trazabilidad en cada componente, brindando confianza absoluta en cada etapa del proyecto.

Para complementar, nuestro servicio postventa se enfoca en resolver cualquier desafío que surja durante la puesta en obra, garantizando que los sistemas funcionen como se espera y cumplan con las expectativas de calidad y seguridad.

Para los ingenieros que enfrentan desafíos en geotecnia y entibación, elegir las soluciones de Ischebeck Chile significa contar con más que tecnología de punta: es acceder a respaldo técnico local, garantías claras, trazabilidad completa y un servicio postventa comprometido con el éxito de su obra.

¿Está buscando soluciones en geotecnia y entibación que le ofrezcan seguridad, calidad garantizada y respaldo técnico en terreno? Contáctenos hoy y descubra cómo el sistema TITAN puede marcar la diferencia en su próximo proyecto.



- **Contacto:**
comercial@ischebeckchile.com
(+56 2) 64690891
- **Web**
www.ischebeckchile.com





30 años

al servicio de la región y el país

EMPRO

Ensayos de Materiales y Prospecciones

SUELOS - HORMIGONES - ASFALTOS

Ingeniería

Mecánica de Suelos
Fundaciones
Taludes
Mejoramiento de Terreno

Control de Obras Civiles

Densidad In Situ
Hormigones
Asfaltos

Prospección de Suelos

Sondajes Marítimos
Sondajes Terrestres
Calicatas

Laboratorio Acreditado

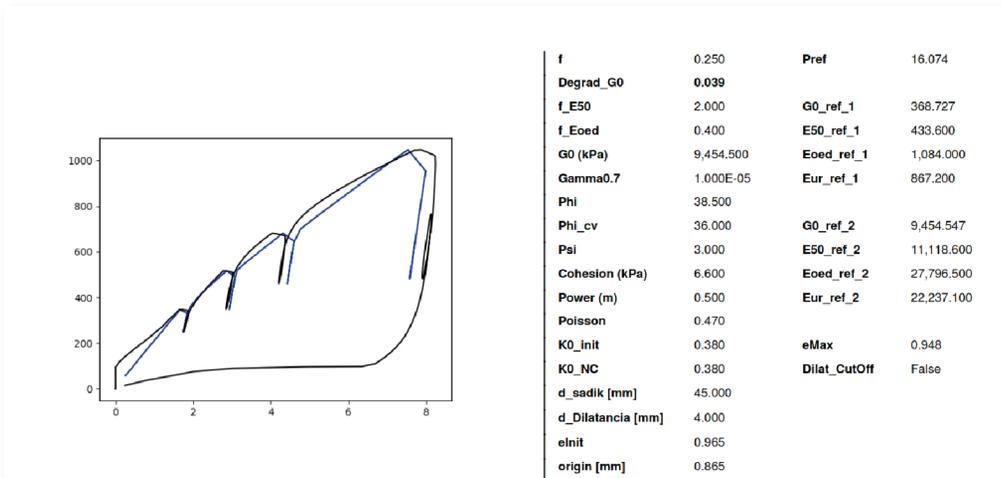
bajo NCh-ISO 17025 y
registro vigente MINVU



Excelencia en Geotecnia

Servicios

- > Estudios Geotécnicos
- > Diseño de Entibaciones y Socialzados
- > Modelación con Elementos Finitos
- > Diseño de Pilotes y Micropilotes
- > Estabilización de Taludes



Calibración de modelos constitutivos mediante presiómetro



Presiómetro