

Revista Ciencia y Construcción

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

06

*EVALUACIÓN
ESTRUCTURAL DE UN
PUENTE EN LA RUTA
SPONDYLUS DEL
ECUADOR*

UN ENFOQUE CIENTÍFICO
DE LA VIALIDAD

19

*MODELO DE LA FRANJA DE
LA CARRETERA OBTENIDO
MEDIANTE FOTOGRAMETRÍA
CON VEHÍCULOS ÁEREOS NO
TRIPULADOS (VANT)*

TECNOLOGÍA DE
PUNTA



79

PROYECTO DE NAVE PARA
TÚNEL DE VIENTO EN CUBA

HERRAMIENTA PARA EL DESARROLLO

Director/Editor Técnico

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

Editor Ejecutivo

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

Editores Asociados

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

Comité Científico

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

- 02 Consejo Editorial**
- 03-04 Sumario**
- 05 Sección 1: Artículos de Investigación**
- 06-18 Evaluación Estructural De Un Puente En La Ruta Spondylus Del Ecuador**
- Ing. José Luis Benavides Osorio
 - Ing. Jaime Marcelo Díaz Iza
 - Dr. Ing. Luis Tinerfe Hernández Rodríguez
 - MSc. Ing. Edgar David Mora Martínez
- 19-33 Modelo De La Franja De La Carretera Obtenido Mediante Fotogrametría Con Vehículos Aéreos No Tripulados (VANT)**
- Ing. Senén José Casquete Cedeño
 - Dra. Ing. Dania Olga Abreu Hernández
- 34-41 Influencia De La Interacción Suelo-Estructura En Edificación De Baja Altura**
- Ing. Aldo Fernández Limés
 - Dr. Ing. Willian D. Cobelo Cristiá
- 42-51 Influencia De Los Aditivos De Ceniza De Bagazo De Caña Y Escoria De Alto Horno En Suelo Granular**
- Ing. Aldo Fernández Limés
 - Ing. Luis E. González Martínez
 - MSc. Ing. Isaida Flores Berenguer
 - MSc. Ing. Cecilia Gil Payne
 - Dra. Ing. Jenny García Tristá
 - Dra. Ing. Anadelys Alonso Aenlle
 - Dr. Ing. Willian D. Cobelo Cristiá

52-64 Influencia Del Ángulo De Dilatancia En Las Curvas Tensión Deformación A Compresión Del Hormigón Con Empleo Del Modelo De Daño Plástico

- Ing. Alejandro Socorro Álvarez
- Dr. Ing. Nelson Fundora Sautié
- Dra. Ing. Janet Otmara Martínez Cid

65-78 Influencia Del Modelo Numérico De La Cimentación En Estructuras Aporticadas De Hormigón Armado

- MSc. Ing. Stalin Alcívar Moreira
- Dr. Ing. Yordy Mieles Bravo
- Ing. Gian Pierre Mosquera

79 Sección 2: Artículos de Notas Técnicas

80-90 Proyecto De Nave Para Túnel De Viento En Cuba

- Arq. Ginet Ma. Guerrero Porras
- Dr. Ing. Alejandro López Llanusa
- Dra. Ing. Vivian Elena Parnás

91-100 Estudio De Carga De Viento Para Estructuras Soportes De Paneles Solares En Edificaciones Bajas

- Ing. Rigoberto Morales Hernández
- Ing. Roberto Álvarez Hurtado de Mendoza
- Dr. Ing. Alejandro López Llanusa



Artículos de Investigación

Evaluación Estructural De Un Puente En La Ruta Spondylus Del Ecuador

Structural Assessment of a Bridge on the Spondylus Route in Ecuador

Autores

José Luis Benavides Osorio¹, Jaime Marcelo Díaz Iza², Luis Tinerfe Hernández Rodríguez³, Edgar David Mora Martínez⁴

¹ Ingeniero Civil. Escuela Politécnica Nacional, Facultad de Ingeniería Civil y Ambiental, Quito, Ecuador
e-mail: pelucho19899@hotmail.com

² Ingeniero Civil. Escuela Politécnica Nacional, Facultad de Ingeniería Civil y Ambiental, Quito, Ecuador
e-mail: mchelo-2710@hotmail.com

³ Ingeniero Civil. Escuela Politécnica Nacional, Facultad de Ingeniería Civil y Ambiental, Quito, Ecuador
e-mail: luis.hernandezr@epn.edu.ec

⁴ Ingeniero Civil. Escuela Politécnica Nacional, Facultad de Ingeniería Civil y Ambiental, Quito, Ecuador
e-mail: edgar.mora@epn.edu.ec

RESUMEN

En este proyecto se aplica la metodología para puentes existentes "Load and Resistance Factor Rating" (LRFR) del Manual de Evaluación de Puentes publicado por la AASHTO, con la finalidad de adaptarla a las condiciones impuestas por la normativa ecuatoriana vial. El puente es de hormigón armado y está localizado en Ruta del Spondylus al Sureste de Pedernales, en Ecuador. Fue construido en 1986 cuando existían otras cargas vehiculares y normas de construcción. Mediante una inspección visual se detectó un grado de deterioro aceptable en su estructura, de esta manera se califica cualitativamente su condición. Para la verificación, se realizó el cálculo de las sollicitaciones a la que estarán sujetos los distintos miembros, estructurales, considerando sus diferentes efectos estáticos y dinámicos. El cálculo de la resistencia real consideró la verificación de las vigas, losas y diafragmas de la superestructura y pilas y estribos de la subestructura. Se elaboró un modelo analítico en el software CSI Bridge, donde se determinaron los efectos de carga de diseño, además del periodo fundamental y el comportamiento que tendrá ante un evento sísmico. Finalmente se determinan los índices de capacidad "RF" en las secciones que se esperaba que actúen las mayores sollicitaciones de las posibles combinaciones de cargas vigentes en la normativa ecuatoriana. Se concluye que los elementos de la superestructura y los estribos presentan un mayor grado de afectación con posible falla a flexión, por lo que deben reforzarse. Las pilas tienen la mayor capacidad nominal y pueden resistir cualquier combinación de carga.

Palabras claves: evaluación estructural, índice de capacidad, puentes.

ABSTRACT

In this project, the methodology for existing bridges "Load and Resistance Factor Rating" (LRFR) of the Bridge Evaluation Manual published by AASHTO is applied, in order to adapt it to the conditions imposed by Ecuadorian road regulations. The bridge is made of reinforced concrete and is located on Ruta del Spondylus to the southeast of Pedernales, in Ecuador. It was built in 1986 when other vehicle loads and construction regulations existed. Through a visual inspection, an acceptable degree of deterioration was detected in its structure, in this way its condition is qualitatively qualified. For the verification, the calculation of the sollicitations to which the different structural members will be subject was carried out, considering their different static and dynamic effects. The calculation of the real resistance considered the verification of the beams, slabs and diaphragms of the superstructure and piers and abutments of the substructure. An analytical model was developed in the CSI Bridge software, where the design load effects were determined, in addition to the fundamental period and the behavior it will have in the face of a seismic event. Finally, the "RF" capacity indices are determined in the sections that were expected to act on the greatest sollicitations of the possible combinations of loads in force in the Ecuadorian regulations. It is concluded that the elements of the superstructure and the abutments have a greater degree of affectation with possible flexural failure, so they must be reinforced. Batteries have the highest rated capacity and can withstand any combination of loads.

Keywords: structural evaluation, capacity index, bridges.

Nota Editorial: Recibido: Julio 2022 Aceptado: Agosto 2022

1. INTRODUCCIÓN

Actualmente el sistema de red vial de un país es vital para el desarrollo económico social, haciendo posible el comercio entre regiones con una adecuada conectividad, razón por la cual es importante la creación de nuevas carreteras y puentes, así como también la evaluación, rehabilitación de los ya existentes en la red vial. Un gran porcentaje de puentes existentes que conforman las redes viales en el Ecuador fueron diseñados con normas que a la fecha son obsoletas, tomando en cuenta principalmente los parámetros técnicos y cargas definidas, por lo tanto, es necesario conocer las circunstancias y la metodología con los cuales estas estructuras fueron diseñadas.

El colapso de un puente de una red vial, por cualquier causa, genera graves efectos socioeconómicos al país. Por eso se tiene como objetivo la evaluación del Puente localizado en Ruta del Spondylus y sobre el Río Mocora, de gran relevancia para la movilidad y conectividad entre los poblados de Jama y Pedernales, siendo la única vía de conexión entre ellos, por lo que el colapso del mismo sería una situación catastrófica.

Bowman et al [1] exponen, refiriéndose a los Estados Unidos, que se requiere que todos los estados tengan la capacidad de carga de los puentes y señalizarlos con el objetivo de cumplir con los estándares federales. Las clasificaciones de carga se realizan para determinar la capacidad de carga viva segura de un puente considerando las condiciones existentes del mismo. Con base en las clasificaciones de carga, el puente se evalúa para la señalización de carga o el refuerzo. En ese trabajo se notificó al Departamento de Transporte de Indiana (INDOT) que su práctica de capacidad de carga y señalización no cumplía con 23 CFR 650.313. El propósito de ese estudio fue resumir y comparar la capacidad de carga y los procedimientos de señalización utilizados en otros estados y proporcionar recomendaciones e información necesaria para modificar los procedimientos en el Manual de inspección de puentes de INDOT.

Machín y Sima [2] plantean en trabajos realizados en Uruguay que es habitual en la práctica que muchos puentes existentes no cumplan con los requerimientos de una norma de diseño actual, sin embargo, mantienen las condiciones de servicio con niveles de confiabilidad aceptables. Al encontrarse la estructura en servicio se cuenta con herramientas que permiten disminuir las incertidumbres de las variables del cálculo y facilitar su evaluación estructural

Muñoz et al [3] expresan que, en Colombia, cuando se hace una revisión estructural de puentes metálicos se verifican las cargas de diseño, las especificaciones de los materiales y los factores de seguridad establecidos en el Código Colombiano de Diseño Sísmico de Puentes. Teniendo en cuenta que existen factores de naturaleza incierta que pueden alterar el funcionamiento de la estructura, resulta necesario aplicar un método de evaluación que combine funciones estocásticas y estadísticas con el análisis estructural, como el basado en la fiabilidad estructural, el cual muestra una condición real de trabajo del puente. Este artículo desarrolla la metodología de evaluación de puentes metálicos por técnicas de fiabilidad estructural, con fundamento en estudios norteamericanos en la AASHTO, donde se mencionan las principales diferencias encontradas durante la evaluación estructural al puente Puerto Salgar.

Para realizar el diagnóstico técnico de los puentes que tienen 30 años o más en funcionamiento es imprescindible conocer sus antecedentes históricos, así como la integridad de la estructura, lo cual proporcionará información de su funcionamiento. Sin lo anterior, el diagnóstico y repotenciación no tendrá la confianza adecuada siendo posible el colapso de la estructura debido a las fallas de avance ante un desastre natural, así también como el deterioro del tiempo de la estructura.

En la evaluación del puente es importante el análisis de capacidades de carga de los diferentes elementos que conforman el mismo; la inspección visual con la información obtenida permitirá tener un diagnóstico de la situación actual, se estimará la seguridad actual de la estructura del puente y se definirán límites de servicio de carga viva para su buen funcionamiento [1]. Por eso, inicialmente, todos estos criterios se consideraron en base a una inspección visual de toda la estructura del puente.

En este proyecto técnico se analiza la estructura del puente que consta de una longitud total de 39,2 m, constituido de 3 tableros continuos de los cuales los tableros extremos tienen una longitud de 10,4 m, y el del medio de 18,4 m. En la superestructura hay 4 vigas de hormigón armado de 10,4 m de longitud en los dos tramos extremos y 4 vigas de hormigón armado de longitud 18,4 m en la parte central. Las pilas están formadas por dos muros de hormigón armado en la parte central, con unas dimensiones de 8,30 m de ancho, 0,50 m de espesor y una altura de 12,10 m. En las partes externas están los estribos de hormigón armado. La construcción finalizó en el año 1986 con filosofías diferentes a la propuesta por los códigos actuales, cuyas especificaciones originales, tanto en construcción como diseño, no consideraban la magnitud de los posibles peligros actuales, por lo que los métodos de fiabilidad estructural descritos por el Ministerio de transporte y obras públicas (MTO) y Norma ecuatoriana de vialidad (NEVI) [4] sugieren la utilización de los métodos de análisis de capacidad de carga propuestos por la AASHTO en *The manual for bridge evaluation* [5]. Los elementos estructurales del puente están contruidos de hormigón de resistencia $f'c = 21 \text{ MPa}$ y de acero de refuerzo $f_y = 420 \text{ MPa}$.

La superestructura tiene una calzada formada de dos carriles cada uno de 4,25 m, dos veredas peatonales de 0,75 m cada una incluyendo las barandas y una canal de agua a cada lado, sumando en total un ancho de 10 m. La subestructura está compuesta por estribos abiertos y pilas tipo muro, con vigas cabezal "L" con trabas sísmicas. En la figura 1 se muestra una vista en elevación frontal y longitudinal del puente



Figura 1: Vista en elevación frontal y longitudinal del puente

Según lo normado por la AASHTO [5], en el primer proceso de evaluación se analizará por capacidad con cargas y especificaciones de diseño aplicadas al puente en su condición actual, evaluando la vulnerabilidad de la estructura. En el segundo procedimiento de evaluación, si el puente no aprueba el nivel de evaluación de carga de diseño, el proceso permitirá establecer la necesidad de restricciones de peso vehicular o de reforzamiento.

Se empleará un sistema racional y flexible de evaluación, así como la verificación de la estabilidad estructural del puente frente a todas las situaciones en que se encuentre inmerso, basándose en el tipo de puente a construir, tipo de vehículo (camión de diseño MTOP), carga peatonal, carga en bordillos, sismo, viento, entre otras.

Lozano et al [6] afirman que cada vez es más importante el parque de puentes y evaluar el estado de estructuras ya construidas que es necesario mantener o que han sufrido alguna situación accidental, como puede ser un sismo. Hay diversas técnicas para ello y en esta comunicación la técnica de observabilidad que combina dos enfoques: uno simbólico y uno numérico, que se podrían aplicar a la evaluación de puentes.

En cuanto al cálculo sísmico se planteó un análisis no lineal con seis grados de libertad laterales, previniendo el colapso del puente ante la posibilidad de sismos de gran intensidad, estableciendo elevados niveles de fiabilidad, seguridad y estabilidad. Para esto se basó en la filosofía de diseño de la AASHTO [7] y la norma ecuatoriana de la construcción, "Peligro sísmico, diseño sismo-resistente" [8].

Las patologías estructurales en los puentes se presentan de acuerdo con el grado de incidencia e intensidad que pueden provocar ciertos factores como: condiciones climáticas, sísmicas o problemas de uso de suelo, además de la incidencia del uso propio del puente y su antigüedad, por lo tanto, es necesario de un mantenimiento preventivo y correctivo, con la finalidad de conservar su buen estado y funcionamiento.

Presentando a continuación un listado de las patologías más comunes existentes en puentes.

- Grietas y fisuras
- Deterioro del hormigón
- Cimentaciones socavadas
- Muros y estribos con deslizamientos
- Fallos en los apoyos

Se conoce trabajos en Chile de evaluación de puentes como el caso del puente Pedro de la ciudad de Valdivia realizado por Garrido [9] donde para la evaluación de la capacidad resistente del puente se ha empleado el Manual para evaluación de puentes y se llega a la conclusión después del estudio que se ha podido determinar qué secciones poseen la resistencia más crítica tanto a momento flector como a cortante. Como conclusión se plantea que la capacidad de resistencia del puente a cortante es suficiente para todas las secciones, salvo para la sección de las pilas exteriores. Mientras que en la evaluación del momento flector se obtienen valores de RF, en las secciones más representativas, menores que 1, teniendo la resistencia más crítica en la sección ubicada en la zona central del vano lateral.

2. DISCUSIÓN

Métodos de Análisis de Capacidad de Carga

La AASHTO en el MBE [5] plantea que el análisis de capacidad de carga tiene como objetivo evaluar la capacidad de los distintos elementos portantes que conforman la estructura ante el paso de carga vehicular. Se aplica el análisis de capacidad de carga en el puente cuando este ha variado sus propiedades físicas y condiciones iniciales de los elementos estructurales del puente. Estas variaciones son producidas por el deterioro del material de los elementos, por el uso al tráfico vehicular, factores naturales, ampliaciones y rehabilitaciones en la superestructura, cambio en las especificaciones en las normativas de diseño y servicio. La evaluación se realiza a partir del estado actual, las condiciones de tráfico vehicular del puente y para obtener estos parámetros se debe realizar inspecciones de campo.

El "MBE" [5], propone tres métodos de evaluación desarrollados en relación a metodologías de diseño de puentes publicadas por la AASHTO. Estos se mencionan a continuación:

- Método por Capacidad de Esfuerzos Admisibles (ASR, Allowable Stress Rating).
- Método de Capacidad de Factores de Carga (LFR, Load Factor Rating).
- Método de Capacidad por Factores de Resistencia y Carga (LRFR, Load and Resistance Factor Rating)

Factor de Capacidad (RF)

Según la AASHTO en el MBE [5] Es un coeficiente específico de cada elemento de la superestructura que determina la capacidad de resistir una carga específica, el conjunto de los valores de factor de capacidad obtenidos de cada miembro proporciona una base para determinar la carga vehicular máxima, el reforzamiento de elementos del puente si es necesario y establecer medidas para precautelar la estabilidad y seguridad del puente.

Según la AASHTO [5], los valores específicos del factor de carga se obtienen a partir de la utilización de la ecuación general de capacidad de carga (1), que para aplicarla es necesario usar las ecuaciones (2), (3) y (4). En el cálculo las variables, factores de carga y resistencia empleados cambian de acuerdo al enfoque y metodología en el análisis de capacidad de carga, buscando intervalos de seguridad más adecuados en términos de la fiabilidad del puente.

$$RF = \frac{C - (\gamma_{DC})(D_C) - (\gamma_{DW})(D_W) \pm (\gamma_P)(P)}{(\gamma_{LL})(L_L + I_M)} \quad (1)$$

Para los estados de límite de resistencia:

$$C = \varphi_C \cdot \varphi_S \cdot \varphi \cdot R_n \quad (2)$$

Aplicando el límite inferior:

$$\varphi_C \cdot \varphi_S \geq 0.85 \quad (3)$$

Para los Estados Límite de Servicio:

$$C = f_R \quad (4)$$

En las expresiones anteriores RF se corresponde con el factor de capacidad, C con la capacidad nominal del miembro, f_R es el esfuerzo admisible especificado en el código LRFD, R_n es la resistencia nominal del miembro, D_C es el efecto de carga muerta debido al peso propio de los elementos estructurales y no estructurales, D_W es el efecto de carga muerta debido a la superficie de rodamiento e instalaciones para servicios públicos, P es las cargas permanentes que no sean cargas muertas, o sea, sobrepuestas, L_L es la sobre carga vehicular, I_M es el incremento por carga vehicular dinámica, γ_{DC} es el factor LRFD de carga para componentes estructurales y accesorios, γ_{DW} es el factor LRFD de carga para superficie de desgaste y utilitarios, γ_P es el factor LRFD de carga para cargas permanentes, φ_C es el factor de condición, φ_S es el factor de sistema y φ = factor LRFD de resistencia

La AASHTO [5] define que en general los valores calculados de factor de carga están alrededor del número 1, entonces, si el factor de capacidad es menor que 1 "La estructura no cumple los niveles requeridos de seguridad y requiere acciones correctivas", si el factor de capacidad es mayor o igual a 1 "El nivel de seguridad de la estructura es satisfactorio".

Para el método LRFR, la capacidad de carga se obtiene a partir la ecuación general de capacidad de cargas y cada conexión sometidos a un efecto de fuerza (axial, flexión o cortante), en el método se contempla la utilización de cada uno de los estados límites y el efecto de carga mínima de corte, axial o flexión que determina el factor de evolución para el control.

Cargas de evaluación

En la evaluación general de puentes se utiliza las cargas permanentes y de tránsito vehicular para el análisis, no tomando en cuenta las cargas de origen extremo como inundaciones, esto por la baja probabilidad de ocurrencia y la alta magnitud de la fuerza generada, así también se descarta fuerzas secundarias como viento y dilatación del hormigón, la necesidad de inclusión de estas fuerzas en el análisis debe ser justificado.

Cargas permanentes

Son cargas que actúan sobre la estructura indefinidamente e invariable durante la vida útil del mismo, se toma como carga permanente a cargas derivadas del peso propio de los elementos de la superestructura, carpeta asfáltica, aceras, barandales y elementos de servicio público (iluminarias, alcantarillado, agua potable). Las cargas permanentes se clasifican en:

- Carga Muerta de los miembros estructurales y accesorios no estructurales (D_C)
- Carga Muerta de las superficies de rodadura e instalaciones para servicios públicos (D_W)

Cargas transitorias

Son cargas que su acción varía en magnitud y posición durante la vida útil del puente y se clasifican en:

- Fuerza de Frenado de Vehículos (B_R)
- Fuerza de Colisión de Vehículos (C_T)
- Incremento por Carga Vehicular Dinámica (I_M)
- Sobrecarga Vehicular (L_L)
- Sobrecarga Viva (L_S)
- Sobrecarga Peatonal (P_L)
- Asentamientos (S_E)
- Sismo (E_Q)
- Carga Hidráulica y Presión del Flujo de Agua (W_A)
- Fluencia Lenta (C_R)

En el análisis de capacidad de carga de un puente, las cargas transitorias de consideración son sobrecargas vehiculares y la carga dinámica que produce la circulación vehicular. En los manuales de diseño distintos tipos de sobrecarga vehicular, esta dependerá del método y el nivel de evaluación.

Cargas vivas de evaluación

La especificación para carga viva empleada en la metodología de evaluación por capacidad es el camión estándar HS-MTOP y una carga de carril de diseño. Para puentes con tráfico pesado el MTOP sugiere la utilización del camión HS-MTOP, esto debido a la evolución del parque automotor.

Cargas de camión de diseño HS-MTOP

Consiste en un camión tractor con semirremolque de tres ejes, mostrado en la figura 2, donde la separación de los ejes del tractor es 4,30 metros y la separación con el eje del remolque se considera variable, ya que este parámetro cambia según los camiones actuales, teniendo una separación mínima de 4,30 metros y una máxima de 9 metros. La carga en el eje delantero es igual a 49 kN y en cada eje trasero es igual a 196 kN. El mismo que corresponde a un incremento aproximado del 37,8% del camión de diseño de la AASHTO HS-20-44. [4]

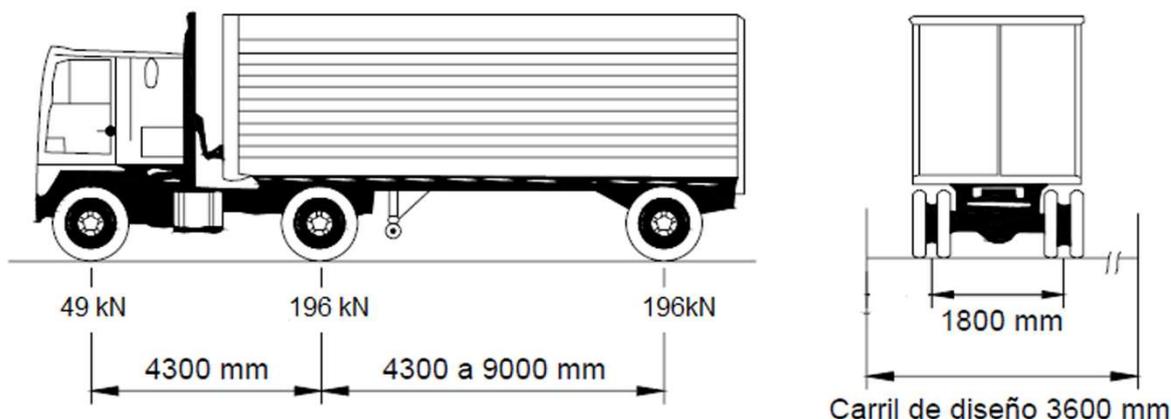


Figura 2: Camión de Diseño HS-MTOP. Fuente NEVI [4]

Procesos de análisis de la metodología LRFR

En el flujograma de la figura 3 se describe la metodología LRFR que implementa una estructura de niveles de evaluación de capacidades de carga.

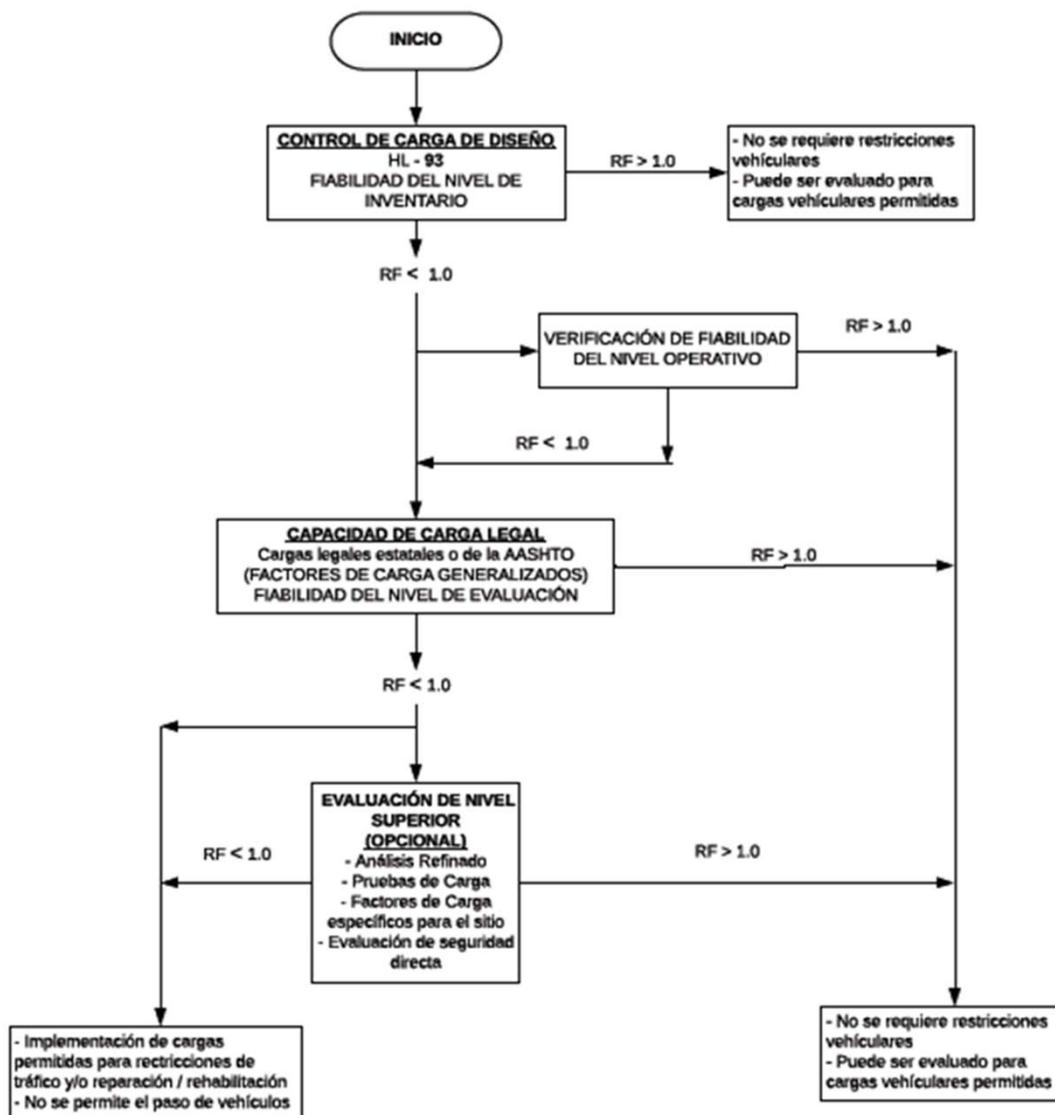


Figura 3: Diagrama de flujo de la metodología LRFR. Fuente AASHTO [5]

La evaluación de momentos por carga a flexión y esfuerzos cortantes que actúan sobre el puente se realizó basándose en la norma AASHTO LRFD 2017 [7] y el respectivo armado de sus elementos estructurales que lo conforman. La información recopilada consiste en planos estructurales del año 1986 suministrados por el MTOP.

Descripción, modelación y análisis estructural del puente analizado

Para la revisión de los elementos de la superestructura se tomó en cuenta el tablero, las vigas principales (Viga "T"), diafragmas y la losa en voladizo del puente, considerando que existen 2 carriles de tránsito vehicular con una separación de 4,25 m entre sus ejes. Para cada uno de los elementos estructurales se toma en cuenta su agrietamiento respectivo.

Para el caso de la subestructura se evaluaron los elementos de la pila tipo muro (2 miembros) y los estribos abiertos de sección rectangular, de igual manera realizó el cálculo de los cabezales de apoyo tipo "L". El análisis de los elementos tipo pila se realizó en el sentido transversal, mientras que el análisis de los estribos en el sentido longitudinal, debido a que el MBE recomienda realizar el análisis en el sentido donde la estabilidad de la estructura se encuentra comprometida. De igual manera, se consideró el agrietamiento en los elementos portantes.

Debido a la importancia de la estructura es necesario realizar una investigación más completa del puente, para lo cual se realizó un análisis que considere el aporte de los modos de vibración secundarios en el puente, este análisis lo brinda el método elástico multimodal.

Se consideró una estructura con 16 grados de libertad (GDL), condensándola a una matriz de rigidez K en los 6 GDL laterales, que son los mismos que interesan para el análisis de estabilidad. Los resultados incluyen las fuerzas sísmicas para pilas y estribos tal como se observa en la figura 4.

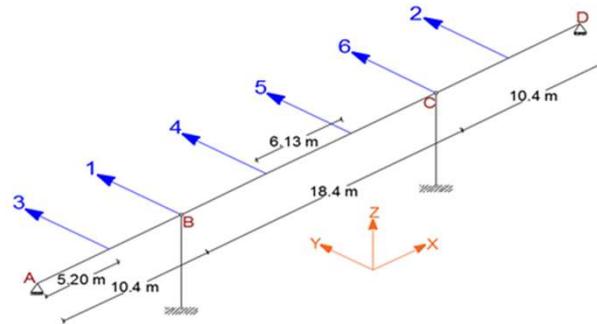


Figura 4: Representación de fuerzas presentes en cada GDL

El modelo estructural se muestra en la figura 5 se realizó con el software CSI Bridge con el fin de establecer el comportamiento del puente en sus diferentes estados de carga aplicados para su evaluación. De esta manera, se obtienen las fuerzas cortantes y momentos a flexión en la superestructura. Además, se realizó un análisis modal, que permite conocer el periodo fundamental de la estructura.

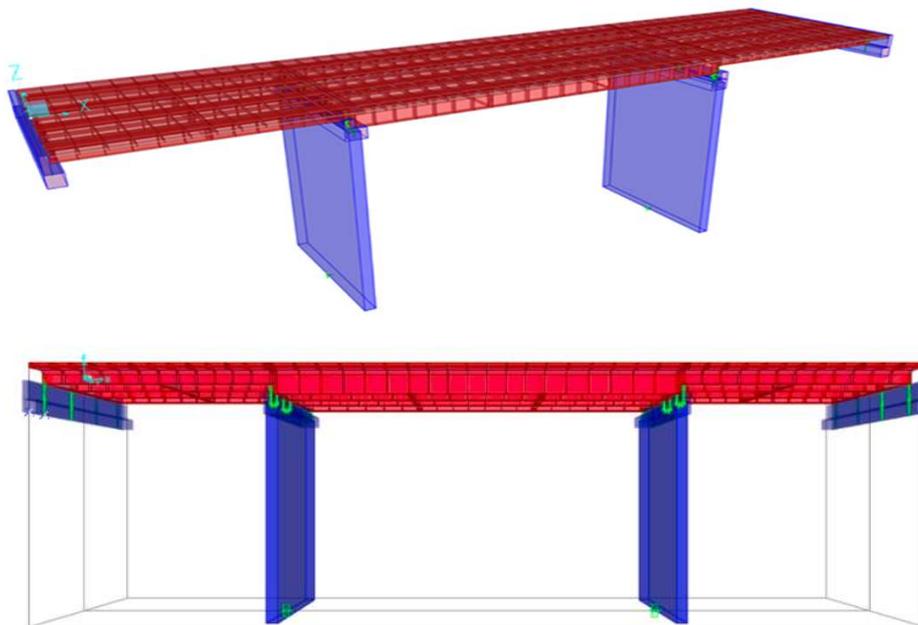


Figura 5: Modelo estructural de puente sobre el río Mocora

El periodo obtenido con ese software tiene un valor de 0,0571 (s), el cual se asemeja al periodo calculado mediante el análisis multimodal, en donde se tomó en cuenta los grados de libertad transversales dando un valor de 0,0625 (s) lo que significa que este tipo de estructuras debido a la configuración de sus pilas tienen periodos muy bajos. En la Figura 6 se muestra el comportamiento de la estructura y su forma modal.



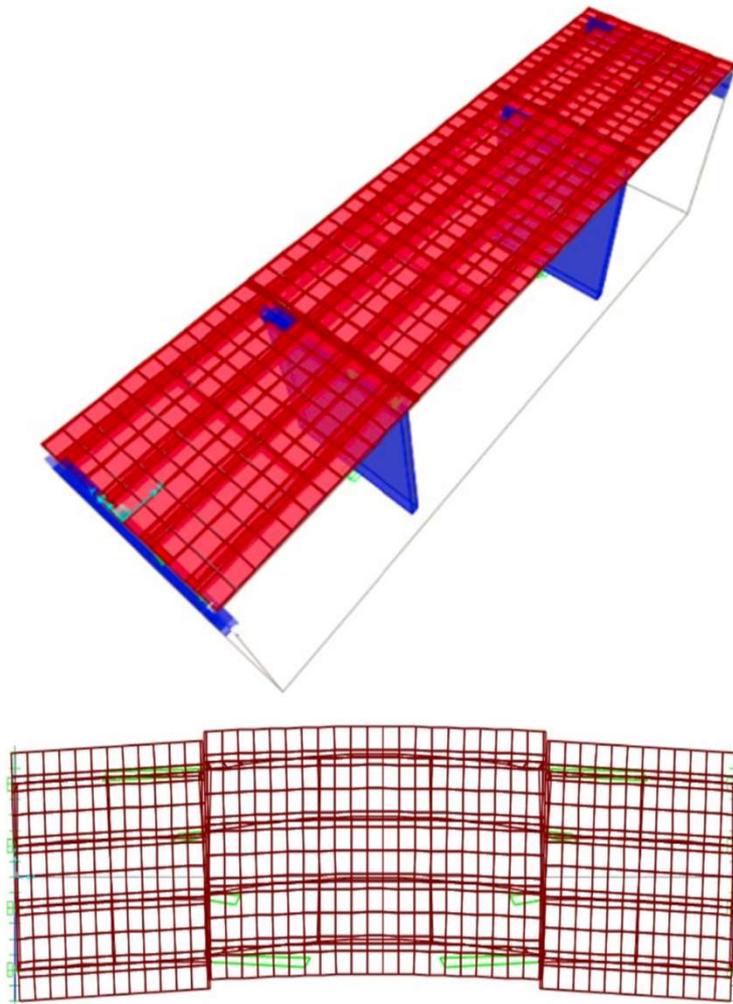
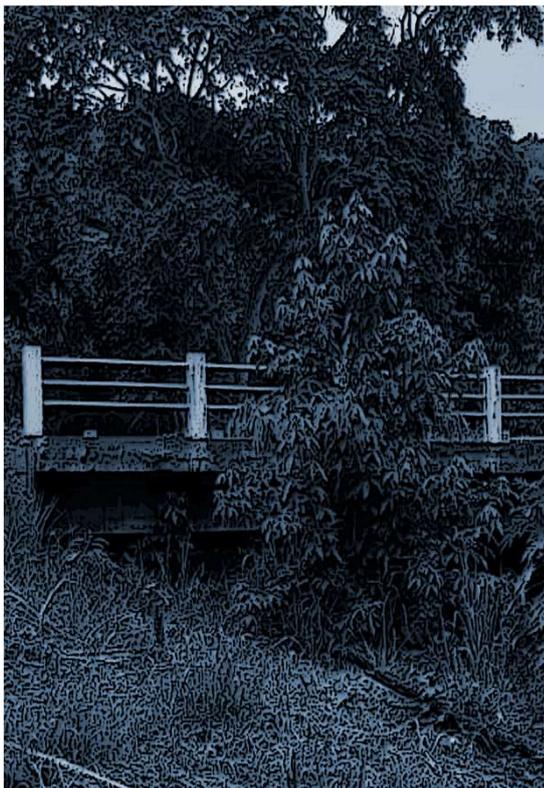


Figura 6: Forma modal de la estructura.



Comprobación de diseño entre planos estructurales del MTOP y el diseño calculado

Se presentan cuadros comparativos mostrándose los resultados obtenidos para cada uno de los miembros estructurales en análisis, empleándose la metodología de diseño de la Norma AASHTO LRFD 2017 [7] y obteniéndose las solicitaciones a las que se encuentra sometida la estructura debido a la acción de cargas estáticas y dinámicas propias y ajenas al puente, en comparación con la capacidad resistente de acuerdo a la configuración y geometría de las secciones armadas, según los planos estructurales que se poseen.

- Comparación de momentos últimos y de esfuerzos cortantes

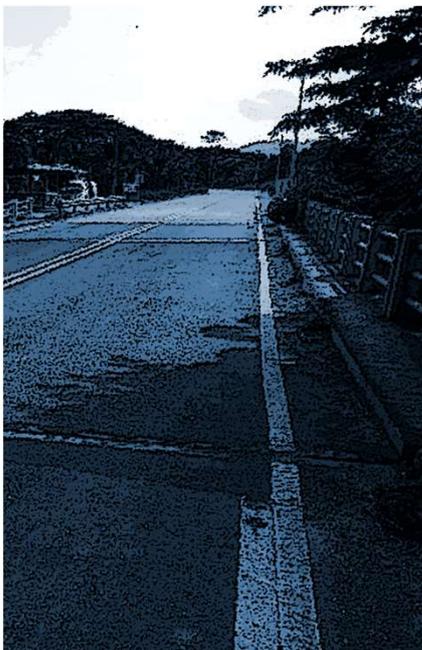
Si la capacidad resistente del elemento estructural es inferior a la solicitud actuante a la que se encuentra sometido el miembro estructural, es necesario realizar una intervención del mismo ya que este no es capaz de soportar las cargas de diseño. En la Tabla 1 y Tabla 2 se puede observar la comparación de dichos valores tanto para momentos como para esfuerzos cortantes respectivamente. En las mismas, NC! significa que no cumple la condición, mientras que OK! es que se cumple.

Tabla 1: Comparación de momentos últimos resistentes y momentos últimos actuantes

ELEMENTO ESTRUCTURAL	AASHTO			PLANOS		
	Mu (+) [kN . m]			Mu (-) [kN . m]		
TABLERO DE 18,4 [m]	Actúa	Resiste		Actúa	Resiste	
LOSA	62,04	39,06	NC!	51,29	30,25	NC!
VIGA PRINCIPAL INTERIOR	4335,01	3221,05	NC!	-	-	-
VIGA PRINCIPAL EXTERIOR	4356,72	3221,28	NC!	-	-	-
DIAFRAGMA INTERIOR	130,1	297,13	OK!	94,4	290,36	OK!
DIAFRAGMA DE APOYO	129,97	237,65	OK!	94,4	230,89	OK!
LOSA EN VOLADIZO				17,00	31,18	OK!
TABLERO DE 10,4 [m]	Actúa	Resiste		Actúa	Resiste	
LOSA	62,04	39,06	NC!	51,29	30,25	NC!
VIGA PRINCIPAL INTERIOR	1551,72	1149,61	NC!	-	-	-
VIGA PRINCIPAL EXTERIOR	1231,06	1149,61	NC!	-	-	-
DIAFRAGMA INTERIOR	129,00	132,28	NC!	93,49	127,76	OK!
DIAFRAGMA DE APOYO	128,35	80,58	OK!	93,06	76,04	NC!
LOSA EN VOLADIZO				17,00	31,18	OK!
SUBESTRUCTURA	Actúa	Resiste		Actúa	Resiste	
PILA	13687,9	25957,26	OK!	-	-	-
ESTRIBO	1354,93	676,54	OK!	-	-	-

Tabla 2: Comparación de esfuerzos cortantes resistentes y esfuerzos cortantes actuantes

ELEMENTO ESTRUCTURAL	AASHTO	PLANOS	
	Vu [kN]	Vr [kN]	
TABLERO DE 18,4 [m]	Actúa	Resiste	
VIGA PRINCIPAL INTERIOR	997,59	1193,9	OK!
VIGA PRINCIPAL EXTERIOR	973,39	1193,9	OK!
DIAFRAGMA INTERIOR	193,44	563,23	OK!
DIAFRAGMA DE APOYO	219,96	454,06	OK!
TABLERO DE 10,4 [m]	Actúa	Resiste	
VIGA PRINCIPAL INTERIOR	704,44	939,78	OK!
VIGA PRINCIPAL EXTERIOR	683,95	939,78	OK!
DIAFRAGMA INTERIOR	232,16	293,72	OK!
DIAFRAGMA DE APOYO	256,7	70,12	OK!
SUBESTRUCTURA	Actúa	Resiste	
PILA	3364,44	4914,53	OK!
ESTRIBO	187,34	592,25	OK!



El análisis por capacidad de carga se realizó mediante el método LRFR debido a que en la actualidad es la metodología más completa y mayormente solicitada por las autoridades como especificación de diseño.

El manual para evaluación de puentes (MBE) [5] expone que “para puentes de hormigón armado, la evaluación por capacidad de carga se va a realizar por el Estado Límite de Resistencia I. Este recomienda que, si el factor de capacidad (RF) es menor a 1, el puente debe ser intervenido ya sea reforzando a la estructura o restringiendo el tráfico vehicular, con esta consideración se analiza los factores de capacidad tanto para momentos como para esfuerzos cortantes la superestructura. Todos estos valores se pueden observar en la Tabla 3 y la Tabla 4.

Tabla 3: Factor de capacidad de carga para el Estado Límite de Resistencia I para vigas exteriores e interiores (izquierda-derecha) por momento flexionante

EVALUACIÓN DE CAPACIDAD DE CARGA A MOMENTO														
PUENTE	Layout Line Distance	Girder Distance	VIGAS EXTERIORES						VIGAS INTERIORES					
			M DC	M DW	M LL+IM	Carga Nominal	RF OPERACIÓN	RF INVENTARIO	M DC	M DW	M LL+IM	Carga Nominal	RF OPERACIÓN	RF INVENTARIO
			kN.m	kN.m	kN.m	kN.m	.	.	kN.m	kN.m	kN.m	kN.m	.	.
Tablero 1	0	0	-7.8743	1.0456	244.6168	1277.34	2.46	1.90	9.8853	-1.0456	128.895	1277.34	4.66	3.59
	2.6	2.6	170.1349	22.298	468.7156	1277.34	1.01	0.78	177.8168	24.3375	495.3924	1277.34	0.94	0.72
	2.6	2.6	170.1215	22.3685	469.7648	1277.34	1.00	0.77	177.8301	24.2671	494.3319	1277.34	0.94	0.72
	5.2	5.2	233.23	30.5298	582.5356	1277.34	0.72	0.56	237.0877	31.1384	528.6547	1277.34	0.79	0.61
	5.2	5.2	233.5246	30.6083	583.4036	1277.34	0.72	0.56	236.7931	31.0598	527.6508	1277.34	0.79	0.61
	7.7375	7.7375	172.5969	21.9297	473.6113	1277.34	0.99	0.77	168.9103	23.9371	504.2642	1277.34	0.93	0.72
	7.7375	7.7375	172.9807	21.966	473.5703	1277.34	0.99	0.76	168.5264	23.9008	503.9678	1277.34	0.93	0.72
Tablero 2	13.1000	2.700	431.135	45.7616	777.1177	3579.2	1.76	1.36	422.4021	47.9484	767.8549	3579.2	1.78	1.38
	13.1000	2.700	430.9731	45.7741	774.06	3579.2	1.76	1.36	422.564	47.9358	767.5053	3579.2	1.79	1.38
	15.6750	5.275	715.1295	77.3867	1249.138	3579.2	0.91	0.71	728.0871	79.0719	1139.621	3579.2	0.99	0.77
	15.6750	5.275	713.5082	77.3519	1248.731	3579.2	0.92	0.71	729.7083	79.1066	1138.317	3579.2	0.99	0.77
	18.2857	7.886	856.1607	92.3401	1450.915	3579.2	0.71	0.55	877.8457	96.0917	1350.153	3579.2	0.75	0.58
	18.2857	7.886	855.3639	92.1862	1448.53	3579.2	0.71	0.55	878.6425	96.2456	1352.858	3579.2	0.75	0.58
	20.9142	10.514	855.3668	92.1865	1448.484	3579.2	0.71	0.55	878.6452	96.2459	1352.775	3579.2	0.75	0.58
	20.9142	10.514	856.1635	92.3404	1450.862	3579.2	0.71	0.55	877.8485	96.092	1350.093	3579.2	0.75	0.58
	23.5249	13.125	713.5153	77.3527	1248.578	3579.2	0.92	0.71	729.7152	79.1074	1138.088	3579.2	0.99	0.77
	23.5249	13.125	715.1366	77.3875	1248.987	3579.2	0.91	0.71	728.094	79.0726	1139.405	3579.2	0.99	0.77
	26.1000	15.700	430.9788	45.7747	773.8145	3579.2	1.77	1.36	422.5697	47.9365	767.2347	3579.2	1.79	1.38
26.1000	15.700	431.1408	45.7622	776.8747	3579.2	1.76	1.36	422.4077	47.949	767.589	3579.2	1.79	1.38	
Tablero 3	31.4625	2.663	172.9807	21.966	473.8415	1277.34	0.99	0.76	168.5264	23.9008	504.292	1277.34	0.93	0.72
	31.4625	2.663	172.5969	21.9297	473.8805	1277.34	0.99	0.76	168.9103	23.9371	504.5815	1277.34	0.93	0.72
	34	5.2	233.5246	30.6083	583.7287	1277.34	0.72	0.56	236.7931	31.0598	528.0104	1277.34	0.79	0.61
	34	5.2	233.23	30.5297	582.8851	1277.34	0.72	0.56	237.0877	31.1384	528.9998	1277.34	0.79	0.61
	36.6	7.8	170.1215	22.3685	469.9223	1277.34	1.00	0.77	177.8301	24.2671	494.52	1277.34	0.94	0.72
	36.6	7.8	170.1349	22.298	468.8744	1277.34	1.00	0.78	177.8167	24.3375	495.578	1277.34	0.94	0.72
	39.2	10.4	-7.8743	1.0456	244.6866	1277.34	2.46	1.90	9.8853	-1.0456	128.8818	1277.34	4.66	3.59

Tabla 4: Factor de capacidad de carga para el Estado Límite de Resistencia I para vigas exteriores e interiores (Izquierda-Derecha) por fuerza cortante

PUENTE	EVALUACIÓN DE CAPACIDAD DE CARGA AFUERZA CORTANTE													
	Layout Line Distance	Girder Distance	VGAS EXTERIORES						VGAS INTERIORES					
			VDC	VDW	VLL+IM	Carga Nominal	RF OPERACIÓN	RF INVENTARIO	VDC	VDW	VLL+IM	Carga Nominal	RF OPERACIÓN	RF INVENTARIO
	m	m	kN	kN	kN	kN	-	-	kN	kN	kN	kN	-	-
Tablero 1	0	0	-90.719	-9.827	-315.501	1044.2	1.35	1.04	-85.33	-12.161	8.851	1044.2	48.32	37.27
	2.6	2.6	-46.525	-6.468	-239.926	1044.2	1.91	1.48	-43.534	-7.417	40.405	1044.2	11.40	8.80
	2.6	2.6	-45.914	-4.758	-204.403	1044.2	2.26	1.74	-44.145	-5.076	65.551	1044.2	7.05	5.44
	5.2	5.2	-2.005	-1.324	-138.384	1044.2	3.58	2.76	-2.064	-0.406	118.888	1044.2	4.17	3.21
	5.2	5.2	3.592	1.812	-96.751	1044.2	5.10	3.93	5.21	0.46	100.354	1044.2	4.91	3.79
	7.7375	7.7375	45.679	5.133	-63.956	1044.2	7.21	5.56	47.046	5.048	165.179	1044.2	2.79	2.15
	7.7375	7.7375	45.585	6.779	-45.943	1044.2	10.01	7.72	47.139	7.357	200.142	1044.2	2.29	1.77
Tablero 2	13.1000	2.700	-136.944	-15.582	-310.347	1326.55	1.69	1.30	-143.354	-16.812	38.733	1326.55	13.37	10.31
	13.1000	2.700	-137.142	-13.97	-287.072	1326.55	1.83	1.41	-143.156	-14.411	59.512	1326.55	8.74	6.74
	15.6750	5.275	-85.809	-10.696	-242.926	1326.55	2.32	1.79	-91.899	-9.66	101.698	1326.55	5.50	4.25
	15.6750	5.275	-85.687	-9.047	-222.801	1326.55	2.53	1.95	-92.021	-7.296	134.598	1326.55	4.17	3.22
	18.2857	7.886	-27.308	-3.455	-181.829	1326.55	3.35	2.59	-25.056	-4.738	97.692	1326.55	6.25	4.82
	18.2857	7.886	-26.759	-1.726	-161.448	1326.55	3.79	2.92	-25.606	-2.371	120.255	1326.55	5.09	3.93
	20.9142	10.514	26.756	1.725	-122.999	1326.55	4.97	3.84	25.604	2.371	172.76	1326.55	3.54	2.73
	20.9142	10.514	27.306	3.454	-105.079	1326.55	5.80	4.48	25.054	4.738	204.016	1326.55	2.99	2.31
	23.5249	13.125	85.685	9.047	-76.473	1326.55	7.38	5.69	92.019	7.295	194.845	1326.55	2.88	2.22
	23.5249	13.125	85.807	10.696	-61.481	1326.55	9.16	7.06	91.897	9.66	217.517	1326.55	2.57	1.98
	26.1000	15.700	137.141	13.97	-42.806	1326.55	12.25	9.45	143.155	14.411	271.039	1326.55	1.92	1.48
26.1000	15.700	136.943	15.582	-33.246	1326.55	15.74	12.14	143.353	16.811	300.406	1326.55	1.72	1.33	
Tablero 3	31.4625	2.663	-45.585	-6.779	-182.775	1044.2	2.52	1.94	-47.139	-7.357	53.533	1044.2	8.56	6.60
	31.4625	2.663	-45.679	-5.133	-155.897	1044.2	2.96	2.28	-47.046	-5.048	78.581	1044.2	5.86	4.52
	34	5.2	-3.592	-1.812	-108.977	1044.2	4.53	3.49	-5.21	-0.46	127.614	1044.2	3.86	2.98
	34	5.2	2.005	1.324	-80.136	1044.2	6.17	4.76	2.064	0.406	102.637	1044.2	4.83	3.72
	36.6	7.8	45.914	4.758	-54.553	1044.2	8.46	6.52	44.145	5.076	175.89	1044.2	2.63	2.03
	36.6	7.8	46.525	6.468	-42.759	1044.2	10.74	8.29	43.534	7.417	214.522	1044.2	2.15	1.66
	39.2	10.4	90.719	9.827	-33.995	1044.2	12.53	9.66	85.33	12.161	299.631	1044.2	1.43	1.10

3. CONCLUSIONES

Los elementos de la superestructura como vigas y diafragmas presentan un mayor grado de afectación, debido a las patologías presentes como: exposición del acero al ambiente, pequeñas fisuras, agrietamientos, y desprendimiento de hormigón en ciertas zonas.

La evaluación de la capacidad de carga se obtuvo mediante el índice de calificación "RF" planteado por el MBE, este permite conocer la condición real del puente, de esta manera se obtuvo resultados de "RF" debido a momentos menores a 1 y debido a corte mayores a 1 en cada elemento de la superestructura.

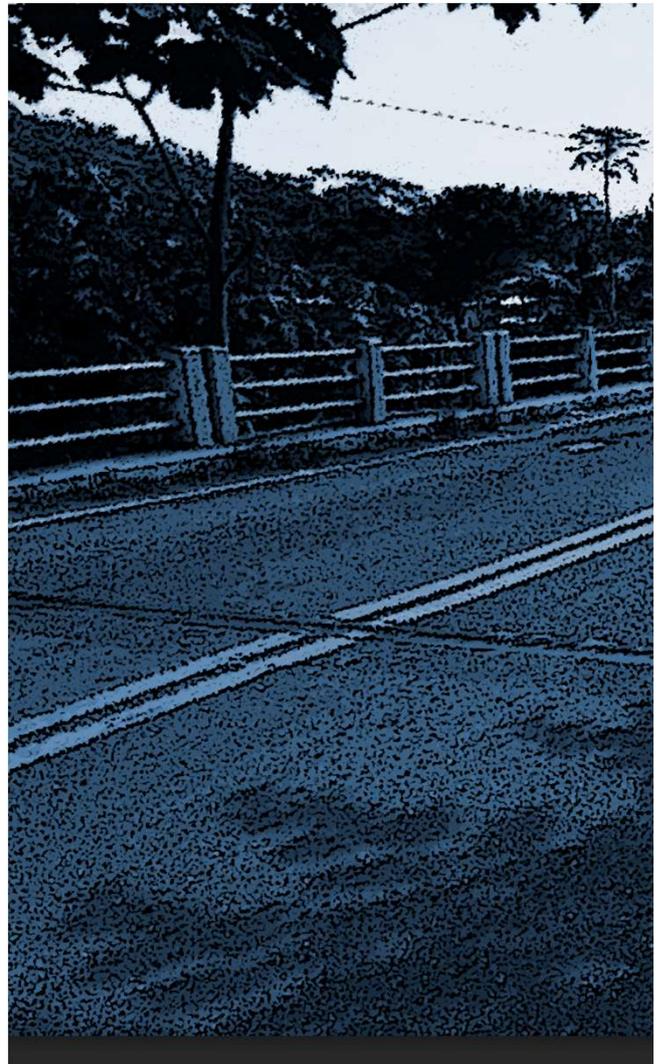
Los resultados obtenidos por el método LRFR para el Estado Limite de Resistencia I indican que los elementos de la superestructura en su gran mayoría tienen falla de momentos a flexión, por lo que el acero principal en los mismos es insuficiente para las cargas actuales. De igual manera, se verifica que cumple la capacidad por resistencia a corte,

La gran mayoría de los elementos de la superestructura tienen una deficiente capacidad nominal según se muestra en la tabla 1, lo cual podría repercutir en el correcto funcionamiento del puente para los vehículos pesados actuales, razón por la cual se debería plantear una intervención para el reforzamiento o restringiendo el tráfico vehicular.

En cuanto a la subestructura el comportamiento del puente en sí es muy favorable en lo que se refiere a las pilas y son los miembros estructurales que tienen la mayor capacidad nominal, esto se debe a que la configuración tipo muro le brinda al puente una mayor estabilidad y una capacidad suficiente para poder resistir cualquier tipo de carga a lo largo de su vida útil, debido a que sus valores de capacidad nominal son muy altos. Sin embargo, los estribos necesitan una intervención debido a que su capacidad nominal está por debajo de lo que debe resistir.

SOBRE LOS AUTORES

José Benavides y Marcelo Díaz son Ingenieros Civiles graduados en 2020 en la Escuela Politécnica Nacional (EPN) de Quito, Ecuador. Luis Hernández es Profesor Titular de la Facultad de Ingeniería Civil y Ambiental y Director del Centro de Investigación de la Vivienda de la EPN, Ingeniero Civil graduado en 1984 en la Universidad de Camagüey y Doctor en Ciencias Técnicas graduado en 2004 en la Universidad Tecnológica de la Habana. Edgar Mora es Profesor Titular de la Facultad de Ingeniería Civil y Ambiental de la EPN, Ingeniero Civil graduado en 2012 en Pontificia Universidad Católica del Ecuador y Master en Estructuras graduado en 2016 en la EPN.



REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

1. M. Bowman, R. Chou, "Review of Load Rating and Posting Procedures and Requirements. Joint Transportation Research Program, Indiana Department of Transportation and Purdue University, West Lafayette. 2014.
2. V. Machín, F. Sima, "Evaluación de estructuras de puentes existentes con metodologías basadas en Confiabilidad". Conference: First International bridge conference - Chile - Future Challenges: Design, Construction and Maintenance. 2017
3. E. Muñoz, R. Daza, F. Salazar, "Metodología de evaluación estructural de puente metálicos por técnicas de fiabilidad estructural". Revista Ingeniería de Construcción, Volumen 17 N°1, Páginas 44-52. 2002.
4. NEVI. "Especificaciones Generales para la Construcción de Caminos y Puentes" (Vol. III). Quito. Ecuador. 2013.
5. AASHTO. "The Manual for Bridge Evaluation (MBE)." 3rd Edition Washington DC. USA. 2018
6. J. Lozano, M. Nogal, L. Jun, D. Xu, J. Turmo, G. Ramos, "Evaluación estructural de puentes existentes. técnicas de observabilidad" Second International bridge congress – Chile: Design, construction and maintenance. 2017
7. AASHTO LRFD. Bridge Design Specifications, American Association of State Highway and Transportation Officials. Washington DC. USA. 2017.
8. NEC-SE-DS. Norma Ecuatoriana de la Construcción, Peligro Sísmico. Diseño sismo resistente. MIDUVI, Quito. Ecuador. 2022.
9. A. Garrido "Evaluación del estado de conservación y de la capacidad resistente del puente Pedro de Valdivia". Trabajo para Máster Universitario en Ingeniería de Caminos, Canales y Puertos. Universidad Austral de Chile. 2018



Modelo De La Franja De La Carretera Obtenido Mediante Fotogrametría Con Vehículos Aéreos No Tripulados (VANT)

Model Of A Section Of A Road Obtained By Photogrammetry Using Unmanned Aerial Vehicles (UAV)

Autores

Senén José Casquete Cedeño¹. Dania Olga Abreu Hernández²

¹ Ingeniero Civil. Universidad Técnica de Manabí (UTM). Estudiante de la Maestría en Ingeniería Civil, Mención Vialidad e-mail: ccsenenjose@hotmail.es , scasquete7420@utm.edu.ec

² Doctora en Ciencias Pedagógicas, Profesora Auxiliar, Ingeniera en Geodesia y Cartografía. Universidad Tecnológica de La Habana (Cujae) e-mail: daniah@civil.cujae.edu.cu

RESUMEN

La Fotogrametría digital como ciencia se ha revolucionado con el empleo de los vehículos aéreos no tripulados (VANT). Sus múltiples aplicaciones radican en la posibilidad de obtener imágenes del terreno sobrevolado a alturas inferiores a las que tradicionalmente se realizan con aviones tripulados. Esto permite realizar la representación a gran escala de la planimetría y la modelación del relieve; lo que resulta de gran utilidad para las ingenierías y las ciencias de la Tierra en general. La investigación desarrollada con la finalidad de obtener modelos digitales de elevación de la franja de la carretera mediante el empleo de VANT, se justifica por la necesidad de estudiar la infraestructura vial en zonas de interés municipal de la provincia de Manabí, en la vía Chade de los cantones Jipijapa y 24 de Mayo. Para la ejecución de los trabajos se empleó un procedimiento que a propuesta de los autores facilitó su organización en campo y gabinete. El equipamiento empleado cumple con los estándares de precisión exigidos y normados por el Instituto de Geografía Militar (IGM), como entidad rectora las ciencias geodésicas en el Ecuador. Los resultados obtenidos muestran modelos digitales de elevación de alta precisión en los que se pueden distinguir las características topográficas de la franja de la carretera; información que será empleada para las diferentes actividades relacionadas con el control de la red vial en el país, específicamente para dar cumplimiento al objetivo de identificar los deterioros en la superficie de rodadura de la carretera.

Palabras clave: vehículo aéreo no tripulado (VANT); ortofoto, modelo digital de elevación (MDE).

ABSTRACT

Digital Photogrammetry as a science has been revolutionized with the use of unmanned aerial vehicles (UAV). Its multiple applications lie in the possibility of obtaining images of the terrain flown over at heights lower than those traditionally made with manned aircraft. This allows large-scale representation of planimetry and relief modeling; which is very useful for engineering and Earth sciences in general. The research developed with the purpose of obtaining digital elevation models of the highway strip through the use of UAV, is justified by the need to study the road infrastructure in areas of municipal interest in the province of Manabí, on the Chade de Jipijapa and 24 de Mayo cantons. For the execution of the works, a procedure was used that, at the proposal of the authors, facilitated its organization in the field and in the office. The equipment used complies with the precision standards required and regulated by the Institute of Military Geography (IGM), as the governing body for geodetic sciences in Ecuador. The results obtained show high-precision digital elevation models in which the topographical characteristics of the road strip can be distinguished; information that will be used for the different activities related to the control of the road network in the country, specifically to comply with the objective of identifying the deterioration in the rolling surface of the highway.

Keywords: unmanned aerial vehicle (UAV); orthophoto, digital elevation model (DEM).

Nota Editorial: Recibido: Septiembre 2022 Aceptado: Septiembre 2022

1. INTRODUCCIÓN

Los vehículos aéreos no tripulados (VANT) se han convertido en la tecnología que ha revolucionado de manera significativa a las tradicionales técnicas de Fotogrametría. Si antes, la Fotogrametría analítica y luego la digital permitieron obtener imágenes del terreno con precisión necesaria para elaborar modelos del terreno en 3D. En la actualidad las imágenes obtenidas son captadas con mayor nivel de detalle al sobrevolar el terreno a menor altura de vuelo y realizar las tomas fotográficas con cámaras de alta gama.

Los VANT son utilizados para la resolución de problemáticas en distintos campos de aplicación, principalmente por su bajo costo, seguridad y su baja altura de vuelo [1]. Tomando como base la Fotogrametría digital se puede realizar el estudio y la determinación precisa de las ormas, dimensiones y ubicaciones de un objeto en la superficie terrestre, mediante la captura de fotografía desde el aire [2].

Cuando se utilizan VANT para un levantamiento se crea de una vez toda el área de trabajo, y más tarde los puntos necesarios se miden cómodamente en el modelo. Esto elimina el riesgo de tener que volver a hacer trabajo de campo si hacen falta nuevas medidas. También es posible emplear métodos combinados en los que se complementa el modelo fotogramétrico con mediciones directa mediante métodos topográficos [3].

Para los proyectos de carreteras las actuales potencialidades de la fotogrametría con VANT han ampliado las posibilidades de aplicaciones. El ortofoto y el modelo del terreno resultantes de un levantamiento fotogramétrico permite no solo proyectar la carretera, sino que se precisan características de la franja de la carretera que a menor altura pueden ser observadas y medidas con mayor precisión. Los modelos resultantes pueden ser utilizados para la inspección visual de la carretera, la geolocalización y monitoreo con diferentes fines, ya sea para la evaluación del estado de la vía como para el control de los desplazamientos, deterioros y la acción de diferentes desastres naturales o tecnológicos que afecten su funcionalidad. La modelación de la franja de la carretera mediante la fotogrametría de precisión permite además identificar diversos factores tales como las irregularidades del terreno natural, la configuración de las secciones transversales a lo largo del eje de la vía y constatar las diferencias entre el proyecto original y los elementos terminados, etc [4].

El Ministerio de Transporte y Obras Públicas del Ecuador es la entidad responsable de establecer las normas y los procedimientos operativos necesarios para el control y ejecución de los trabajos relacionados con la red vial. La calidad de los mismos depende de la correcta actualización de la información y del empleo de técnicas y procedimientos utilizados durante la ejecución de los trabajos, que garanticen una precisión adecuada. En la actualidad las entidades regionales y provinciales como Manabí, Guayas y Pichincha, han advertido sobre los efectos económicos que provoca el alza en los costos de los trabajos de mantenimiento de las carreteras debido al aumento de los deterioros. Los mismos pueden disminuirse si de forma sistemática son evaluados mediante el empleo de métodos y técnicas que faciliten su identificación a nivel de carretera y de red.

Mantener en buen estado la infraestructura vial es importante para evitar sobrecostos de operación en el transporte de personas y bienes. Un país que permita el deterioro de su infraestructura vial tendrá sobrecostos de operación vehicular en un rango que se puede ubicar entre 1 y 3% de su producto interno bruto nacional [5]. Es en estas circunstancias en las que la investigación se inserta en el proceso para la obtención de modelos de alta precisión devenidos de técnicas fotogramétricas en las que el empleo de VANT, permiten obtener información detallada de la vía, que puede ser utilizada con los fines antes mencionados.

Son estos los referentes de la investigación realizada en la provincia de Manabí, siguiendo un procedimiento que llega a la obtención de los modelos digitales de superficies de la franja de carreteras en una vía de interés para la provincia.



2. DESARROLLO

La investigación se realizó en la vía Chade, que conduce a la comunicación de los cantones de Jipijapa y 24 de mayo (detallado en la siguiente figura), al existir evidencias de diferentes tipos de deterioro luego de la última fecha de mantenimiento que data del 15 de agosto del 2015, lo cual fue constatado en la inspección visual realizada como parte de esta investigación. (Ver Figura No.1)



Figura. 1: Ubicación de la vía Chade. Fuente: Elaboración Propia (ArcMap 2022)

Se estableció un procedimiento, en el mismo se definieron secuencialmente los trabajos a ejecutar, desde tres actividades fundamentales: organización de los trabajos, de campo y de gabinete. Los trabajos de campo y de gabinete se realizaron en dos etapas atendiendo a los objetivos específicos de cada actividad (Figura No.2)

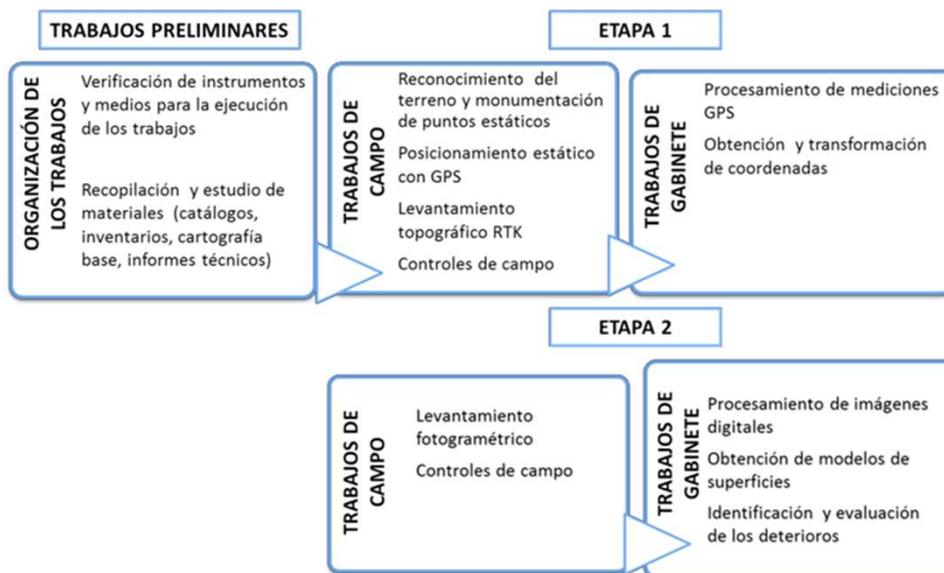


Figura 2: Procedimiento de los trabajos a ejecutar. Fuente: Elaboración propia

En esta etapa se realiza la organización de los trabajos como base para la correcta ejecución durante las diferentes etapas y tanto en condiciones de campo como de gabinete. De manera específica se deben constatar en la práctica la existencia y estado técnico de instrumentos de trabajo y los medios auxiliares. En el caso de no contar con la disponibilidad técnica para realizar las mediciones estos equipos deben ser verificados y certificados en laboratorios metrológicos antes de la ejecución de trabajos de campo. También debe ser comprobado el correcto funcionamiento de equipos de cómputo, software y bases de datos necesarias para realizar mediciones y procesamiento de información.

Constituyen referentes iniciales el estudio de documentos para el análisis histórico sobre el comportamiento de los deterioros en la carretera, entre ellos los informes técnicos con los resultados de los trabajos de mantenimiento realizados previamente, el inventario más actualizado de la vía, así como mapas catálogos e información detallada de la zona.

Contando con una correcta organización de los trabajos es posible ejecutar los trabajos comprendidos en cada una de las etapas concebidas.

El instrumental utilizado en el proyecto ejecutado fue:

- GPS GNSS de alta precisión Marca Trimble R8:
 - Método Estático:
Horizontal: 3mm+0.1ppm
Vertical: 3.5 mm+0.4ppm
 - Método RTK
Horizontal: 8mm+0.5ppm
Vertical: 15 mm+0.5ppm
- VANT: vehículo aéreo no tripulado (Drone) Phantom 4 Pro:
 - Sensor CMOS de 1" pulgada
 - Grabación de video H.264 4k a 60 fps o H.265 4k a 30 fps a una velocidad de bits de 100 Mbps
 - Grabación de fotografías en ráfaga de 14fps.
 - Máxima distancia operativa de 7km
 - Altitud máxima operativa de 6000 metros
- Cámara Drone Phantom 4 Pro:
 - Sensor CMOS de 1" de 20 MP
 - Rango ISO video: 100 a -3200 Auto / 100 - 6400 Manual
 - Rango ISO Foto: 100 a - 3200 Auto / 100 - 12800 Manual
 - Video bitrate máximo de 100 Mbps
- Software: Trimble Business Center:
 - Procesamiento y administración de datos de nubes de puntos, fotogrametría, instrumentos ópticos y GNSS.
 - Procesamiento de datos GNSS, dibujo de secciones transversales y fotogrametría integrada.
- Agisoft Photoscan
 - Procesamiento fotogramétrico de imágenes digitales y genera datos espaciales en 3D para ser utilizado en aplicaciones GIS, documentación de patrimonio cultural y producción de efectos visuales, así como para mediciones indirectas de objetos de diversas escalas.

ETAPA 1

En la primera etapa se realizan los trabajos relacionados con la creación de una base de puntos geodésicos en el terreno. La densificación de puntos se realiza mediante tecnología GPS

Trabajos de campo

- **Reconocimiento del terreno y monumentación de puntos estáticos**

Se realizó la visita a la zona de trabajo para constatar en el terreno las características físico-geográficas y la posible ubicación de los puntos de la base. Se identificaron los puntos idóneos para empezar con el proceso de campo, en cuanto a la colocación de la Base se eligió en el Sitio San Manuel.

- **Posicionamiento estático con GPS**

El posicionamiento estático consiste en el clásico posicionamiento para la medida de distancias con gran precisión (5mm + 1ppm) en el que dos o más receptores se estacionan y observan durante un periodo mínimo de media hora, una o dos (o más), según la redundancia y precisión necesarias, y en función de la configuración de la constelación local y distancia a observar.

Se utilizó el método de trilateración de los satélites, mediante el cual se puede calcular la posición relativa

de los objetos a partir de la geometría de triángulos. Inicialmente se realizó la colocación de la base mediante la monumentación de puntos ubicados en lugares seleccionados a criterio de los especialistas, que cumplen con condiciones técnicas específicas del proyecto para luego ejecutar sus mediciones.

a) Colocación de la base

En este proceso se definieron los puntos a medir mediante el posicionamiento estático con GPS, con el objetivo de densificar la zona de trabajo, como base para los posteriores trabajos de levantamiento topográfico y fotogramétrico. Los puntos a medir fueron los siguientes:

Tabla 1.1: Lista de puntos

ITEMS	SITIO	CÓDIGO
1	CAZA LAGARTO (Captación)	ESTÁTICO
2	SANCAN	ESTÁTICO
3	JOA	ESTÁTICO
4	CHADE (Estación de Bombeo GUESBOL)	ESTÁTICO
5	BASE SAN MANUEL (Planta de Potabilización)	BASE
6	REDONDEL (Estación de Servicio)	ESTÁTICO
7	EL CHOCLO	ESTÁTICO
8	LA MONA	ESTÁTICO
9	LAS ANONAS (Estación de Bombeo)	ESTÁTICO
10	LA BALSA (Estación de Bombeo)	ESTÁTICO

LEVANTAMIENTO TOPOGRÁFICO RTK

ITEMS	SITIOS	CANTÓN
1	PLANTA SAN MANUEL (Planta de Potabilización)	JIPIJAPA
2	CAZA LAGARTO (Captación y Bombeo)	SANTA ANA

LEVANTAMIENTO FOTOGRAMÉTRICO

ITEMS	SITIOS	CANTÓN
1	LA BALSA (Estación de Bombeo)	24 DE MAYO
2	LAS ANONAS (Estación de Bombeo)	24 DE MAYO
3	CHADE (Estación de Bombeo GUESBOL)	JIPIJAPA
4	VÍA CHADE	JIPIJAPA
5	TANQUES - LAS ANTENAS	JIPIJAPA

Una vez que se obtuvo el listado de los lugares donde se requerían los Puntos con métodos estáticos, se realizó la visita técnica identificando los puntos más idóneos para empezar con el proceso de campo, en cuanto a la colocación de la Base se eligió en el sitio SAN MANUEL.

b) Medición de puntos mediante el método estático

El método utilizado se trata del clásico posicionamiento para la medida de distancias con gran precisión (5mm + 1ppm) en el que dos o más receptores se estacionan y observan durante un periodo mínimo de media hora, una o dos (o más), según la redundancia y precisión necesarias, y en función de la configuración de la constelación local y distancia a observar. Los resultados obtenidos pueden alcanzar precisiones muy altas, teóricamente hasta niveles milimétricos. Este método es el empleado para medir distancias mayores de 20 kilómetros.

El criterio para decidir la ubicación de cada punto estático se realiza con fin de que sea representativo en el espacio global del proyecto, y se ha tenido en cuenta de marcarlos en puntos seguros de preferencia elementos existentes de hormigón, para impedir que posibles obras futuras puedan hacerlos desaparecer además, suficientemente alejados de edificios, árboles y todo tipo de obstáculos que hicieran imposible la medición con GPS, ya que necesita una amplia visión del cielo para captar el mayor número de satélites posible. (Figura No.2)



Figura.2: Posicionamiento estático con GPS

Trabajos de gabinete

- **Procesamiento de las mediciones con GPS**

En gabinete una vez descargada la información se procesó en el software Trimble Business Center, este software TBC, combina datos obtenidos a partir de mediciones GPS; garantizando de esta manera información confiable y precisa; todo en un solo entorno de trabajo. Se efectuó el procesamiento de observaciones GPS estáticas o cinemáticas, a través de cálculos y correcciones para el ajuste de poligonales. Finalmente se obtuvo un informe de procesamiento de líneas base reflejado en coordenadas X, Y y Z, referidas al elipsoide WGS84. (Ver tabla 1.2)



Tabla 1.2 : Parámetros y resultados de procesamiento estático

Datos del archivo del proyecto		Sistema de coordenadas			
Nombre:	Estáticos Jipijapa 287 KB	Nombre:	World wide/UTM		
Tamaño:	287 KB	Datum:	WGS 1984		
Modificado/a:	20/11/2020 23:58:53 Hora est.	Zona:	17 South		
Zona horaria:	Pacífico,	Geoide:	EGM96 (Global)		
LISTA DE PUNTOS ESTÁTICOS					
ITEMS	SITIO	Este	Norte	Elevación	Código de
1	CAZA LAGARTO	571455.949	9866029.484	62.728	ESTÁTICO
2	SANCAN	545960.089	9861513.467	231.858	ESTÁTICO
3	JOA	541394.377	9848147.105	188.281	ESTÁTICO
4	CHADE (Estación de	552117.048	9853173.071	340.147	ESTÁTICO
5	BASE SAN MANUEL	550676.383	9851993.117	487.056	ESTÁTICO
6	REDONDEL (Estación de	545548.424	9850190.185	258.572	ESTÁTICO
7	EL CHOCLO	546836.745	9852822.750	355.109	ESTÁTICO
8	LA MONA	547041.246	9849960.797	341.218	ESTÁTICO
9	LAS ANONAS (Estación	558232.559	9856955.769	195.641	ESTÁTICO
10	LA Balsa (Estación de	566046.644	9866645.250	73.109	ESTÁTICO

- **Levantamiento topográfico modo (RTK)**

Se realizó el levantamiento topográfico con GPS en tiempo real, con precisión centimétrica (1 ó 2 cm + 1ppm). Usualmente se aplica este método a posicionamientos cinemáticos, aunque también permite posicionamientos estáticos. Es un método diferencial o relativo. El receptor fijo o referencia estará en modo estático en un punto de coordenadas conocidas, mientras el receptor móvil o "rover", es el receptor en movimiento del cual se determinarán las coordenadas en tiempo real (teniendo la opción de hacerlo en el sistema de referencia local). Se precisa la transmisión por medio de un sistema de telecomunicaciones (vía radio - modem, GSM, GPRS, por satélite u otros) entre referencia y rover. Esta sería una restricción en la utilización de este método (en dependencia del alcance de la transmisión). (Figura No.3)



Figura 3: Levantamiento RTK con GPS

ETAPA 2

Trabajos de campo

- **Levantamiento fotogramétrico**

Para la obtención altimétrica, curvas de nivel y representación de los detalles planimétricos de la zona de interés se combinaron los métodos de topografía mediante posicionamiento estático para georeferenciación y la fotogrametría aérea para la obtención de modelos del terreno.

Los trabajos se realizaron de la forma siguiente:

a) Planificación de Vuelo. - Se definió los parámetros geométricos del vuelo, y se pudo conseguir una adecuada cobertura fotográfica, que permite el óptimo aprovechamiento de este material. Se consideró las óptimas condiciones climáticas para el vuelo (nubosidad, lluvia, viento) que fue de gran importancia para la correcta obtención de fotografías.

b) Ubicación de puntos de apoyo. Se realizó el levantamiento de los puntos de control terrestre, que fueron utilizados como referencia. Según el plan de vuelo se ubican, para poder enlazar las diversas misiones de vuelo, y ajustar las imágenes a las coordenadas reales. En el proyecto se ubicaron 4 puntos para el área de trabajo, estos fueron medidos con equipamiento GPS. Los puntos de apoyo fotogramétrico (PAF) constituyen la base principal y fueron medidos por el método de estáticos móviles; tomados en distintos horarios para posteriormente ser procesados en el software Trimble Business Center utilizando los sistemas de coordenadas con proyección UTM Zona 17S y DATUM WGS84, (Figura No.4)



Figura 4: Puntos de apoyo fotogramétrico (PAF)

c) Fotografía Aérea. - Es uno de los aspectos más importantes del proceso, se obtuvo el material fotográfico necesario para llevar adelante este proyecto fotogramétrico. En principio se requirió una adecuada cobertura fotográfica, tal que cada parte del terreno o área de interés fue registrada, garantizando resultados fotográficos aceptables, tal como se muestra en la imagen (Figura No.5)

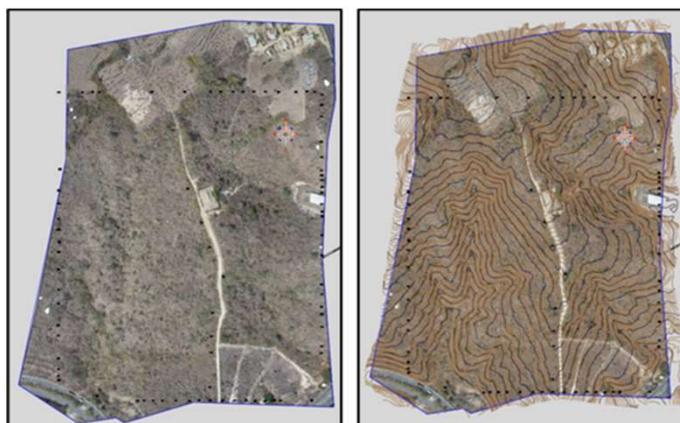


Figura 5: Vista en planta nube densa de puntos. Fuente: (Elaboración propia)

d) Ejecución del Vuelo. - Se obtuvieron las imágenes fotográficas de acuerdo a la planificación previa, tal como se muestra en la siguiente (Figura No.6). Se ejecutaron vuelos de acuerdo a lo que se realizó en cada toma de recorrido del área de interés. Posteriormente el material fotográfico se procesó en software de avanzada, "aerotriangulación automatizada", para obtener distintos productos fotogramétricos.



Figura 6: Ejecución del vuelo con VANT

Trabajos de gabinete

Con el apoyo del software de avanzada aerotriangulación automatizada como el Agisoft Photoscan se procesaron las imágenes para generar nubes de puntos que permitieron construir los ortomosaicos y modelos digitales de superficie (MDS) y del terreno (MDT) en 2D y 3D.

El levantamiento fotogramétrico permitió representar los detalles planimétricos y altimétricos de la zona de trabajo, así como la zona accidentada que comprometían la seguridad tanto de los equipos y personal bajo esta modalidad. Se optimizan los tiempos de trabajo de campo y se representa con mayor exactitud los detalles y características del terreno. Para la toma de datos y fotografías aéreas se usó una aeronave no tripulada, dron marca DJI modelo PHANTOM 4PRO V2.0, cámara de 20 megapíxeles.

Para el área que corresponde La Balsa, Las Anonas, Vía Chade y Tanques – Las Antenas se realizó un vuelo para cada una con una altura de 100 metros con relación al punto de despegue de la aeronave se cubrió las áreas expuestas en el cuadro resumen, considerando detalles como trazados de vías, estructuras importantes que se pueden apreciar en la ortofoto. La fotogrametría se planificó en el software PIX4DCapture, siguiendo los más eficaces métodos fotográficos para obtener una nube de puntos densa, modelo digital de terreno y orto mosaico de calidad.

Configurando las misiones en tierra con los parámetros que optimicen la toma de fotografías aéreas, con ángulo 90° y traslapes de fotografías frontal (Overlap) 75% y de gran importancia para que existan puntos de características comunes, los cuales son correlacionadas y triangulados para determinar la posición de cada uno de los miles o cientos de puntos que conforman la nube y así reconstruir el modelo digital de elevaciones en el Software Agisoft PhotoScan.

- **Evaluación de la precisión del modelo**

Para la evaluación de la precisión del modelo

Los resultados del procesamiento de las imágenes permiten comprobar que la precisión obtenida está definida por el GSD (Ground Sample Distance, por sus siglas en inglés). Se relaciona con la altura de vuelo, la distancia focal, la resolución de la cámara, entre otros [6].

La expresión que define el GSD es la ecuación 1:

$$GSD = \frac{\text{Altura de vuelo. Altura del sensor}}{\text{Dist focal. Altura de la imagen}} \quad (1)$$

Actualmente los VANT más comunes como los Phantom 4 PRO de DJI, que cuentan con un sensor de 20 megapixel, alcanzan una resolución de 2 cm de tamaño de pixel [7].

3. RESULTADOS

La ejecución del procedimiento propuesto permitió obtener los modelos digitales de elevación de las áreas planteadas y estudiadas. Fueron escogidas 5 lugares característicos en los cuales se encuentran tramos de carreteras de interés para la provincia.

Tabla 1.3 : Áreas de levantamiento fotogramétrico con VANT

ITEMS	SITIO	CANTÓN	ÁREA (Ha)
1	LA BALSA (Estación de Bombeo)	SANTA ANA	8.2ha
2	LAS ANONAS (Estación de Bombeo)	24 DE MAYO	6.49ha
3	CHADE (Estación de Bombeo GUESBOL)	JIPIJAPA	172.55ha
4	VÍA CHADE	JIPIJAPA	17.26ha
5	TANQUES - LAS ANTENAS	JIPIJAPA	25.57ha
TOTAL:			230.07ha

En los resultados que se muestran se evidencia la calidad del modelo dada la precisión obtenida a partir del cálculo del GSD. Se diferencian en las dimensiones en ha de cada zona y la altura de vuelo que osciló

entre los 90-120 metros. La cantidad de imágenes en cada vuelo está determinada por el área cubierta en cada misión, utilizando como traslape el 75%, detallados en las siguientes imágenes, con sus respectivos vuelos.

Vuelo la balsa (Figura No.7)

- Método de vuelo: GRID MISSION (For 2D maps):
- Misiones: 1 misión de vuelo
- Área cubierta de vuelos: 8.2 Ha
- Tiempo estimado por vuelo: 10 minutos por misión.
- Baterías a Utilizar por vuelo: 1 batería.
- Cantidad de Imágenes: 70 fotos por vuelo.
- Altura del VANT: 90 metros desde el punto de vuelo.
- Velocidad: 10 m/seg
- GSD: 2.47 cm/ pixeles.

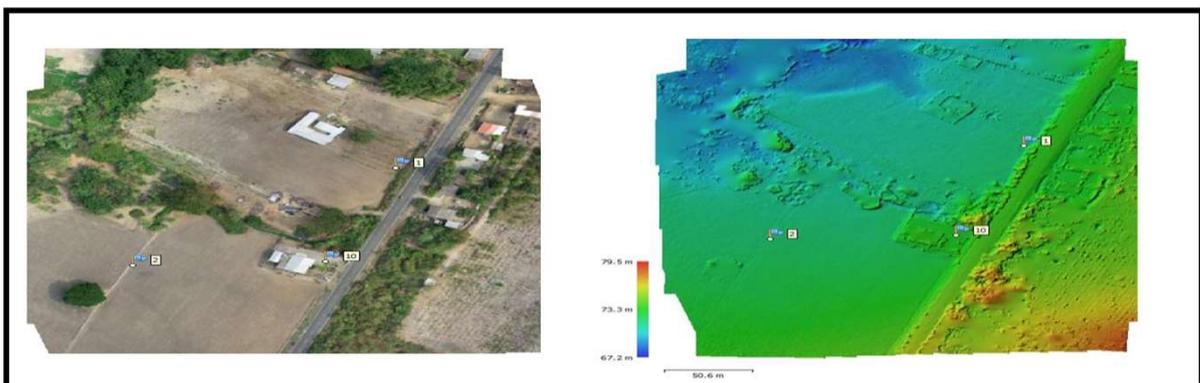


Figura 7: Ortofoto y modelo digital de elevaciones con puntos de control terrestre. La Balsa

Vuelo Las Anonas (Figura No.8)

- Método de vuelo: GRID MISSION (For 2D maps):
- Misiones: 1 misión de vuelo
- Área cubierta de vuelos: 6.49 Ha
- Tiempo estimado por vuelo: 12 minutos por misión.
- Baterías a Utilizar por vuelo: 1 batería.
- Cantidad de Imágenes: 80 fotos por vuelo.
- Altura del VANT: 90 metros desde el punto de vuelo.
- Velocidad: 10 m/seg
- GSD: 2.35 cm/ pixeles.

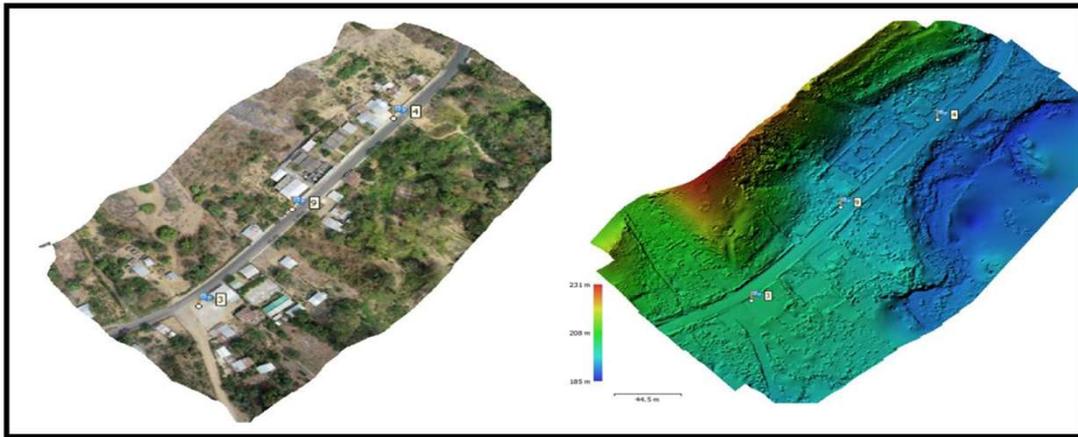


Figura 8: Ortofoto y modelo digital de elevaciones con puntos de control terrestre. Las Anonas

Vuelo Chade (Estación de bombeo GUESBOL) (Figuras No.9 y 10)

- Método de vuelo: GRID MISSION (For 2D maps):
- Misiones: 5 misión de vuelo
- Área cubierta de vuelos: 172.55 Ha
- Tiempo estimado por vuelo: 16 minutos por misión.
- Baterías a Utilizar por vuelo: 5 baterías.
- Cantidad de Imágenes: 1287 fotos por vuelo.
- Altura del VANT: 120 metros desde el punto de vuelo.
- Velocidad: 10 m/seg
- GSD: 3.07 cm/ pixeles.



Figura 9: Ortofoto. Estación de bombeo Guesbol

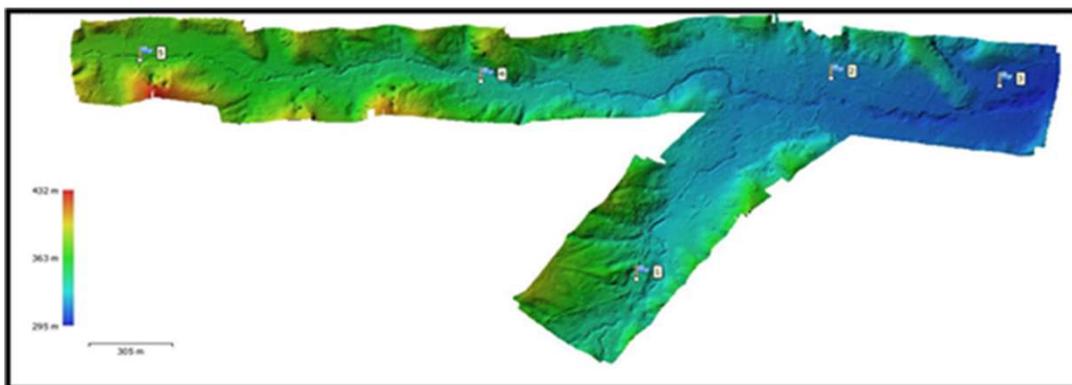


Figura 10: Modelo digital de elevaciones con puntos de control terrestre. Estación de bombeo Guesbol

Vuelo Vía Chade (Figura No.11)

- Método de vuelo: GRID MISSION (For 2D maps):
- Misiones: 1 misión de vuelo
- Área cubierta de vuelos: 17.26 Ha
- Tiempo estimado por vuelo: 10 minutos por misión.
- Baterías a Utilizar por vuelo: 1 batería.
- Cantidad de Imágenes: 213 fotos por vuelo.
- Altura del VANT: 90 metros desde el punto de vuelo.
- Velocidad: 10 m/seg
- GSD: 3.02 cm/ píxeles.

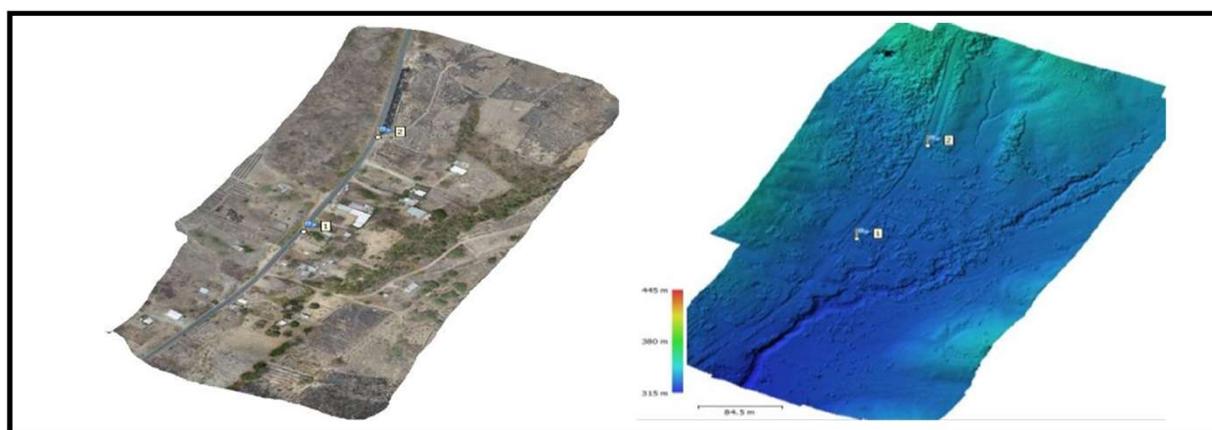


Figura 11: Ortofoto y modelo digital de elevaciones con puntos de control terrestre

Vuelo Tanques – Las Antenas (Figura No.12)

- Método de vuelo: GRID MISSION (For 2D maps):
- Misiones: 1 misión de vuelo
- Área cubierta de vuelos: 25.57 Ha
- Tiempo estimado por vuelo: 10 minutos por misión.
- Baterías a Utilizar por vuelo: 1 batería.
- Cantidad de Imágenes: 232 fotos por vuelo.
- Altura del VANT: 90 metros desde el punto de vuelo.
- Velocidad: 10 m/seg
- GSD: 3.02 cm/píxeles.

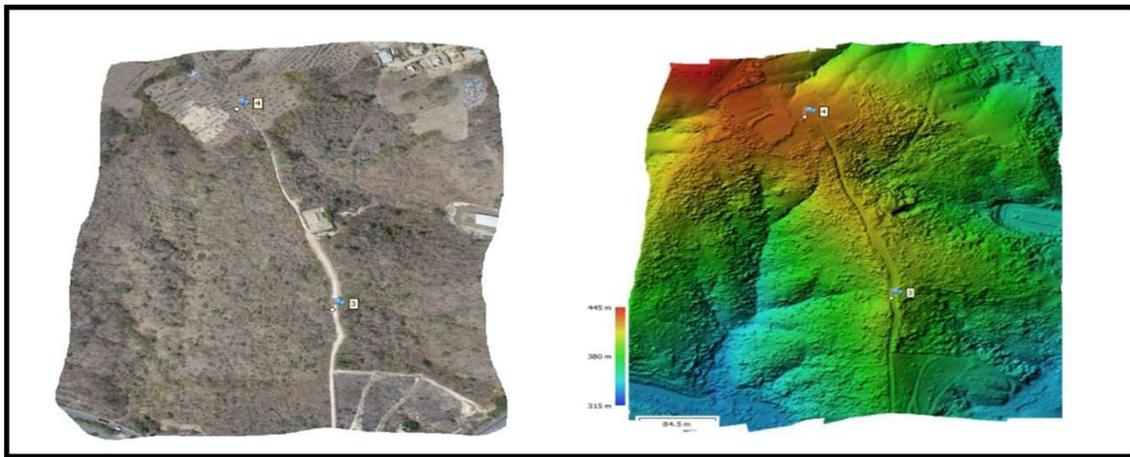
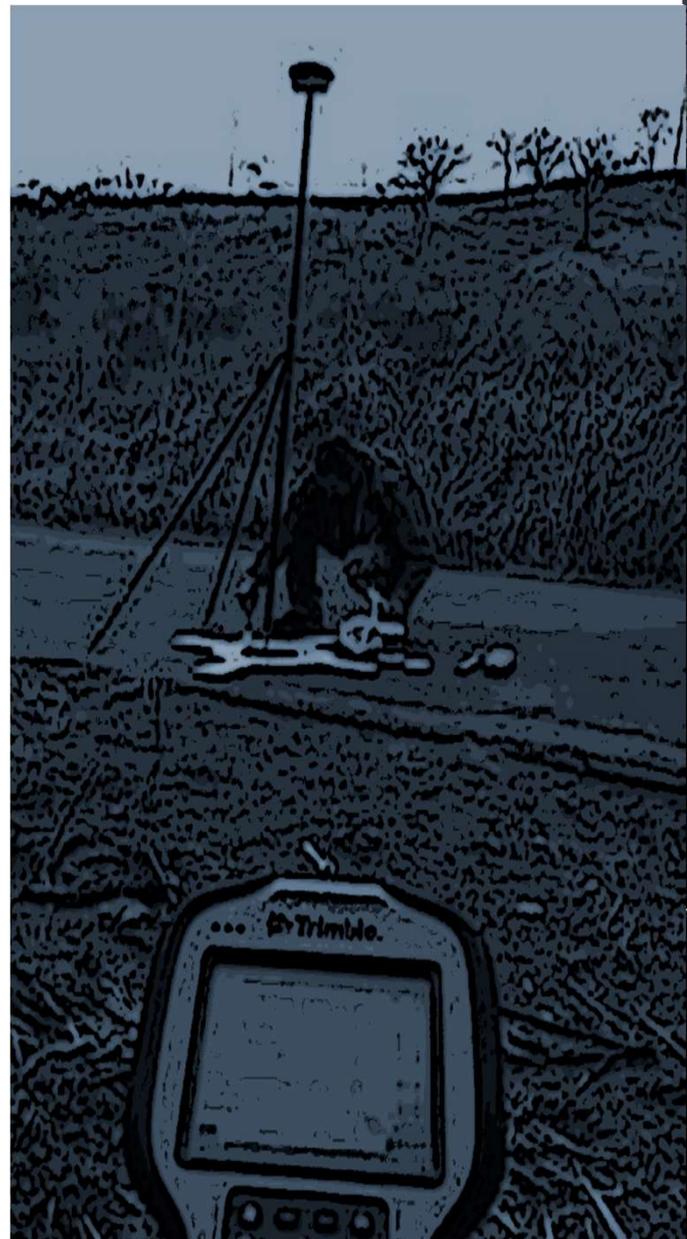


Figura 12: Ortofoto y modelo digital de elevaciones con puntos de control terrestre

El cumplimiento de la misión planificada para la ejecución de los vuelos fotogramétricos en tramos de la franja de la carretera de la vía Chade en la provincia de Manabí, se realizó atendiendo a las características topográficas de cada zona, diferenciadas por el área, relieve y cobertura vegetal. Se definieron de esta manera los parámetros técnicos que garantizaron la obtención de una precisión aceptada en los cinco casos estudiados.

Autores como Novara, M. y Jácamo, E. [1], refieren que la altura de vuelo, el tiempo de cada toma y el solapamiento influyen directamente en la precisión obtenida, pero que sobrestimar valores de precisión añadirían inconvenientes relacionados con la demora y el encarecimiento de los trabajos. Se estima para el presente trabajo que valores de GSD inferiores a los 3,5 cm x pixel son aconsejables para garantizar modelos de detalle planimétrico y altimétrico que permitan identificar deterioros en la superficie de rodadura de la carretera. Este indicador fue cumplido en los cinco casos de estudio.

Un análisis preliminar permitió constatar que se pueden definir en los modelos obtenidos rasgos distintivos de la franja relacionados con el relieve y dimensiones de la carretera. Se precisa profundizar en la aplicación de técnicas para la interpretación del ortomosaico y determinación de las diferencias de altura en el modelo. Esta combinación facilita la identificación de los indicadores del deterioro en la superficie, que deben ser contrastados con los resultados de la inspección visual in situ durante las etapas iniciales de los trabajos. De esta manera se facilita el proceso de inspección visual de la carretera en la medida que se adquiera mayor experiencia en la aplicación del procedimiento propuesto.



4. CONCLUSIONES



El levantamiento fotogramétrico con VANT en la vía Chade permitió obtener ortomosaicos y modelos de elevación de la franja de la carretera con precisión inferior a los 3,5 cm x pixel, a partir de misiones que cumplieron con parámetros de altura de vuelo entre los 90 y 120 metros, solapamiento del 75% y tiempo estimado de entre 10 y 16 minutos por misión. Estos estuvieron condicionados por las características topográficas relacionadas con el área, relieve y cobertura vegetal.

La funcionalidad de los modelos obtenidos estará determinada por la posibilidad de realizar monitoreos sistemáticos, para identificar deterioros en la superficie de rodadura de la carretera. Es posible obtener modelos de mayor precisión con la variación de los parámetros de vuelo y métodos de trabajo; considerando que a menor altura se puede captar con más precisión los detalles del terreno y que con el empleo del posicionamiento por el método RTK se logra mayor veracidad de la información que se procesa.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

1. M. Novara, y Jácamo, E. (2019). Vehículos Aéreos No Tripulados (VANT) para la generación de Modelos Digitales Superficies de alta resolución. Aportes metodológicos sobre las distintas alturas de vuelo. XVII Conferencia Iberoamericana de Sistemas de Información Geográfica - CONFIBSIG. Buenos Aires: Universidad de Luján.
2. E., Quirós (2014). Introducción a la Fotogrametría y Cartografía aplicadas a la Ingeniería Civil. España: Universidad de Extremadura.
3. J. A. Gonçalves and Renato Henriques. "UAV photogrammetry for topographic monitoring of coastal areas." ISPRS journal of Photogrammetry and Remote Sensing 104 (2015): 101-111.
4. L. Casanova, (2022). Topografía plana. Mérida: Universidad de Los Andes, Facultad de Ingeniería, Departamento de Vías.
5. A. Bull (2003). Mejoramiento de gestión vial con aportes específicos del sector privado. Obtenido de https://repositorio.cepal.org/bitstream/handle/11362/6416/1/S036386_es.pdf
6. M. García (2018). Aerial Insights. Obtenido de <https://www.aerial-insights.co/blog/6-errores-en-vuelos-con-drones-2>.
7. Machado, M. y Pertúz, J. (2020). Análisis de la utilización de drones para el levantamiento topográfico en sitios habitados donde se presentan aguas estancadas en el municipio de Ciénaga Magdalena. (A. Burgos, Ed.) Santa Marta, Colombia: Universidad Cooperativa de Colombia Facultad de Ingenierías.



Influencia De La Interacción Suelo-Estructura En Edificación De Baja Altura

Influence Of The Soil-Structure Interaction In A Low-Rise Building

Autores

Aldo Fernández Limés¹, Willian D. Cobelo Cristiá²

¹Ingeniero civil, Universidad Tecnológica de la Habana "José A. Echeverría", Facultad de Ingeniería Civil, Calle 114 #11901, e/ Rotonda y Ciclovía, Marianao La Habana Cuba, afernandezl@civil.cujae.edu.cu

²Ingeniero civil, Doctor en ciencias técnicas, Universidad Tecnológica de la Habana "José A. Echeverría", Facultad de Ingeniería Civil, Calle 114 #11901, e/ Rotonda y Ciclovía, Marianao La Habana Cuba, wcobelo@civil.cujae.edu.cu

RESUMEN

Los estudios de comportamiento estructural mediante modelación computacional frecuentemente desprecian la interacción suelo estructura (ISE) considerando a los apoyos empotrados, esta simplificación puede inducir imprecisiones en la respuesta estructural y subestimación o sobrestimación de las fuerzas interiores que se generan en los elementos de soporte vertical y horizontal, lo que puede conducir a errores en el diseño. Este trabajo analiza la influencia de la ISE en la respuesta estructural de una edificación de baja altura. La consideración de la ISE se analizó a través de modelos numéricos continuos y la no consideración de la ISE, mediante el enfoque tradicional de apoyos empotrados, con el objetivo de obtener la variación de las fuerzas interiores de los elementos estructurales. Fue necesaria la generación de elementos de interfase para simular el contacto entre la losa y el suelo en el modelo con interacción. Se determinó que la ISE provoca que se redistribuyan las fuerzas interiores de los elementos estructurales incrementando sus valores en unos casos y disminuyendo en otros. Por tanto, su efecto debe ser considerado en el diseño de edificaciones bajas sobre suelos deformables con cimientos superficiales.

Palabras claves: Interacción suelo-estructura (ISE), modelación computacional, suelo compresible.

ABSTRACT

Structural behavior studies using computational modeling frequently disregard the soil-structure interaction (SSI) considering fixed supports, this simplification can lead to inaccuracies in the structural response and underestimation or overestimation of internal forces, which can lead to design errors. This work analyzes SSI's influence over the structural response of a low-rise building. SSI consideration was analyzed through continuous numerical methods and the non-consideration through fixed supports, in order to obtain the variation of the internal forces of the structural elements. The generation of interface elements was necessary to simulate the contact between the slab and the ground in the model with interaction. It was determined that the SSI has causes the internal forces of the structural elements to be redistributed, increasing their values in some cases and decreasing in others. Therefore, its effect must be considered in the design of low-rise buildings on deformable soils with shallow foundations.

Keywords: Computational modelling, soft soil, soil-structure interaction (SSI).

Nota Editorial: Recibido: Septiembre 2022 Aceptado: Septiembre 2022

1. INTRODUCCIÓN

La interacción suelo estructura (ISE) es un fenómeno muy complejo y heterogéneo debido a la diversidad de causas que la generan, es por ello que no existe una definición única del problema. Según Kausel [1] la ISE se refiere al fenómeno estático o dinámico que ocurre entre una estructura rígida y el suelo bajo ella y para Garg, et al. [2] la ISE es sólo un fenómeno interdisciplinario que envuelve a la ingeniería estructural y geotécnica. La ISE es aquella parte de la ingeniería que estudia las deformaciones del terreno de cimentación cuando estas se ven afectadas por la presencia y rigidez de la propia estructura. Esta puede ser en condiciones, dinámicas[3] o estáticas[4].

Para dar solución a los problemas de ISE es necesario hacer simulaciones matemáticas que modelen el comportamiento más aproximado a la realidad del suelo a partir de seleccionar correctamente los modelos constitutivos. Todos los aspectos que influyen en la respuesta mecánica del suelo bajo condiciones determinadas de cargas no es posible tenerlas en cuenta, por lo tanto, se necesitan idealizaciones, tanto del material como de las condiciones de carga, para simplificar la expresión matemática. Estas idealizaciones incorporan las principales propiedades del material, excluyéndose los aspectos considerados de menor importancia. Estos modelos deben estar en función del tipo de análisis que se desee hacer (estático o dinámico) [2]. La búsqueda de modelos para describir la ISE se ha desarrollado básicamente en dos vertientes, los modelos discretos que tienen su base en la hipótesis de Winkler en donde el suelo se sustituye por resortes con una rigidez determinada [5] y los continuos donde el suelo es modelado de forma íntegra con la edificación en un solo paso [6], siendo esta idealización más cercana al comportamiento real, pero requieren de un mayor costo computacional, debido a que en su solución es necesario el empleo de métodos numéricos. Los estudios de ISE se han realizado para diferentes tipos de estructuras: edificaciones de gran altura, para torres de aerogeneradores, telecomunicaciones o de transmisión eléctrica[7]. Los parámetros que influyen en el comportamiento de la ISE son: la rigidez del suelo cuantificada a través de la velocidad de la onda cortante en análisis dinámicos, el módulo de elasticidad del hormigón utilizado en la cimentación además del tipo [8] y forma de aplicación de las cargas [9]. Se ha comprobado que la ISE modifica: la respuesta estructural de las edificaciones, generando cambios en los periodos de oscilación [10, 11], el amortiguamiento de las cimentaciones [12] y en los desplazamientos [13], además provoca redistribución de las fuerzas interiores de los elementos estructurales [9, 14]. La mayoría de los estudios sobre ISE se han desarrollado para edificaciones grandes [3, 9, 15-17], este trabajo tiene como objetivo determinar si la ISE tiene algún impacto en una edificación de baja altura, para ello se compararon los resultados de fuerzas interiores y desplazamientos entre una edificación pequeña, idealizada con apoyos rígidos y luego con ISE. La ISE fue tenida a través de un modelo numérico computacional continuo.

2. DESCRIPCIÓN DE LA EDIFICACIÓN

La edificación objeto de estudio consta de dos niveles y ocupa un área en planta de 195m² aproximadamente, con sistema constructivo mixto compuesto por muros de carga y losas apoyadas sobre columnas directamente. Los muros son de bloques de 15cm y las columnas y losas de hormigón armado con 35MPa de resistencia a compresión. Las secciones de las columnas son de 25x25cm y 25x40cm y el espesor de las losas de 30cm. Las uniones entre los elementos estructurales son continuas, en la figura 1 se muestra el modelo numérico de la edificación.

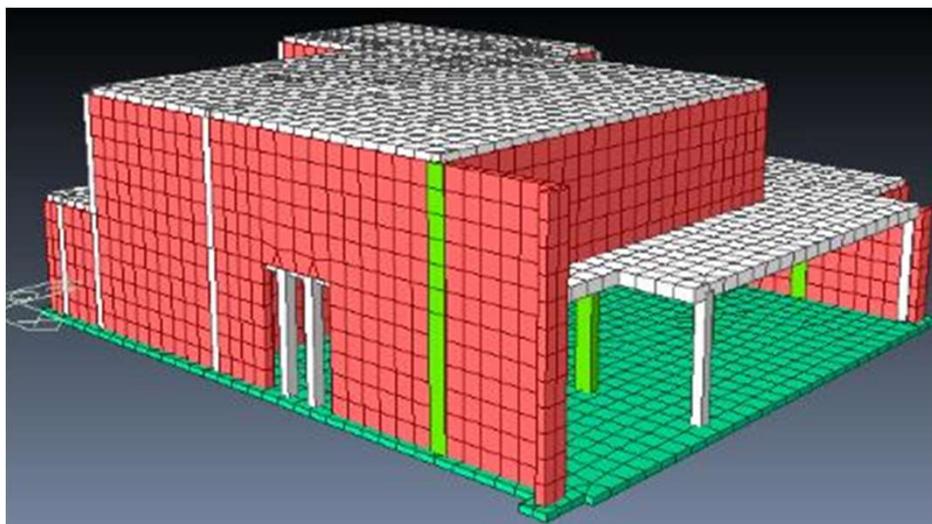


Figura 1: Modelo numérico de la edificación objeto de estudio

Para esta edificación solo se consideró la influencia de las cargas gravitatorias debido a la presencia de muros de cargas que toman las cargas laterales generadas por la fuerza del viento. La carga de uso fue de 2 kN/m² para las habitaciones y 1 kN/m² para la cubierta, como cargas permanentes se tiene valores que oscilan entre 1,3 y 8,4 kN/m² porque hay presencia de jardineras en el entrepiso de la edificación.

La edificación se encuentra sobre un estrato de suelo firme, más abajo se encuentra un estrato de un suelo muy deformable al que sigue un suelo arcilloso, las propiedades y parámetros resistentes de los estratos de suelos que sirven de soporte se resumen en la Tabla 1.

Tabla 1: Propiedades de los suelos

Estrato	Espesor (m)	Peso específico (kN/m ³)	Módulo elástico (E), kPa	Cohesión (C), kPa	Ángulo de fricción (φ)	Coefficiente de Poisson
I	0-1,8	18,4	49000	0	35	0,25
II	1,8-3,6	14	1000	10	0	0,45
III	3,6-25	16	25000	50	3	0,35

Para modelar el suelo empleando el método de los elementos finitos es necesario proveer al modelo de características tenso-deformacionales representadas a través de los modelos constitutivos que tengan en cuenta el comportamiento elasto-plástico del suelo. Estos modelos deben estar en función del tipo de análisis que se desee hacer (estático o dinámico) [2]. Se han desarrollado una serie de modelos de comportamiento elastoplásticos teniendo en cuenta los distintos criterios de falla, el más empleado para describir los problemas de ISE es el de Mohr-Coulomb. Este modelo está definido por un comportamiento elastoplástico, es considerado como una aproximación de primer orden al comportamiento no lineal del suelo, que relaciona la ley de Hooke y la forma generalizada de falla de Mohr-Coulomb, en la que se puede simular el comportamiento de suelos. Por su relativa simplicidad y su carácter general es uno de los más empleados en los problemas de ISE en general [18, 19] y es el seleccionado para describir el comportamiento de los diferentes estratos de suelo en este trabajo.

3. CONDICIONES DE APOYO

En este estudio se evalúa la influencia que tiene la ISE en las fuerzas interiores de la edificación, para ello se modelará una variante donde el edificio se encuentre empotrado y otra donde el efecto de la interacción sea tenido en cuenta a través de un modelo numérico continuo (donde el suelo y la edificación son modelados en un solo paso). En este tipo de modelos es necesario definir la geometría de la cimentación que inicialmente será una losa de 15cm de espesor, en el contacto de la losa con el suelo de apoyo se crean elementos de interfase. Los elementos de interfaz permiten los desplazamientos diferenciales entre los pares de nodos (deslizándose y separándose), de esta manera es que se incorpora el efecto de interacción. Uno de los modelos se desliza mientras el otro se separa. [20], esto se usa para simular la interacción entre el suelo y el cimiento. En este caso la generación de los elementos de interfase separa los nodos que estaban conectados en una posición y crea un elemento nuevo entre el suelo y la losa. La secuencia de análisis se hizo por etapas constructivas, en la inicial en donde aún no hay interacción por solo considerarse al suelo en su estado natural, la interfase no es necesaria y se deben asignar vínculos rígidos a los nodos que quedan separados debido a la interfase para evitar errores, en la etapa de interacción este vínculo debe ser removido. El material de la interfase está regido por la rigidez de los elementos adyacentes a través de los módulos de rigidez normal (1) y el tangencial (2). La interfaz de la losa fue estimada automáticamente por la herramienta computacional usando las propiedades de los elementos adyacentes (suelo y cimiento)

$$K_n = E_{oed,i}/t_v \quad (1)$$

Donde:

$$K_t = G_i/t_v \quad (2)$$

R: Coeficiente de reducción de rigidez (de 0,7 a 1 para el contacto arcilla-hormigón), en este caso asumió un valor de 0,8

C_i , G_i y $E_{oed,i}$ cohesión, módulo cortante y módulo edométrico reducidos (3-5).

t_v : Espesor virtual de la interfase, generalmente tiene un valor entre 0,01 y 0,1, cuanto mayor sea la diferencia de rigidez entre un elemento u otro, menor su valor, en este caso como la diferencia entre el suelo y el hormigón es significativa se selecciona el valor de 0,01

$$C_i = R \cdot C_{suelo} \quad (3)$$

$$G_i = R \cdot G_{suelo} \quad (4)$$

$$E_{oed,i} = \frac{2 \cdot G_i(1 - \nu_i)}{(1 - 2\nu_i)} \quad (5)$$

ν_i : Coeficiente de Poisson de la interfase, vale 0,45 para la interfase, se emplea este valor para simular el comportamiento friccional no compresible y evitar errores numéricos.

En el modelo con interacción, se generan valores de asentamiento diferenciales en algunas zonas que producen valores de distorsiones angulares que superan las exigencias establecidas para el diseño, por esta razón se decide colocar pilotes helicoidales de acero con 4,85m de longitud bajo la losa de cimentación para analizar cómo influyen en la ISE.

Estos pilotes rigidizan la losa y para simular el efecto de interacción se incorporan elementos de interfase al igual que en la losa. Se les asigna la capacidad de carga en punta del pilote que es desarrollada por la hélice (de 300mm de diámetro), con un valor de 150kN para cada pilote, se colocaron 58 pilotes de sección tubular de acero con diámetro exterior igual a 73mm. Fueron dispuestos en las zonas de concentración de tensiones que es donde aparecen los mayores desplazamientos en el modelo donde solo existe la losa como solución de cimentación. Por simplicidad se transforman los pilotes helicoidales a pilotes de sección circular maciza equivalente con 20cm de diámetro, en la Figura 2 se muestra el modelo con los pilotes ya incorporados.

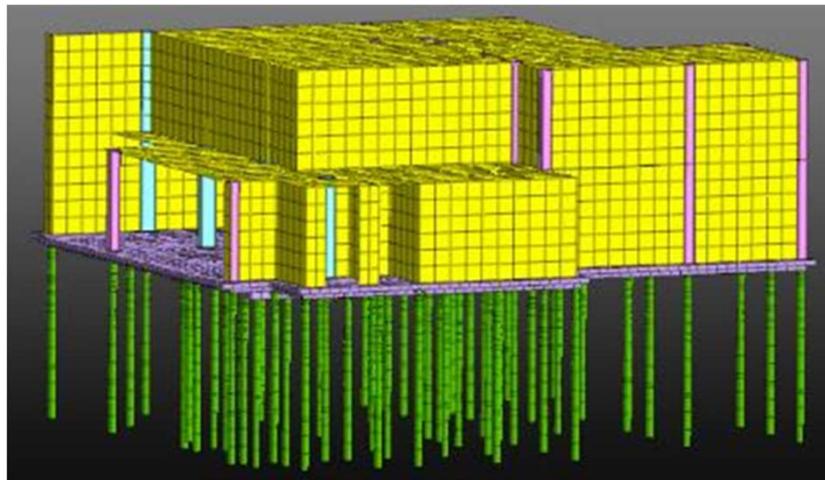


Figura 2: Modelo de losa con pilotes

4. RESULTADOS Y DISCUSIÓN

Para determinar la influencia que tienen la interacción suelo-estructura en la respuesta estructural de la edificación es necesario establecer las variables que serán consideradas en la evaluación

La fuerza axial fue evaluada en la base de dos columnas ubicadas en distintos puntos de la base de la edificación, en la figura 3 se muestran los resultados obtenidos para el modelo de ISE con losa de cimentación solamente.

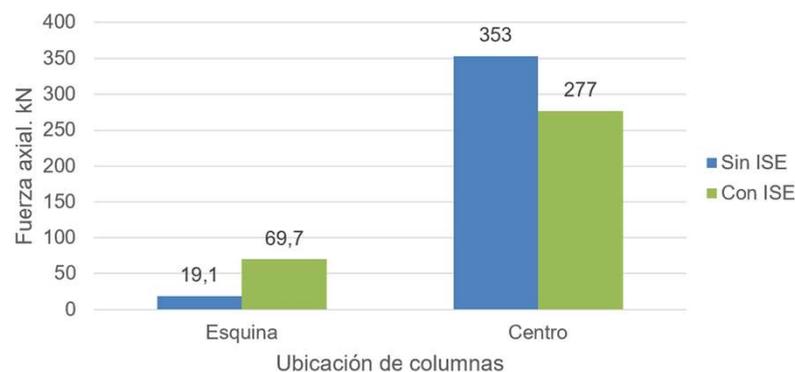


Figura 3: Fuerza axial en columnas

De los resultados obtenidos es evidente que la interacción redistribuye las cargas en la estructura, provocando un incremento de la carga en un caso (columna de esquina) y disminuyéndola en otro (columna centrada) con diferencias del 72% para la columna de esquina y 27% para la columna del centro. Por tanto, el efecto de la interacción suelo- estructura en la fuerza axial de las columnas es significativo.

Los momentos flectores en las losas de entrepiso y la cubierta de la superestructura fueron evaluados, los resultados se muestran en la figura 4.

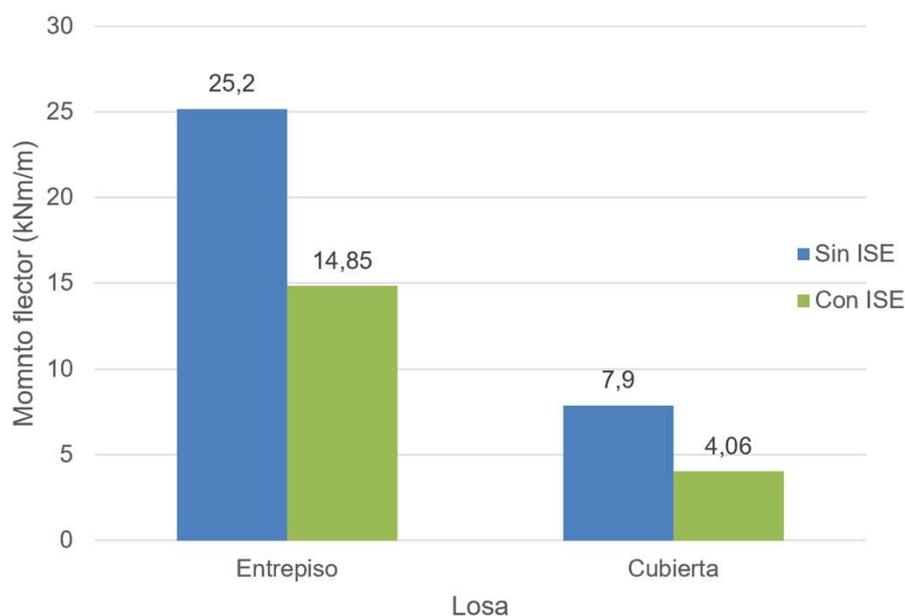


Figura 4: Momentos flectores en losas

Los resultados muestran que los valores de momentos flectores en las losas de la edificación disminuyen cuando se considera la interacción suelo estructura en un 41% para la losa de entrepiso y 48% para la de cubierta, por lo que la no consideración de la interacción da un enfoque más conservador en este caso.

La fuerza cortante en las losas fue evaluada para comprobar el efecto que tiene la interacción en esta sollicitación, en la figura 5 se muestran los resultados obtenidos

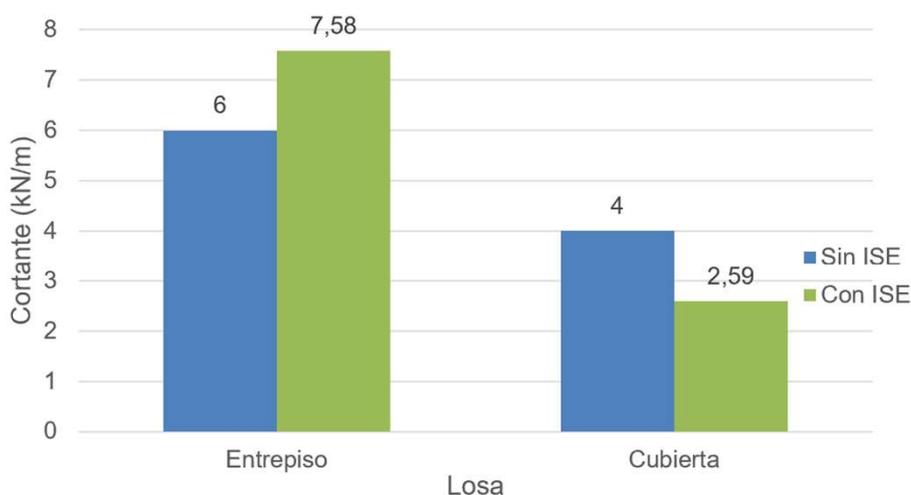


Figura 5: Fuerza cortante en losas

Si bien en términos absolutos las diferencias no son significativas, en términos relativos las diferencias son grandes, del orden del 20% para el entrepiso y del 35% para la cubierta. También se evaluó las fuerzas en los elementos estructurales superficiales (muros y losas) de la superestructura, en las figuras 6 y 7 se muestran los resultados obtenidos para diferentes puntos de control.

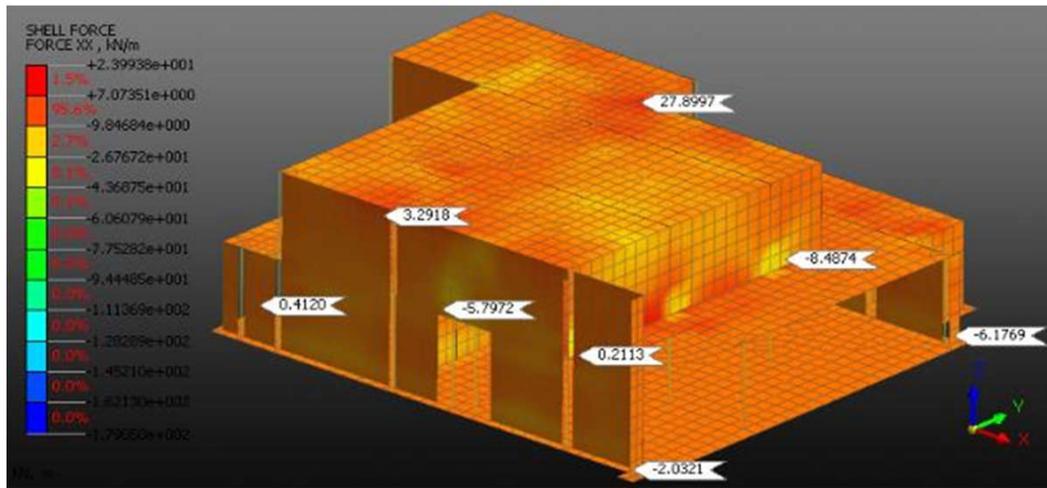


Figura 6: Fuerzas membranales en el modelo sin ISE

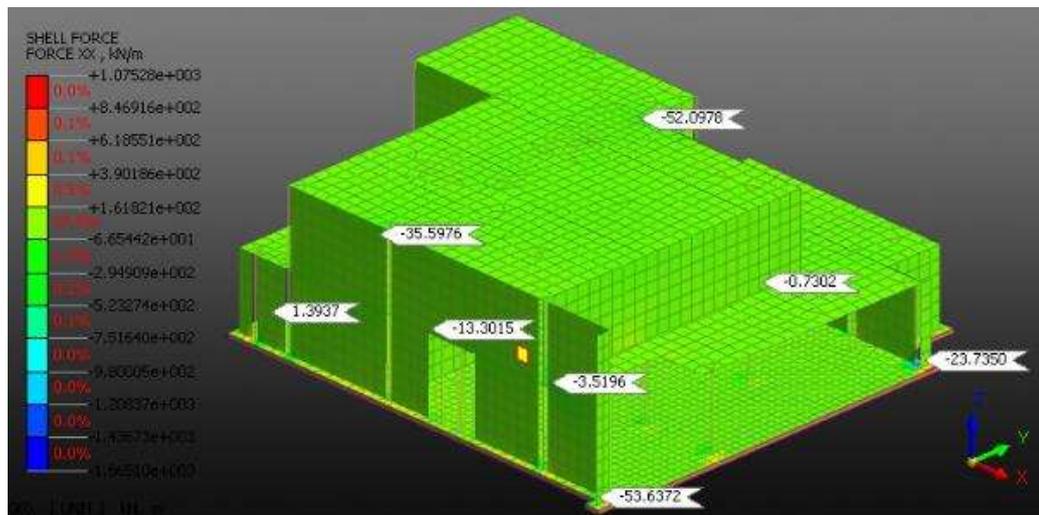
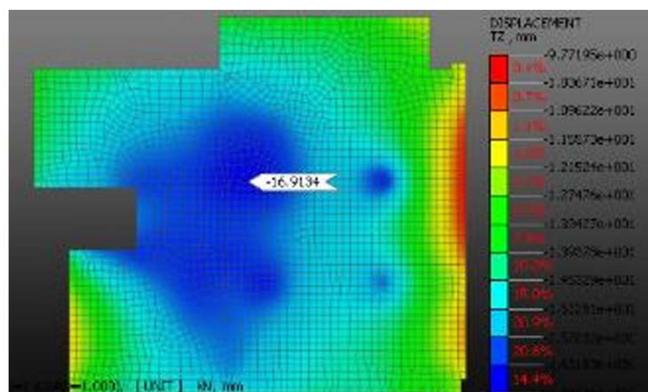


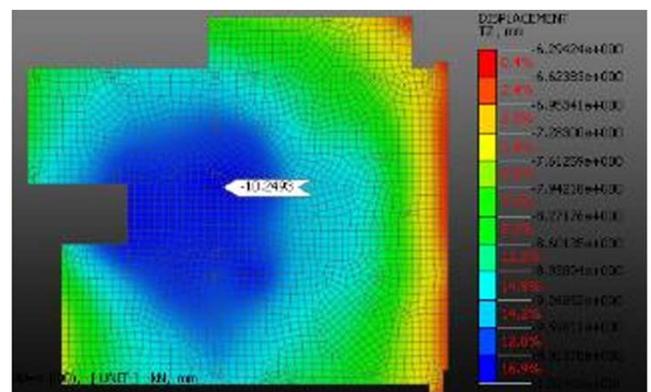
Figura 7: Fuerzas membranales en el modelo con ISE

Los resultados mostrados en las figuras 6 y 7 confirman que el efecto de la ISE también influye en los elementos estructurales superficiales de forma considerable, con grandes incrementos de fuerza cuando se tiene en cuenta la ISE. La razón por la que esto ocurre se debe a que el cambio en las condiciones de apoyo que representa la ISE, hace que se redistribuyan los esfuerzos en la superestructura modificando las solicitaciones actuantes.

Se verifica si la incorporación de pilotes disminuye los asentamientos en la cimentación, se toma como referencia al valor máximo que se encuentra en la zona central de la edificación, en la figura 8 se muestran los resultados obtenidos.



a) Losa sin pilotes



a) Losa con pilotes

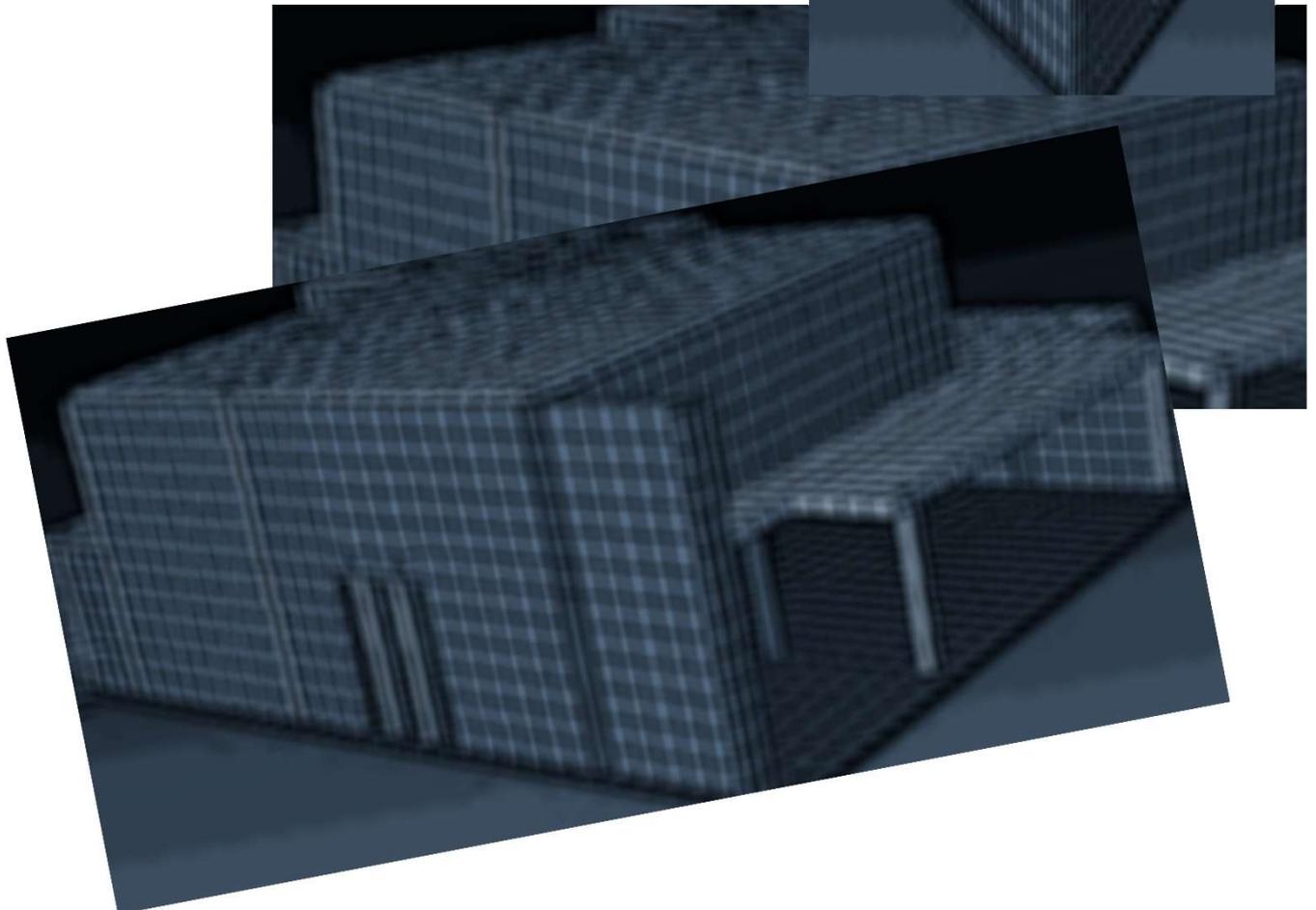
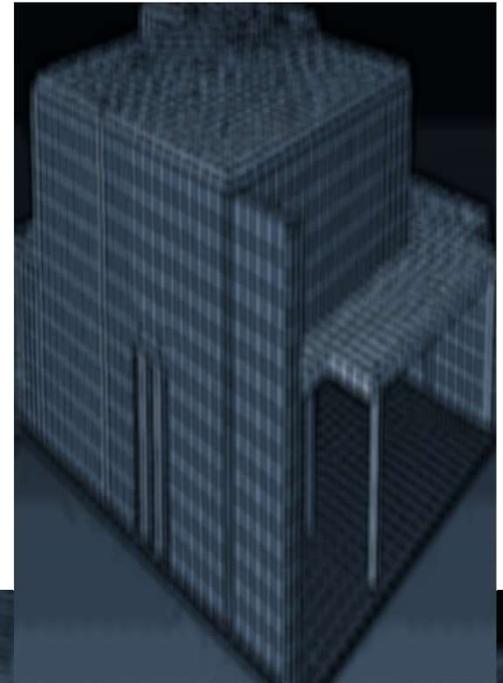
Figura 8: Asentamientos en la cimentación

En la figura 8 se observa que el asentamiento para el modelo sin pilotes es de 16,91mm, mientras que para el modelo con pilotes es de 10,25 mm, entonces se comprueba que la incorporación de pilotes en el modelo de la edificación y cumplen su función como reductores de asentamientos, reduciéndose estos en un 40%.

5. CONCLUSIONES

En este trabajo se evaluó el efecto de la ISE sobre una edificación pequeña con cargas relativamente bajas, para cuantificar su efecto se tuvo en cuenta un modelo con apoyos rígidos y otro donde el efecto de la ISE fue tenido en cuenta a través de un modelo numérico computacional continuo, donde la estructura y el suelo fueron modelados en un solo paso.

Los resultados obtenidos mostraron que la interacción suelo-estructura influye de manera significativa en la respuesta estructural de la edificación, a pesar de su baja altura y tener cargas relativamente bajas. Tanto en las columnas, como en los elementos de soporte horizontal, la redistribución de tensiones que provoca la interacción con el suelo de soporte modifica los valores de fuerzas interiores en los distintos elementos, esto demuestra la importancia de modelar el efecto de interacción en el análisis de estructuras apoyadas sobre estratos deformables. La incorporación de pilotes tiene un efecto favorable en la reducción de asentamientos disminuyendo estos en un 40%. Por tanto, la interacción suelo estructura debe considerarse en el análisis de edificaciones aun cuando sean de pocos niveles, si se encuentran apoyados sobre estratos muy deformable o que aparezcan dentro de la zona de influencia de las cargas externas (potencia activa). Despreciar este efecto podría conllevar a errores en el diseño de los elementos estructurales.



1. E. Kausel, "Early history of soil–structure interaction," *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, vol. 30, no. 9, pp. 822-832, 2010.
2. V. Garg and M. Hora, "A review on interaction behaviour of structure-foundation-soil system," *system*, vol. 2, no. 6, 2012.
3. F. Cavaleri, A. A. Correia, H. Crowley, and R. Pinho, "Dynamic soil-structure interaction models for fragility characterisation of buildings with shallow foundations," *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, vol. 132, p. 106004, 2020/05/01/ 2020.
4. G. Zani, P. Martinelli, A. Galli, and M. di Prisco, "Three-dimensional modelling of a multi-span masonry arch bridge: Influence of soil compressibility on the structural response under vertical static loads," *Engineering Structures*, vol. 221, p. 110998, 2020/10/15/ 2020.
5. P. M. Yesane, Y. Ghugal, and R. Wankhade, "Study on soil-structure interaction: a review," *International Journal of Engineering Research Volume*, no. 5, pp. 737-741, 2016.
6. B. Shirkhaghah and H. Eimani Kalehsar, "The effect of soil–structure interaction on the along-wind response of high-rise buildings," *Proceedings of the Institution of Civil Engineers-Structures and Buildings*, pp. 1-15, 2020.
7. J. Chen, "Soil-Structure Interaction Effects on Wind-induced Vibration of Transmission Tower Line System," *EJDE*, vol. 21, p. 12, 2016.
8. A. M. Halabian, M. El Naggar, and B. J. Vickery, "Reliability analysis of wind response of flexibly supported tall structures," *The Structural Design of Tall Special Buildings*, vol. 12, no. 1, pp. 1-20, 2003.
9. S. Dixit, S. P. Vedula, and S. Kakaraparthi, "Soil-Structure Interaction Analysis of a Raft Foundation Supporting RC Chimney," *Geohazards*, pp. 259-282, 2020.
10. H. J. Shah and A. K. Desai, "Dynamic Analysis of Innovative Hybrid Wind Mill Tower with Soil Structure Interaction," *International Journal of Engineering and Technology*, vol. 10, no. 5, 2018.
11. V. Krathe and A. M. Kaynia, "Implementation of a non-linear foundation model for soil-structure interaction analysis of offshore wind turbines in FAST," *Wind Energy*, vol. 20, no. 4, pp. 695-712, 2017.
12. J. K. Galsworthy and M. H. E. Naggar, "Effect of foundation flexibility on the across-wind response of reinforced concrete chimneys with free-standing liners," *Canadian geotechnical journal*, vol. 37, no. 3, pp. 676-688, 2000.
13. Z. Zhou, X. Wei, Z. Lu, and B. Jeremic, "Influence of soil-structure interaction on performance of a super tall building using a new eddy-current tuned mass damper," *The Structural Design of Tall Special Buildings*, vol. 27, no. 14, p. e1501, 2018.
14. I. Venanzi, D. Salciarini, and C. Tamagnini, "The effect of soil–foundation–structure interaction on the wind-induced response of tall buildings," *Engineering structures*, vol. 79, pp. 117-130, 2014.
15. M. A. E. Al-Hamdani and M. M. Hamid, "Influence of soil structure interaction on wind flow of tall building frames," in *IOP Conference Series: Materials Science and Engineering*, 2020, vol. 737, no. 1, p. 012039: IOP Publishing.
16. E. C. Alves and I. A. Feitosa, "Analysis of the global tall buildings stability in flat slabs considering the soil structure interaction," *Revista IBRACON de Estruturas e Materiais*, vol. 13, pp. 183-199, 2020.
17. O. S. Qaftan, T. Toma-Sabbagh, L. Weekes, and L. Augustus-Nelson, "Validation of a finite element modelling approach on soil-foundation-structure interaction of a multi-storey wall-frame structure under dynamic loadings," *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, vol. 131, p. 106041, 2020/04/01/ 2020.
18. R. Scarfone, M. Morigi, and R. Conti, "Assessment of dynamic soil-structure interaction effects for tall buildings: A 3D numerical approach," *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, vol. 128, p. 105864, 2020/01/01/ 2020.
19. F. de Silva, "Influence of soil-structure interaction on the site-specific seismic demand to masonry towers," *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, vol. 131, p. 106023, 2020/04/01/ 2020.
20. A. H. M. Eid, T. Sorour, Y. Zaghoul, M. Ezzat, "Numerical Analysis of Large Diameter Bored Pile Installed in Multi Layered Soil: A Case Study of Damietta Port New Grain Silos Project " p. 9, 2018.

Influencia De Los Aditivos De Ceniza De Bagazo De Caña Y Escoria De Alto Horno En Suelo Granular

Influence Of Cane Bagasse Ash Additives And Blast-Furnace Slag On Granular Soil

Autores

Aldo Fernández Limés¹, Luis E. González Martínez ², Isaida Flores Berenguer³, Cecilia Gil Payne⁴, Jenny García Tristán⁵, Anadelys Alonso Aenlle⁶ Willian D. Cobelo Cristiá⁷

¹Ingeniero civil, Universidad Tecnológica de la Habana "José A. Echeverría", Facultad de Ingeniería Civil, Calle 114 #11901, e/ Rotonda y Ciclovía, Marianao La Habana Cuba, afernandezl@civil.cujae.edu.cu

²Ingeniero civil, Universidad Tecnológica de la Habana "José A. Echeverría", Facultad de Ingeniería Civil, Calle 114 #11901, e/ Rotonda y Ciclovía, Marianao La Habana Cuba, leglez@civil.cujae.edu.cu

³Ingeniera civil, Máster en ciencias técnicas, Universidad Tecnológica de la Habana "José A. Echeverría", Facultad de Ingeniería Civil, Calle 114 #11901, e/ Rotonda y Ciclovía, Marianao La Habana Cuba, isaidafb@civil.cujae.edu.cu

⁴Ingeniera civil, Máster en ciencias técnicas, Universidad Tecnológica de la Habana "José A. Echeverría", Facultad de Ingeniería Civil, Calle 114 #11901, e/ Rotonda y Ciclovía, Marianao La Habana Cuba, cgil@civil.cujae.edu.cu

⁵Ingeniera civil, Doctora en ciencias técnicas, Universidad Tecnológica de la Habana "José A. Echeverría", Facultad de Ingeniería Civil, Calle 114 #11901, e/ Rotonda y Ciclovía, Marianao La Habana Cuba, jenny@civil.cujae.edu.cu

⁶Ingeniera civil, Doctora en ciencias técnicas, Universidad Tecnológica de la Habana "José A. Echeverría", Facultad de Ingeniería Civil, Calle 114 #11901, e/ Rotonda y Ciclovía, Marianao La Habana Cuba, anadelys@civil.cujae.edu.cu

⁷Ingeniero civil, Doctor en ciencias técnicas, Universidad Tecnológica de la Habana "José A. Echeverría", Facultad de Ingeniería Civil, Calle 114 #11901, e/ Rotonda y Ciclovía, Marianao La Habana Cuba, wcobelo@civil.cujae.edu.cu

RESUMEN

En subrasantes, bases, subbases y vías no pavimentadas en muchas ocasiones los suelos locales no reúnen los requisitos de calidad necesarios y se debe recurrir a la utilización de materiales de lugares más lejanos para su construcción, una alternativa a este problema es recurrir a técnicas como la estabilización de suelos con aditivos de materiales u otros suelos. Entre las alternativas para la estabilización con aditivos están la ceniza de bagazo de caña y la escoria alto horno que se obtiene de las fundiciones de acero. Esta investigación tiene como objetivo evaluar cómo se modifican las propiedades de un suelo estabilizado con escorias de alto horno y cenizas de bagazo de caña. La escoria es añadida en valores de 25 y 35% del peso total de la muestra y la ceniza en 10 y 30%, los resultados de las combinaciones se comparan con las propiedades del material de suelo sin estabilizar. Los resultados demuestran que el empleo de cenizas en la estabilización de suelos no es beneficioso para incrementar la capacidad portante de los suelos y lo hace vulnerable a la permeabilidad, mientras que la escoria si resulta beneficiosa incrementado los valores de peso específico seco máximo, de CBR y brindándole mayor estabilidad ante la ascensión capilar.

Palabras claves: Escoria de alto horno, ceniza de bagazo de caña, estabilización de suelos, peso específico seco máximo, valores de CBR

ABSTRACT

In subgrade, bases, subbases and unpaved roads, on many occasions the local soils do not meet the necessary quality requirements and materials from more distant places must be used for their construction. An alternative to this problem is to resort to techniques such as soil stabilization with additives of other materials or soils. Among the alternatives for stabilization with additives are cane bagasse ash and blast furnace slag obtained from steel foundries. This research objective is to evaluate the properties of soil stabilized with blast furnace slag and cane bagasse ashes. The slag is added in 25 and 35% values and the ash in 10 and 30%, combinations results of are compared with the properties of the unstabilized soil material. The results show that the use of ash in soil stabilization is not beneficial to increase the bearing capacity of the soil and makes it vulnerable to permeability, while the slag is beneficial by increasing the values of maximum dry specific weight of CBR. and providing greater stability against capillary ascension.

Keywords: Blast furnace slag, cane bagasse ash, soil stabilization, maximum dry unit weight, CBR values..

Nota Editorial: Recibido: Septiembre 2022 Aceptado: Septiembre 2022

1. INTRODUCCIÓN

El funcionamiento a largo plazo de cualquier proyecto de construcción depende de la calidad de los suelos subyacentes. Los suelos inestables pueden crear problemas significativos en las estructuras y pavimentos. Con el diseño y técnicas de construcción apropiados, el tratamiento con determinado aditivo transforma químicamente los suelos inestables en materiales utilizables. Se le llama estabilización de un suelo al proceso mediante el cual se someten los suelos naturales a cierta manipulación o tratamiento de modo que se pueda aprovechar sus mejores cualidades, obteniéndose uno firme y estable, capaz de soportar los efectos del tránsito y las condiciones de clima más graves [1].

La estabilización se fundamenta en el mejoramiento de las propiedades del suelo, como son la estabilidad volumétrica, resistencia, permeabilidad, compresibilidad y durabilidad siendo éstas las más relevantes al momento de realizar algún tipo de estabilización a través de procedimientos mecánicos e incorporación de productos químicos, naturales o sintéticos. Al elegir algún tipo de producto para mejorar las características del suelo los estudios se concentran en verificar si mejora alguna de estas propiedades, esto significa no solo llegar a un estado del suelo con suficiente resistencia a la acción destructora y deformante de las cargas, sino también asegurar la permanencia de ese estado a través del tiempo [2], [3]. Si un suelo tiene buena capacidad de soporte, resistente a los esfuerzos de corte, y si su comportamiento estructural no cambia significativamente frente a variaciones de humedad, se dice que es un suelo estable.

Para lograr una estabilización exitosa deben realizarse ensayos de laboratorio tales como: granulometría, límites de plasticidad, peso específico, compactación, CBR (*California bearing ratio*: índice de soporte de California), absorción capilar y consolidación; sobre las muestras más representativas del suelo natural para poder determinar las propiedades ingenieriles tanto del material natural como del material estabilizado. Estos ensayos incluyen el estudio del material con diferente proporción de material estabilizador para determinar una composición adecuada de la mezcla y poder evaluar la efectividad de la estabilización.

Se ha desarrollado muchos trabajos [4-11] con la utilización del bagazo de caña como estabilizador de suelos, obteniéndose diversos resultados, ya que funciona bien para retener agua, pero no tanto para incrementar la resistencia. En el trabajo de Anupam, et al. [12] quienes compararon la estabilización de suelos arcillosos utilizando diversos desechos agrícolas como cenizas volantes (FA), cenizas de cáscara de arroz (RHA), cenizas de bagazo (BA) y cenizas de paja de arroz (RSA) sin ningún otro tipo de aglomerante para mejorar la capacidad de carga del suelo. Las propiedades que se probaron fueron el límite de contracción, las características de compactación y el CBR. Se observaron mejoras marcadas en los límites de contracción para el suelo mezclado con FA, BA, RHA y RSA, ésta fue más pronunciada para un 30% de mezcla de RHA. Además, llegaron a la conclusión de que los cuatro desechos industriales provocaban un aumento en el contenido óptimo de humedad y una disminución de la densidad seca máxima del suelo estabilizado y del valor de CBR.

La adición de escoria de siderurgia incrementa el peso específico seco máximo y el CBR y mejora el resto de las propiedades, principalmente las resistentes [13-18]. Esto se debe a la buena adherencia entre los dos materiales. La composición química de la escoria empleada, está formada por dióxido de silicio (SiO_2), y óxido de calcio (CaO), que son materiales estabilizantes. Estos elementos reaccionan ante la presencia de agua, generando una reacción expansiva debido a la hidratación, lo que ocasiona la mejora del suelo [19].

Con esta investigación se persigue obtener un uso práctico a los residuos sólidos que no se pueden biodegradar rápidamente provenientes de la industria del acero y de la producción azucarera, que constituyen un problema medioambiental. Para ello se lleva a cabo un estudio experimental donde las variables independientes son la mezcla de suelo natural-escoria (75% y 25% respectivamente) y la mezcla de suelo natural-escoria (65% y 35% respectivamente). También se evalúan las propiedades del suelo estabilizado con cenizas de paja de la caña, la ceniza es añadida en porciones del 10% y 30% de la masa total. Estos porcentajes de dosificación se obtuvieron del trabajo de Abdila, et al. [14] donde realizaron un estudio similar empleando los mismos aditivos con un número mayor de dosificaciones. Los resultados de las combinaciones fueron comparados con las propiedades del material sin estabilizar. Fueron analizadas las siguientes variables: la humedad natural, el peso específico, la distribución granulométrica, el peso específico máximo, la capilaridad y el valor de relación de soporte de California (CBR).

2. DESCRIPCIÓN DE MATERIALES

Caracterización del suelo natural

El suelo fue analizado en condiciones remoldeadas, la humedad del suelo natural [20] fue de 1,18% y se garantizó una diferencia entre las dos muestras analizadas menor del 2%. El límite líquido del suelo natural es de 31,90%, el límite plástico que se obtiene para la muestra de suelo natural analizado fue de 27,62% y el índice de plasticidad es de 4,29%, por tanto el suelo posee poca plasticidad [21]. Un índice de plasticidad bajo, significa que un pequeño incremento en el contenido de humedad del suelo, lo transforma de semisólido a la condición de líquido, es decir resulta muy sensible a los cambios de humedad. El peso específico relativo a las partículas sólidas del suelo (G_s) natural fue determinado por la NC-19 [22] y dio como resultado que $G_s = 2,69$. La granulometría se hizo siguiendo el procedimiento de la NC-20 [23]. En la figura 1 se muestra el promedio del porcentaje pasado por cada tamiz de tres muestras estudiadas para determinar la granulometría promedio del suelo natural.

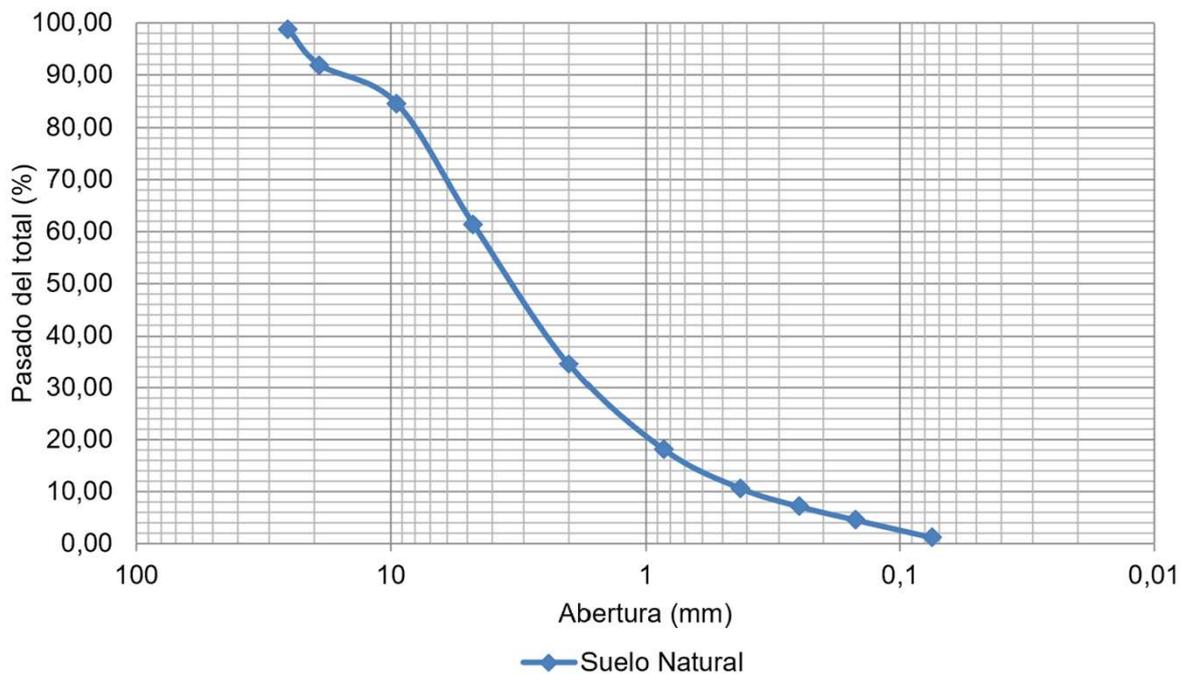


Figura 1: Distribución granulométrica del suelo natural

Del análisis granulométrico mostrado en la figura 1 se observa que hay un 37,5% de grava, 61,2% de arena y 1,3% de finos por lo que se considera que el suelo es arenoso con presencia de grava

A partir de los ensayos realizados se puede clasificar al suelo siguiendo la metodología de la NC-59 [24] Los resultados obtenidos para dicho suelo se reflejan a continuación:

Al analizar la clasificación del suelo natural mediante el método de Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS), lo primero que se analiza es la determinación del porcentaje pasado por el tamiz 200, al ser este menor que el 50%, se trata de un suelo de grano grueso. El porcentaje pasado por el tamiz No 4 (arena) es mayor que el porcentaje retenido en el tamiz No 4 (grava), el suelo es tipo arenoso. Al presentar un porcentaje de grava superior al 35%, ser el coeficiente de curvatura de 1,18 y el coeficiente de uniformidad de 11, el suelo se clasifica según sus especificaciones como una arena bien graduada con grava. Para la clasificación del suelo mediante el método ASHTOO [25] se divide el suelo en dos categorías, materiales granulares y materiales de tipo arcilla y limo, el suelo natural estudiado al tener un porcentaje de material pasado por el tamiz N° 200 menor del 35% se encuentra en la categoría de material granular. Al ser el porcentaje pasado por el tamiz N° 10 menor de 50%, el pasado por el N° 40 menor de 30%, el pasado por el tamiz N° 200 menor del 15% y tener un índice de plasticidad inferior a 6, el suelo se clasifica en su nomenclatura como A-2-4(5) (grava y arena limosa)

Para determinar la humedad óptima del suelo se realizó un ensayo de Proctor Modificado [26] con 5 puntos de humedad aumentando en cada uno un 4% de agua con respecto al peso de la muestra inicial que era de 11,224 kg. Los resultados de este ensayo se muestran en la figura 2 y los valores de peso específico seco máximo y humedad óptima aparecen en la tabla 2.

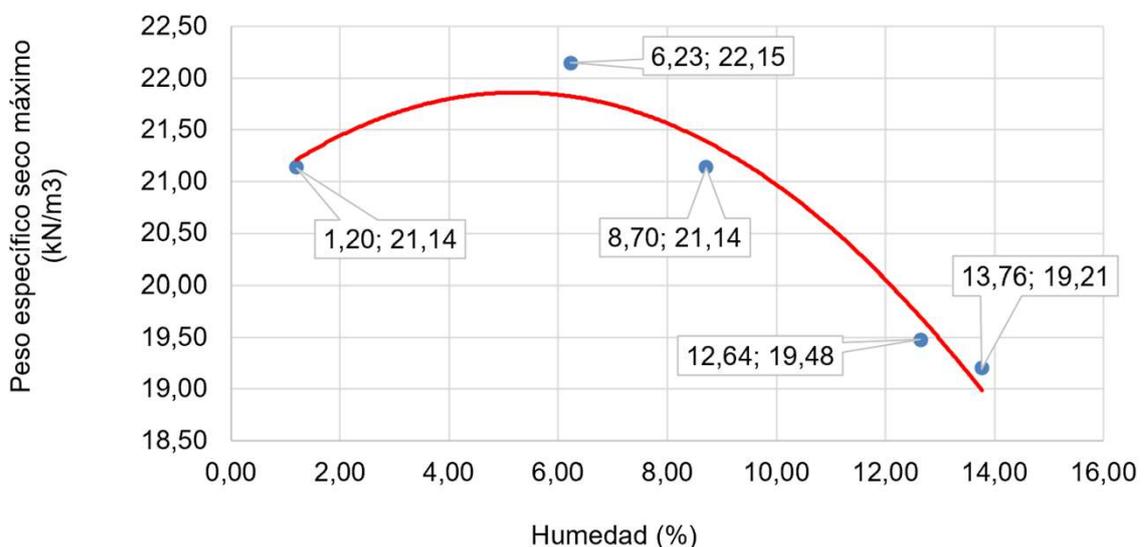


Figura 2: Curva de compactación por método Proctor Modificado para el suelo natural

Caracterización de la escoria

La escoria de acería de horno de arco eléctrico se obtuvo de la siderúrgica "José Martí" (Antillana de Acero), por sus características la escoria debe ser ensayada como árido. En la figura 3 se muestran los valores de peso específico para 9 muestras de escoria.

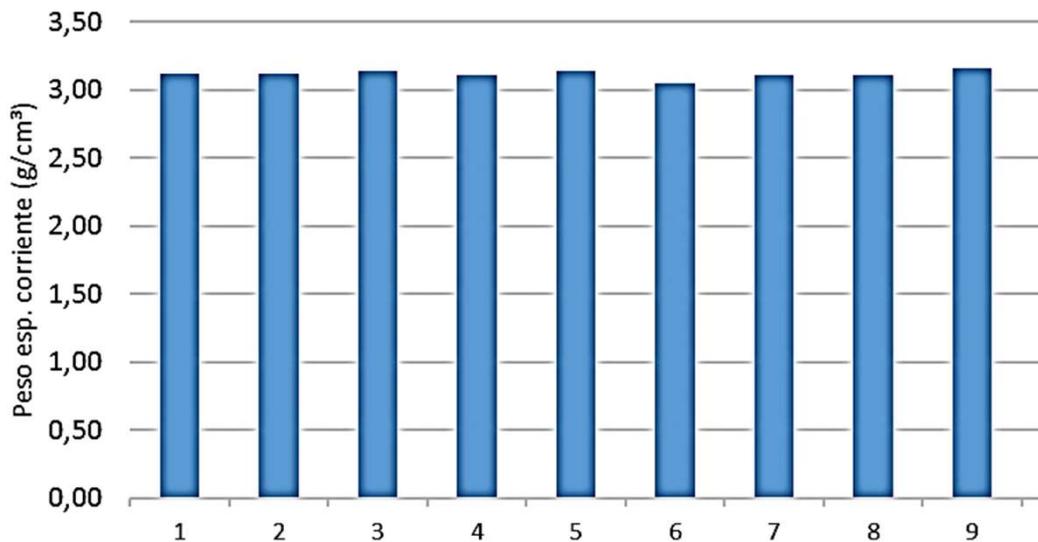


Figura 3: Peso específico corriente de la escoria

Son evidentes los altos valores de peso específico que posee la escoria debido a sus altos valores de densidad. Estos datos dan indicios de que las estabilizaciones de suelo natural en combinación con escorias presentarán una mejor compactación debido a que existirá mayor masa en el mismo valor de volumen de suelo.

En la figura 4 se presentan los valores de porcentaje pasado por el tamiz 200.

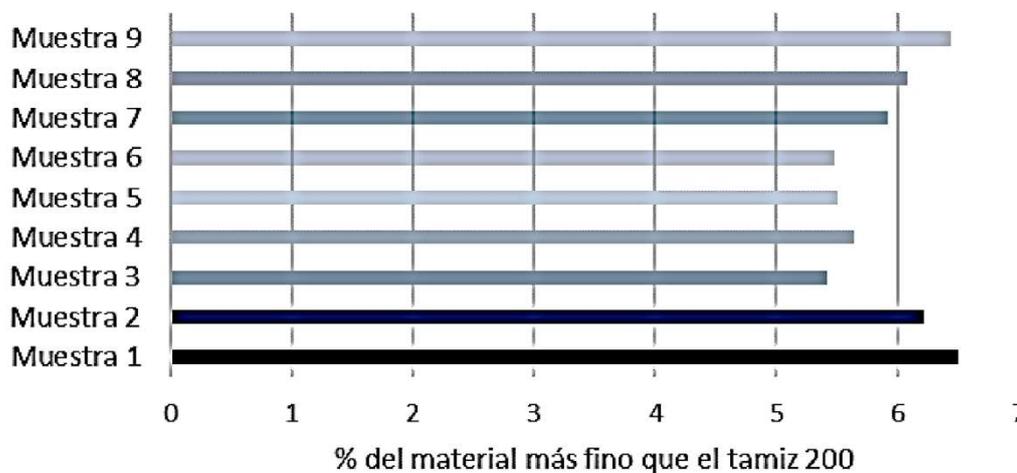


Figura 4: Porcentaje de escoria que pasa el tamiz No. 200

Como se puede observar en la figura 4 hay una baja presencia de material fino, lo que demuestra que la escoria presenta características adecuadas para ser utilizada como árido en estabilizaciones de suelo, aun siendo estos mayores que los áridos naturales.

Caracterización de la ceniza.

Para caracterizar la ceniza se efectuaron los ensayos de humedad, granulometría y el peso específico relativo a las partículas sólidas. Como resultado se obtuvo que la humedad de la ceniza es de 3%, con un peso específico relativo a las partículas sólidas de 2,53. En la figura 5 se muestra la distribución granulométrica de la ceniza.

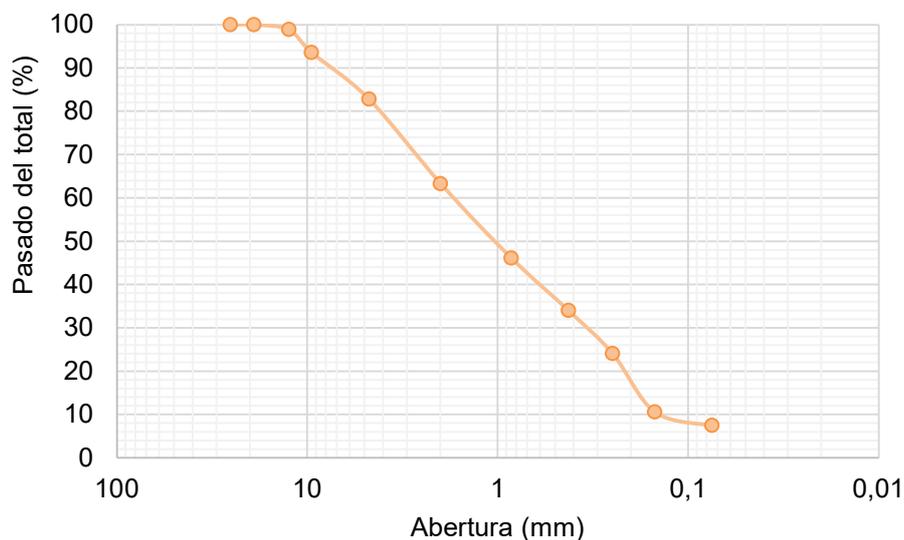


Figura 5: Distribución granulométrica de la ceniza

Del gráfico de la figura 5 se observa que la ceniza es un material fino ya que el 83% de las partículas pasan por el tamiz No. 4 (4,75mm). Es de esperar que la combinación de ambos materiales propicie un equilibrio en la distribución del tamaño de las partículas.

3. RESULTADOS Y DISCUSIÓN

Luego de analizados los materiales se procede a realizar el ensayo con las mezclas de suelo-ceniza y suelo-escoria, con el objetivo de determinar cuál dosificación resulta más favorable para estabilizar e incrementar la capacidad portante del suelo, se emplearon las siguientes combinaciones:

- 90% suelo natural y 10% de ceniza.
- 70% suelo natural y 30% de ceniza.
- 75% suelo natural y 25% de escoria.
- 65% suelo natural y 35% de escoria.

Inicialmente se evaluó el peso específico relativo a las partículas sólidas de todas las mezclas de suelo-aditivo, los resultados se muestran en la figura 6.

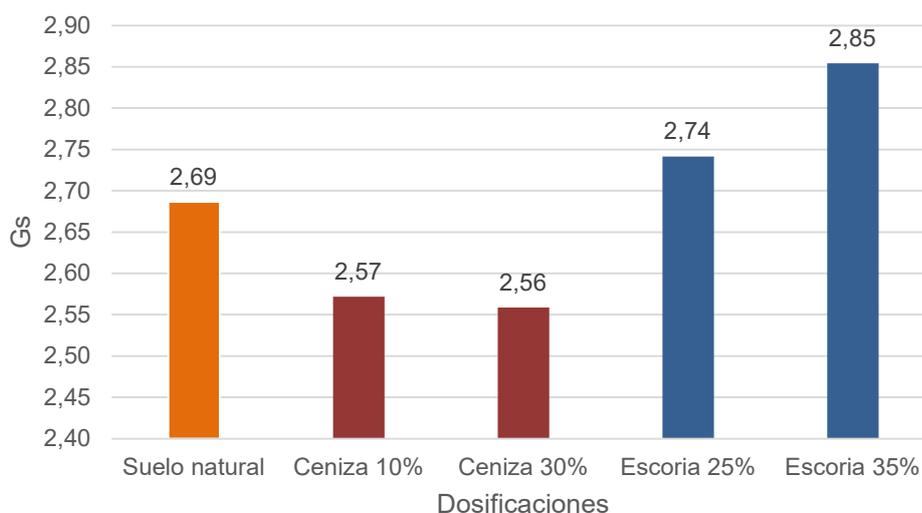


Figura 6: Peso específico relativo a las partículas sólidas

En la figura 6 se aprecia como la incorporación de ceniza disminuye en un 5% el peso específico relativo a los sólidos, mientras que la incorporación de la escoria lo incrementa en 1 y 6% para las muestras con 25 y 35% de escoria respectivamente. Aparentemente, el efecto de la incorporación de aditivos al suelo no tiene un efecto considerable en el peso específico relativo a los sólidos, pero hay que considerar que estos oscilan normalmente en valores de 2,6 a 2,9, por tanto, su adición si tiene una implicación considerable para ambos tipos de aditivos.

En la figura 7 se muestran las curvas de distribución granulométricas de las muestras de suelo y suelo-aditivo.

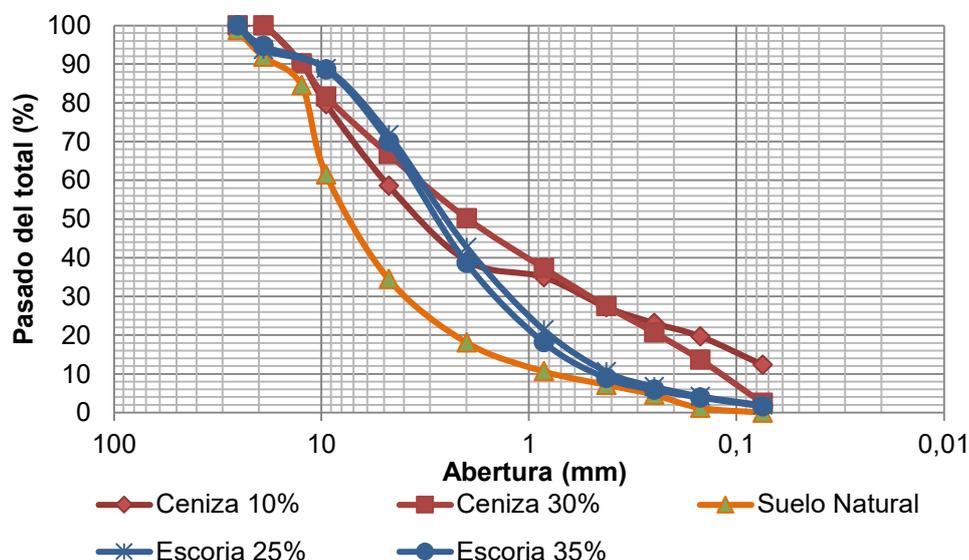


Figura 7: Distribución granulométrica de las dosificaciones

La uniformidad que se alcanza con las dosificaciones fue medida a través del coeficiente de uniformidad (C_u) que está definido por (1)

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} \quad (1)$$

Donde D_{60} , diámetro de la curva correspondiente al 60% de finos y D_{10} diámetro de la curva correspondiente al 10% de finos. En la tabla 1 se resumen los valores de C_u obtenidos

Tabla 1: Coeficiente de uniformidad

Tipo de suelo	D_{10}	D_{60}	C_u (kPa)
Suelo natural	0,85	9	11
Ceniza 10%	0,08	5	63
Ceniza 30%	0,15	3,5	23
Escoria 25%	3,5	3,5	1
Escoria 35%	3,5	0,5	0,14

La incorporación de ceniza le brinda al suelo una mejor graduación al suelo ($C_u > 6$), principalmente en la mezcla con 10% de ceniza, esto se debe a que la ceniza es un material mucho más fino que el suelo natural que es granular y es capaz de llenar los vacíos. La incorporación de escoria, incrementa la cantidad de granos gruesos, dándole al suelo una granulometría más uniforme ($C_u < 4$).

La capilaridad es el fenómeno debido a la tensión superficial que confiere a los fluidos la capacidad de ascender por pequeños canales o canículas capilares formadas por orificios intersticiales del suelo, permitiendo así comprobar la resistencia del suelo. En este trabajo se evaluaron 3 muestras de cada dosificación y luego se promediaron para obtener un valor preciso, en la figura 8 se muestran los resultados obtenidos para la muestra de suelo natural y para las muestras con aditivos.

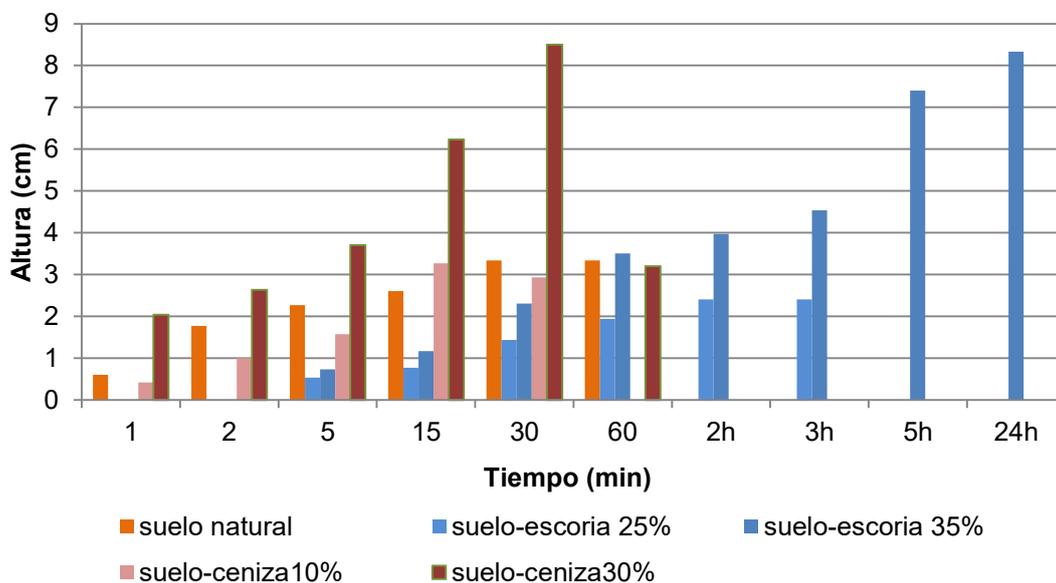


Figura 8: Absorción capilar de las dosificaciones

En la figura 8, es evidente que a mayor incorporación de ceniza aumenta la capilaridad del suelo. En el caso de la adición de 10% de cenizas ocurre que para los primeros 5 minutos la ascensión capilar es inferior a la del suelo natural, esto se debe a que durante ese tiempo el agua está cubriendo los espacios que existen entre el suelo y la ceniza y no incrementa la saturación. Este fenómeno se revierte a partir de 15 minutos, llegando a la saturación y a la pérdida de estabilidad del material; lo que se pone de manifiesto en la ausencia de valor de ascensión capilar para 60 minutos, debido a que la muestra se deshizo. En el caso de la adición del 30% de cenizas se observa desde un inicio que comienza a saturarse la combinación de suelo, con valores superiores a los otros ensayados, manteniendo incluso la estabilidad. Las muestras de suelo-ceniza estudiadas comenzaron a fallar a partir de los 45 minutos de iniciado el ensayo, observándose que la que más estable se mantuvo fue la mezcla suelo-ceniza con 30%, que incluso llegó a la altura de ascensión capilar máxima.

Mientras que la incorporación de la escoria, disminuye considerablemente la capilaridad en los primeros momentos y le da mayor estabilidad al suelo, llegando a no fallar incluso cuando se alcanzó la altura de ascensión capilar máxima de la muestra con 35% de escoria, esto demuestra que los enlaces que se forman con la adición de escoria son más fuertes. De los resultados obtenidos se puede decir que la incorporación de ceniza no es favorable para la estabilidad ante la ascensión capilar de los suelos, mientras que la escoria si lo es.

En la figura 9 se muestran las curvas de compactación para todas las muestras de suelo-aditivo estudiadas en este trabajo.

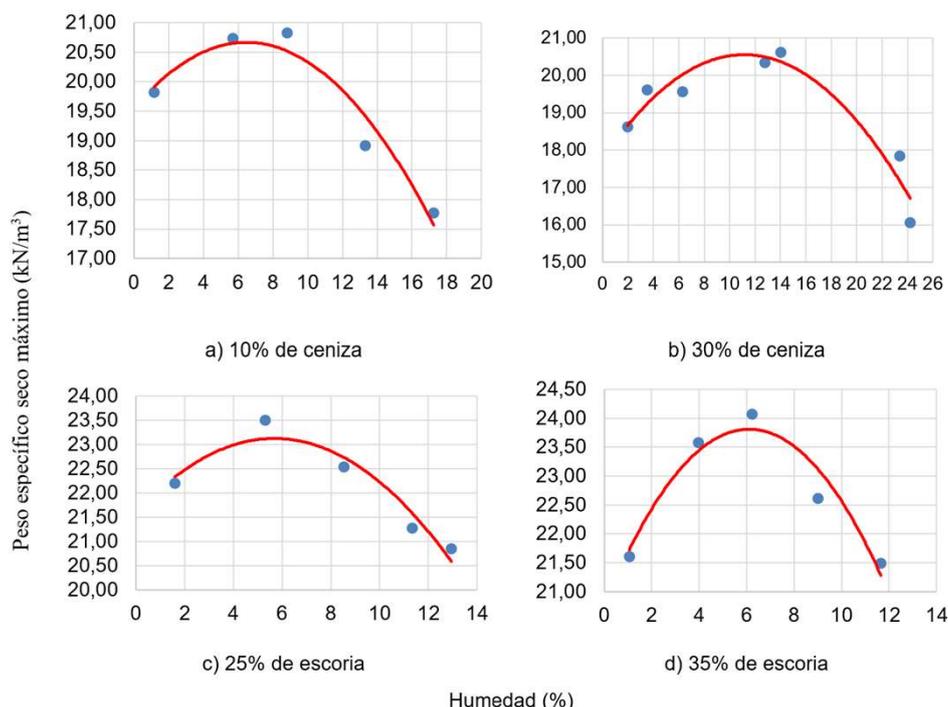


Figura 9: Curvas de compactación por método Proctor Modificado para las distintas dosificaciones

Tabla 2: Peso específico seco máximo de las mezclas suelo-aditivo

Tipo de suelo	$\gamma_{d\text{máx}}$ (kN/m ³)	$\omega_{\text{ópt}}$ (%)	Diferencia (%)
Suelo Natural	21,8	5,5	-
10% de Ceniza	20,7	6,8	5,05
30% de Ceniza	20,5	11	5,96
25% de Escoria	23,1	5,8	5,63
35% de Escoria	23,7	6	8,02

Los resultados muestran que la incorporación de aditivos no modifica considerablemente la compactación máxima del suelo, destacándose que en el caso de la ceniza disminuye y necesita una cantidad de agua superior para alcanzarla porque tiene mayor contenido de finos.

Ante la imposibilidad de realizar el ensayo de CBR se utilizará una expresión empírica de las muchas que existen en la bibliografía [27-30]. De forma general estas expresiones parten de correlacionar los valores de plasticidad, granulometría y/o compactación de los suelos con el valor de CBR. La que más se adecua a este trabajo por emplear los parámetros de compactación solamente es la propuesta por Katte, et al. [30] que según su propio estudio tiene un error del 3% con respecto al CBR medido en laboratorio y un valor de $R^2=0,819$, esta expresión fue validada por Duque, et al. [31] en un trabajo similar, y es la que se muestra en (2).

$$CBR = -61.082 + 60.233 \cdot \gamma_{d\text{máx}} - 2.462 \cdot \omega_{\text{ópt}} \quad (2)$$

Donde $\gamma_{d\text{máx}}$ es el peso específico seco máximo en g/cm³ y $\omega_{\text{ópt}}$ es la humedad óptima en por ciento (%), ambos parámetros obtenidos del ensayo de Próctor Modificado en este caso, los resultados obtenidos por la aplicación de esta expresión (2) y usando la información brindada en la tabla 2 se muestran en la tabla 3.

Tabla 3: Valores de CBR

Tipo de suelo	CBR
Suelo Natural	56,68
10% de Ceniza	46,86
30% de Ceniza	35,31
25% de Escoria	63,78
35% de Escoria	66,90

Los resultados muestran que el uso de la ceniza de bagazo de caña como aditivo no es favorable pues el valor de CBR decrece entre más ceniza se incorpore, llegando a decrecer en un 38% para la muestra con 30% de ceniza, esto se debe a que la ceniza posee peso específico menor al del suelo natural. Mientras que la incorporación de escoria si es favorable, con incrementos del 11 y el 15% del valor de CBR para las muestras con 25% y 35% de escoria respectivamente. Desde un punto de vista económico resulta más favorable la muestra con 25% de escoria con respecto a la de 35%, debido a que en esta última el incremento no es tan considerable en términos relativos.

4. CONCLUSIONES

Los resultados de este trabajo confirman que la adición de aditivos a los suelos modifica sus propiedades físico-mecánicas. La adición de ceniza no resulta favorable de manera general para ninguna de las dos dosificaciones empleadas, debido a que aumenta la absorción capilar de los suelos y esto conlleva a un colapso más rápido de las muestras, disminuye el peso específico seco máximo y también el valor de CBR, por tanto, afecta la capacidad portante del suelo con respecto a las muestras de suelo natural sin mezclar con aditivos, sólo aportó al suelo natural una distribución granulométrica más graduada. En el caso de la adición de escoria los resultados mostraron un comportamiento completamente diferente, dotando al suelo de una considerable mayor resistencia a la capilaridad. También resultó beneficiado el valor de peso específico seco máximo, y de forma considerable el de CBR con incrementos de un 11 y 15% del valor de CBR para las muestras con 25% y 35% de escoria respectivamente, dotando al suelo de una mayor capacidad portante.

1. E. A. C. Ñañez, E. D. R. Lafitte, and S. P. M. Pérez, "Métodos de estabilización de suelos arcillosos para mejorar el cbr con fines de pavimentación: Una revisión literaria," *Suelos Ecuatoriales*, vol. 51, no. 1y2, pp. 77-92, 2021.
2. C. H. H. Sandoval, J. C. G. Cristancho, and Ó. E. P. Naranjo, "Caracterización de un suelo arcilloso tratado con hidróxido de calcio," *Facultad de Ingeniería*, vol. 21, no. 32, pp. 21-40, 2012.
3. D. Angulo Roldan and H. F. Rojas Escajadillo, "Ensayo de fiabilidad con aditivo PROES para la estabilización del suelo en el AA. HH. El Milagro, 2016," 2016.
4. T. Athira and T. J. I. J. o. E. R. Sini, "Effect of bagasse ash on strength characteristics and index properties of kaolinite clay," *International Journal of Engineering Research Technology*, vol. 8, no. 6, pp. 1273-1275, 2019.
5. B. G. Buddhdev and M. Chauhan, "Experimental Studies on Utilization of Blast Furnace Slag for Cohesionless Soil," in *Proceedings of the Indian Geotechnical Conference 2019, 2021*, pp. 337-346: Springer.
6. M. Carlina, Y. Apriyanti, and F. Fahriani, "The Effect of Addition of Bagasse Ash and Eggshell Powder on CBR Value of Clay Soil," in *IOP Conference Series: Earth and Environmental Science*, 2021, vol. 926, no. 1, p. 012102: IOP Publishing.
7. P. Meena, J. Sharma, and B. Acharya, "Effect of Ground Granulated Blast Furnace Slag and Fly Ash on Geotechnical Properties of Expansive Soil," in *Proceedings of the Indian Geotechnical Conference 2019, 2021*, pp. 217-227: Springer.
8. W. Sas et al., "Geotechnical and Environmental Assessment of Blast Furnace Slag for Engineering Applications," *Materials*, vol. 14, no. 20, p. 6029, 2021.
9. L. C. Dang, H. Khabbaz, and B.-J. Ni, "Improving engineering characteristics of expansive soils using industry waste as a sustainable application for reuse of bagasse ash," *Transportation Geotechnics*, vol. 31, p. 100637, 2021.
10. F. Hidalgo, J. Saavedra, C. Fernandez, and G. Duran, "Stabilization of clayey soil for subgrade using rice husk ash (RHA) and sugarcane bagasse ash (SCBA)," in *IOP Conference Series: Materials science and engineering*, 2020, vol. 758, no. 1, p. 012041: IOP Publishing.
11. L. Dang and H. Khabbaz, "Assessment of the geotechnical and microstructural characteristics of lime stabilised expansive soil with bagasse ash," *GeoEdmonton*, 2018.
12. A. K. Anupam, P. Kumar, and G. Ransinchung, "Use of various agricultural and industrial waste materials in road construction," *Procedia-Social Behavioral Sciences*, vol. 104, pp. 264-273, 2013.
13. V. A. Akinbinu, M. O. Tanimola, S. P. J. I. J. o. M. Akande, and Geo-Engineering, "Utilization of calcium rich mine wastes and bone ash for the improvement of California Bearing Ratio (CBR) of soft soil," *International Journal of Mining Geo-Engineering*, vol. 56, no. 2, pp. 115-123, 2022.
14. S. R. Abdila et al., "Potential of soil stabilization using ground granulated blast furnace slag (GGBFS) and fly ash via geopolymerization method: A Review," *Materials*, vol. 15, no. 1, p. 375, 2022.
15. T. Watez, C. Patapy, L. Frouin, J. Waligora, and M. Cyr, "Interactions between alkali-activated ground granulated blastfurnace slag and organic matter in soil stabilization/solidification," *Transportation Geotechnics*, vol. 26, p. 100412, 2021.
16. A. Thomas, R. Tripathi, and L. Yadu, "A laboratory investigation of soil stabilization using enzyme and alkali-activated ground granulated blast-furnace slag," *Arabian Journal for Science Engineering*, vol. 43, no. 10, pp. 5193-5202, 2018.
17. J. He, X.-q. Wang, Y. Su, Z.-x. Li, and X.-k. Shi, "Shear strength of stabilized clay treated with soda residue and ground granulated blast furnace slag," *Journal of Materials in Civil Engineering*, vol. 31, no. 3, p. 06018029, 2019.
18. J. He, X.-k. Shi, Z.-x. Li, L. Zhang, X.-y. Feng, and L.-r. Zhou, "Strength properties of dredged soil at high water content treated with soda residue, carbide slag, and ground granulated blast furnace slag," *ConstructionBuilding Materials*, vol. 242, p. 118126, 2020.
19. [19]M. Á. O. García, S. B. C. Pabón, and L. M. J. Sicachá, "Mejoramiento de subrasantes de tipo arcilloso mediante la adición de escoria de acero," *Revista de Investigación Desarrollo e Innovación: RIDI*, vol. 11, no. 1, pp. 185-196, 2020.
20. Geotecnia. Determinacion del contenido de humedad de los suelos y rocas en el laboratorio, 2000.
21. Geotecnia. Determinacion del limite liquido, limite plastico e indice de plasticidad de los suelos, 2000.
22. Geotecnia. Determinacion del peso especifico de los suelos, 1999.
23. Geotecnia. Determinacion de la granulometria de los suelos, 1999.
24. Geotecnia. Clasificacion geotecnica de los suelos, 2000.
25. B. M. Das and N. Sivakugan, T. Anderson, Ed. *Principles of Foundation Engineering*, 9th ed. (no. 01). 20 Channel Center Street, Boston, MA 02210, USA: Cengage Learning, Inc., 2019, p. 884.
26. Geotecnia. Método de ensayo para la determinación de las características de compactación del suelo en el laboratorio, 1998.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

27. I. Gratchev, S. Pitawala, N. Gurung, and E. Monteiro, "A chart to estimate CBR of plastic soils," *Aust. Geomech. J.*, vol. 53, no. 1, pp. 1-5, 2018.
28. J. Hassan, B. Alshameri, and F. Iqbal, "Prediction of California Bearing Ratio (CBR) Using Index Soil Properties and Compaction Parameters of Low Plastic Fine-Grained Soil," *Transportation Infrastructure Geotechnology*, pp. 1-13, 2021.
29. A. Bharath, M. Manjunatha, T. Reshma, and S. Preethi, "Influence and correlation of maximum dry density on soaked & unsoaked CBR of soil," *Materials Today: Proceedings*, vol. 47, pp. 3998-4002, 2021.
30. V. Y. Katte, S. M. Mfoyet, B. Manefouet, A. S. L. Wouatong, and L. A. Bezeng, "Correlation of California bearing ratio (CBR) value with soil properties of road subgrade soil," *Geotechnical Geological Engineering*, vol. 37, no. 1, pp. 217-234, 2019.
31. J. Duque, W. Fuentes, S. Rey, and E. Molina, "Effect of grain size distribution on california bearing ratio (CBR) and modified proctor parameters for granular materials," *Arabian Journal for Science Engineering*, vol. 45, no. 10, pp. 8231-8239, 2020.

Influencia Del Ángulo De Dilatancia En Las Curvas Tensión Deformación A Compresión Del Hormigón Con Empleo Del Modelo De Daño Plástico

Influence of the Dilatance Angle on the Compression Stress Strain Curves of Concrete Using the Plastic Damage Model

Autores

Alejandro Socorro Alvarez¹, Nelson Fundora Sautié², Janet Otmara Martínez Cid³

¹ Ingeniero Civil, Profesor de la Universidad Tecnológica de la Habana "José A. Echeverría", Facultad de Ingeniería Civil, Calle 114 #11901, e/ Rotonda y Ciclovía, Marianao La Habana Cuba,, alejandsocalv@civil.cujae.edu.cu

² Ingeniero Civil, Profesor Asistente, Doctor en ciencias técnicas, Universidad Tecnológica de la Habana "José A. Echeverría", Facultad de Ingeniería Civil, Calle 114 #11901, e/ Rotonda y Ciclovía, Marianao La Habana Cuba, nelsonfs@civil.cujae.edu.cu

³ Ingeniera Civil, Profesora Titular, Doctora en ciencias técnicas, Universidad Tecnológica de la Habana "José A. Echeverría", Facultad de Ingeniería Civil, Calle 114 #11901, e/ Rotonda y Ciclovía, Marianao La Habana Cuba,, jcid@civil.cujae.edu.cu

RESUMEN

El Modelo de Daño Plástico (MDP) considera la degradación del hormigón con el paso del tiempo. El mismo fundamenta su formulación en la mecánica de sólidos, particularmente en la teoría de la plasticidad y en la teoría de daño continuo. El ajuste de este modelo constitutivo requiere de la introducción del ángulo de dilatancia (Ψ) sobre el que no existe un consenso con relación al valor a considerar en el proceso de modelación. En el presente trabajo se realiza un estudio sobre la influencia de este parámetro en el comportamiento de la curva de tensión-deformación del hormigón en probetas cilíndricas con el empleo del Modelo de Daño Plástico a partir de un modelo matemático computacional desarrollado en el programa Abaqus, calibrado y validado con los resultados experimentales reportados en la bibliografía consultada. Se emplean valores del ángulo de dilatancia de 15°, 30° y 38°, además se modifica la resistencia a compresión del hormigón considerando valores de 20, 25, 30 y 35 MPa. Se demuestra la influencia del ángulo de dilatancia en las tensiones, deformaciones y gráficos de tensión vs deformación del hormigón.

Palabras claves: Modelo de daño Plástico, Dilatancia, Modelo matemático computacional, Abaqus, Probetas de hormigón

ABSTRACT

The Plastic Damage Model (MDP) considers the degradation of concrete over time. He bases his formulation on the mechanics of solids, particularly on the theory of plasticity and on the theory of continuous damage. The adjustment of this constitutive model requires the introduction of the dilatancy angle (Ψ) on which there is no consensus regarding the value to be considered in the modeling process. In the present work, a study is carried out on the influence of this parameter on the behavior of the stress-strain curve of concrete in cylindrical specimens with the use of the Plastic Damage Model from a computational mathematical model developed in the Abaqus program, calibrated and validated with the experimental results reported in the consulted bibliography. Dilation angle values of 15°, 30° and 38° are used, in addition the compressive strength of the concrete is modified considering values of 20, 25, 30 and 35 MPa. The influence of the dilatancy angle on the stresses, strains and graphs of stress vs. strain of concrete is demonstrated.

Keywords: Plastic damage model, Dilatance, Computational mathematical model, Abaqus, Concrete specimens

Nota Editorial: Recibido: Septiembre 2022 Aceptado: Septiembre 2022

1. INTRODUCCIÓN

Los modelos constitutivos de los materiales son parte esencial del estudio del comportamiento de las estructuras, de ahí la importancia de disponer de aquellos que garanticen una respuesta lo más cercana a la real. Las curvas de comportamiento de los materiales se han obtenido, tradicionalmente, mediante ensayos de laboratorio. El desarrollo actual de las técnicas numéricas y de modelación computacional permiten representar diversas condiciones de estos ensayos sin que se incurran en gastos económicos importantes, además de profundizar en el análisis del comportamiento del material, aspecto que se dificulta en la realización de los ensayos. Este desarrollo de las técnicas numéricas ha permitido establecer modelos constitutivos que consideren la degradación del hormigón con el paso del tiempo como es el Modelo de Daño Plástico (MDP) (Concrete Damaged Plasticity Model) implementado en varios programas de simulación numérica como es el caso de Abaqus.

El Modelo de Daño Plástico (MDP) como modelo descriptivo del comportamiento del hormigón ha sido empleado por numerosos autores [1-5]. Uno de los parámetros necesarios para ajustar el MDP es el ángulo de dilatación. El mismo está asociado al cambio de volumen inelástico que experimenta el sólido y el valor que se debe asignar a dicho parámetro en términos de modelación matemática, según diferentes autores, puede variar en el rango de entre 15° y 45° [1, 4, 6-8].

Los autores Sümer y Aktaş [7] presentan el análisis de la influencia de los parámetros de daño en las curvas de carga vs desplazamiento de elementos de hormigón. Para ellos toman como base las obtenidas en tres ensayos experimentales. En el caso de la dilatación proponen valores entre 20° y 45° . Reportan que las mejores aproximaciones a la curva carga vs desplazamiento tomada como patrón suceden para valores entre 30° y 37° . Otros autores [8] realizan el estudio del comportamiento de conectores a cortante en vigas de hormigón armado. Se analiza el comportamiento por colapso, deslizamiento y arrancamiento a partir de modelos en Abaqus calibrados con ensayos experimentales. En la modelación del hormigón de las vigas emplean el Modelo de Daño Plástico con ángulo de dilatación de 13° , tomando como base los criterios de algunos autores [9, 10].

Altaee, Altayee y Adheem [1] presentan, con el empleo del modelo de daño plástico en Abaqus, la implicación que tiene, entre otros parámetros, la variación del ángulo de dilatación. Se realizaron ensayos a diferentes vigas de hormigón y se variaron los parámetros de la modelación para definir con qué valores se obtenían los resultados más cercanos a los obtenidos en los experimentos. En dicha investigación, entre otros resultados, se concluyó que el ángulo de dilatación tiene una influencia significativa en el modelo de daño de la viga y que valores entre 45° y 50° son los que ofrecen los mejores resultados en términos de desplazamiento-tiempo y fisuras, con relación al experimento realizado.

Silva, Christoforo y Carvalho [6] presentan la modelación en Abaqus de cuatro experimentos realizados a muros de cortante y evalúan los parámetros a definir en dicho programa para lograr resultados cercanos a los experimentos realizados. Entre los parámetros que define se encuentra el ángulo de dilatación sobre el que analiza que el mismo modifica significativamente el comportamiento observado pues al utilizar mayores valores de este parámetro, se observa mayor capacidad de desplazamiento y fuerza. Determina que el valor con el menor error relativo entre experimento y modelo es el de $46,4^\circ$.

En el presente trabajo se analizan los resultados obtenidos al evaluar el comportamiento de la curva de tensión deformación del hormigón modificando el ángulo de dilatación. Fue elaborado un modelo con probetas cilíndricas de 300 mm de altura y 150 mm de diámetro realizado con el programa ABAQUS/CAE Versión 6.14. Para la calibración y validación del mismo fueron tomados como patrón los ensayos a compresión de probetas cilíndricas realizados por Arredondo et al. [11]. El mallado empleado en el software fue de C3D8 y la técnica de mallado empleada fue la de barrido, con una densidad variable con la malla más densa en el perímetro, debido a que los valores más significativos para el estudio se obtuvieron en las zonas externas de las probetas. Se realiza además, un estudio de la influencia del ángulo de dilatación en las tensiones, deformaciones y gráficos de tensión vs deformación del hormigón.

2. MODELO NUMÉRICO DE PROBETA DE HORMIGÓN

A continuación, se presenta el proceso de modelación computacional de una probeta de hormigón sometida a compresión. Se describen la geometría, material, mallado, condiciones de borde y la carga aplicada. Se presenta además el proceso de calibración y validación numérica, cuyo objetivo es definir la técnica de mallado, el tipo de elemento y la densidad de malla a emplear. En este proceso fueron empleados como patrón de comparación los resultados experimentales reportados por Arredondo et al. [11].

Ensayos experimentales empleados como patrón de calibración

Para la realización de los ensayos propuestos por Arredondo et al. [11] fue empleado el procedimiento reportado en la norma ASTM C39 (American Society for Testing and Materials). El objetivo del mismo es obtener los valores experimentales del comportamiento mecánico a compresión del hormigón mediante la aplicación de esfuerzos uniaxiales a probetas cilíndricas con un diámetro de 15cm y una altura de 30cm (Figura 1).



Figura 1. Probeta cilíndrica ensayada. Fuente: [11]

En el trabajo realizado se ensayaron un total de 10 probetas. En la tabla 1 se reportan los resultados de resistencia a compresión de las 5 probetas correspondientes al ensayo ASTM C39. Estos resultados fueron los seleccionados para el proceso de calibración y validación del modelo numérico.

Tabla 1. Resultados obtenidos para las probetas de hormigón.

Característica	No. De la probeta				
	1	2	4	5	8
Peso(kg)	12,6	12,6	12,6	12,9	12,8
Densidad(kg/m ³)	2,423	2,423	2,392	2,416	2,427
Altura(mm)	299	297,8	300,5	299,8	300,8
Diámetro	148,8	149,1	149,4	150,6	149,4
Área (mm ²)	17390	17460	17530	17813	17530
Edad (días)	28	28	28	28	28
Carga (kN)	549,3	532,8	603	653,3	631
Resistencia Real (Mpa)	31,59	30,51	34,4	36,68	36

Geometría del modelo numérico

El modelo está conformado por dos partes, una placa modelada como un elemento discreto rígido (indeformable) y una probeta de hormigón cilíndrica utilizando una circunferencia de diámetro 150 mm y 300 mm como altura (Figura 2). La placa fue incorporada para reproducir con mayor precisión el ensayo experimental.

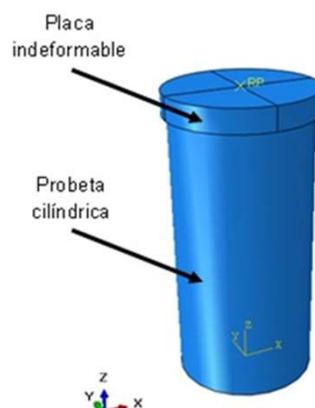


Figura 2. Geometría del modelo Fuente: Elaboración propia.

Material

Para la modelación del material fue utilizado el modelo de daño plástico mediante el empleo de la formulación propuesta por Alfarah et al. [10]. En la implementación de este modelo constitutivo se define la densidad, el comportamiento elástico y el inelástico tanto en compresión como en tracción del material. Además, deben definirse coeficientes propios del modelo entre los que se destaca por su importancia y amplio rango de valores propuestos en la literatura internacional, el ángulo de dilatación (ψ).

En las tablas 2 y 3 se presentan las características del hormigón reportadas por Arredondo et al. [11] en sus ensayos experimentales y los coeficientes del modelo de daño plástico empleados en el modelos numérico respectivamente. Para el modelo fueron adoptados, salvo el ángulo de dilatación, los valores por defecto que brinda el programa.

Tabla 2. Propiedades del hormigón modelado

Módulo de Young	25742 MPa
Coficiente de Poisson	0,18
Esfuerzo máximo	30 MPa
Densidad	2423 kg/cm ³

Tabla 3. Parámetros de daño correspondientes al Modelo de Daño Plástico

ψ	ϵ	σ_{b0}/σ_{c0}	Kc	μ
38	0,1	1,16	0,67	0

Donde:

ϵ : Excentricidad del flujo potencial, este parámetro define la tasa de cambio de la aproximación del flujo potencial a su asíntota [12].

σ_{b0}/σ_{c0} : Parámetro que describe la relación entre el rendimiento fuerza en estado biaxial y uniaxial [12].

Parámetro Kc: Es la relación de la segunda invariante de esfuerzos en el meridiano a tensión contra el meridiano a compresión. Este parámetro adopta valores de 0,5 a 1 [12].

Parámetro de viscosidad (μ): parámetro cuya función es facilitar el proceso de modelos numéricos, que regulan el componente ecuaciones a través del estudio de viscoplasticidad [12].

En la figura 3 se muestra las curvas que definen el comportamiento inelástico en compresión y tracción respectivamente según la metodología propuesta por Alfarah et al. [10].

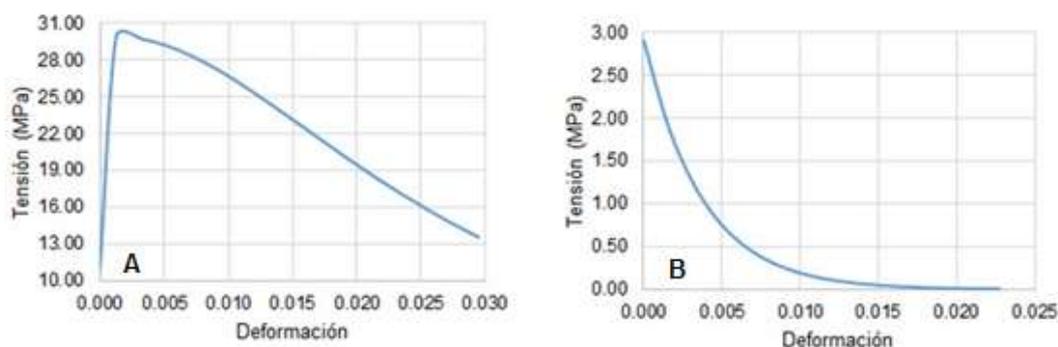


Figura 3. Comportamiento inelástico del hormigón. A: Compresión. B: Tracción

Condiciones de borde y cargas

Para la definición de las condiciones de borde se restringen los tres grados de libertad correspondientes a los desplazamientos en la base de la probeta, simulando el ensayo experimental. Fue aplicada una carga puntual sobre la plancha indeformable de 600kN (Figura 4).



Figura 4. Condiciones de borde y carga aplicada al modelo. Fuente: Elaboración propia.

Calibración matemática

La calibración matemática del modelo tiene como objetivo determinar la técnica de mallado a emplear, el tipo de elemento asociado a dicha técnica y la densidad de malla. Como patrón de comparación se emplean los resultados experimentales correspondientes a la probeta 1 obtenidos por Arredondo et al. [11]. En el modelo se genera una malla de densidad variable aumentando la misma hacia los extremos de la probeta, donde suele fallar el espécimen (Figura 5). Para identificar la densidad de malla variable se reporta de forma consecutiva el tamaño del elemento de la zona central, zona de transición y la zona más densa respectivamente.

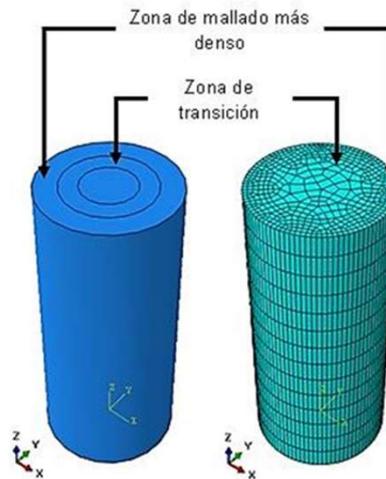


Figura 5. Densidad de malla variable empleada Fuente: Elaboración propia.

Selección de la técnica de mallado a emplear

Producto de la geometría del modelo pueden aplicarse técnicas de mallado libre, estructurado y barrido, para la selección de la misma se fija una densidad de malla y tipo de elemento correspondiente. Como patrón de comparación fue tomada la carga de rotura de la probeta 1. En la tabla 4 se reportan los resultados obtenidos.

Tabla 4. Selección de la técnica de mallado a emplear

Técnica de mallado	Tipo de elemento	Tamaño de los elementos (mm)	Cantidad de elementos	Carga de rotura (kN)		Error relativo (%)
				Ensayo	Modelo	
Estructurado	C3D8	30-20-5	2368	549,30	437,11	20,42
Barrido	C3D8	30-20-5	3042	549,30	517,74	5,74
Libre	C3D4	30-20-5	34110	549,30	444,93	19,00

Los resultados muestran que la técnica de mallado que mejor se ajusta a los valores experimentales es la de barrido. Con esta técnica se determinará el tipo de elemento y la densidad de malla a utilizar en el modelo.

Selección del tipo de elemento y la densidad de malla

Para la selección del tipo de elemento se fija la densidad de malla y se varía el tipo de elemento. En la tabla 5 y la figura 6 se presentan los resultados obtenidos.

Tabla 5. Selección del tipo de elemento.

Técnica de mallado	Tipo de elemento	Tamaño de los elementos (mm)	Cantidad de elementos	Carga de rotura (kN)		Error relativo (%)
				Ensayo	Modelo	
Barrido	C3D8	30-20-5	3042	549,30	517,74	5,74
	C3D8-R				493,97	10,12
	C3D8-H				513,30	6,55
	C3D8-I				495,99	9,70
	C3D6		34110		515,27	6,19
	C3D6-H				515,27	6,19

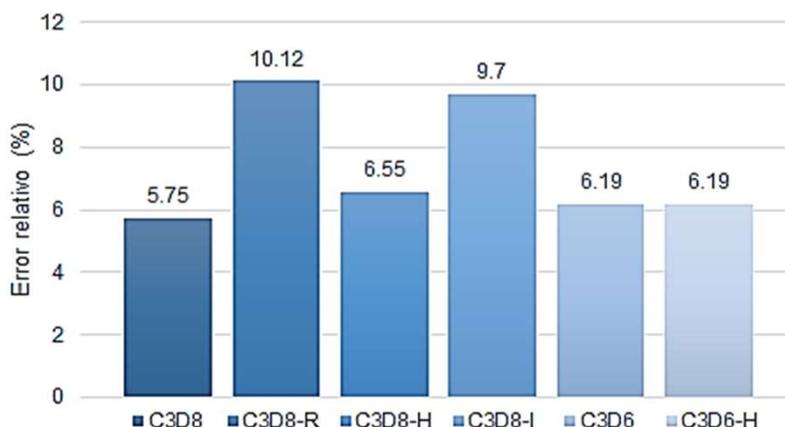


Figura 6. Errores relativos de los tipos de elementos seleccionados. Fuente: Elaboración propia.

Los resultados muestran que los tipos de elementos C3D8 y C3D6 reportan errores relativos cercanos al 6% con respecto a los resultados experimentales tomados como patrón. Para la selección de la densidad de malla se selecciona el tipo de elemento C3D8 para el que se obtuvieron los menores errores relativos.

Para el análisis se proponen 4 densidades de malla mostradas en la figura 7. En la tabla 6 y la figura 8 se reportan los resultados de este estudio.

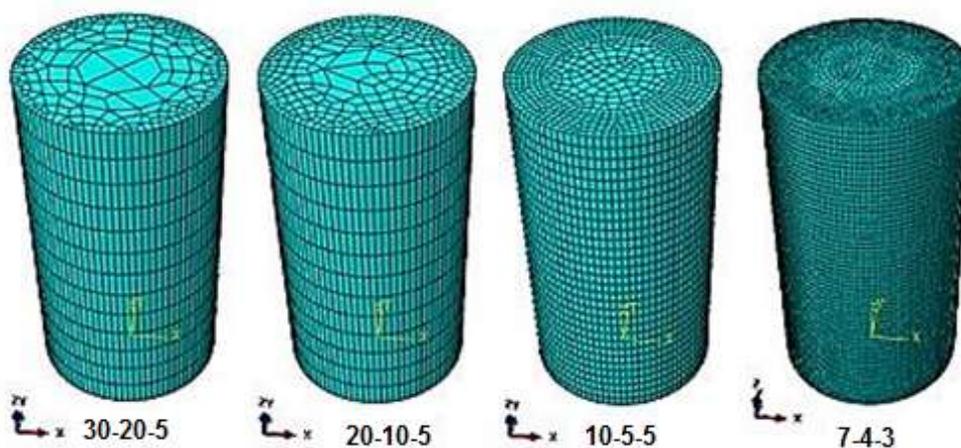


Figura 7. Densidades de malla empleadas. Fuente: Elaboración propia.

Tabla 6. Selección de la densidad de malla.

Técnica de mallado	Tipo de elemento	Tamaño de los elementos (mm)	Cantidad de elementos	Carga de rotura (kN)		Error relativo (%)
				Ensayo (probeta 1)	Modelo	
Barrido	C3D8	30-20-5	3042	549,30	517,74	5,74
		20-10-5	4225		515,95	6,07
		10-5-5	21390		520,47	5,25
		7-4-3	63140		518,57	5,59

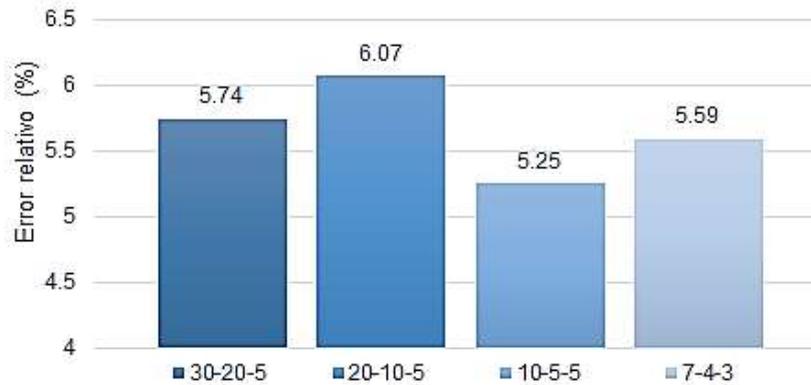


Figura 8. Errores relativos de las densidades de malla consideradas. Fuente: Elaboración propia.

Los resultados muestran que la diferencia entre los errores relativos de las cuatro densidades propuestas no alcanza el 2%. De estas se selecciona la malla 10-5-5, 10 mm en el núcleo central, 5mm en la zona de transición y 5mm en la zona externa. Con esta densidad de malla se lleva a cabo el proceso de validación.

Validación del modelo

Para la validación del modelo, con la técnica de mallado por barrido, tipo de elemento C3D6 y densidad de malla 10-5-5 fue seleccionada la probeta 4 de las reportadas en la tabla 1. Al igual que en el proceso de calibración como variable de control se emplea la carga de rotura de la probeta. En las tablas 7 y 8 se reportan las características del hormigón empleado correspondiente a la probeta 4 y los resultados obtenidos respectivamente.

Tabla 7. Características del hormigón empleado en la validación.

Técnica de mallado	Tipo de elemento	Tamaño de los elementos (mm)	Carga de rotura (kN)		Error relativo (%)
			Ensayo (probeta 4)	Modelo	
Barrido	C3D8	10-5-5	603,00	590,00	2,16

Se aprecia que el error relativo no supera el 3% por lo que se considera el modelo calibrado y validado. Definidas la técnica de mallado, el tipo de elemento y la densidad de malla se propone el estudio de la influencia del ángulo de dilatancia en las curvas de comportamiento, así como en los estados tenso-deformationales.

3. ANÁLISIS DE RESULTADOS

Para el estudio de la influencia del ángulo de dilatancia en el comportamiento del hormigón se seleccionaron tres valores representativos 15°, 30° y 38° basando la elección de los mismos en las consideraciones de diferentes autores sobre el ángulo de dilatancia y su influencia [2, 3, 7-9]. Como parte del análisis se obtienen las tensiones máximas principales, desplazamientos verticales y las curvas de tensión deformación correspondientes a las resistencias características a compresión uniaxial propuestas de 20, 25, 30 y 35 MPa.

TENSIONES PRINCIPALES S33

En las figuras 9 a 12 se presentan las tensiones principales verticales (S33) correspondientes a los tres ángulos de dilatación para las cuatro resistencias características a compresión uniaxial propuestas de 20, 25, 30 y 35 MPa.

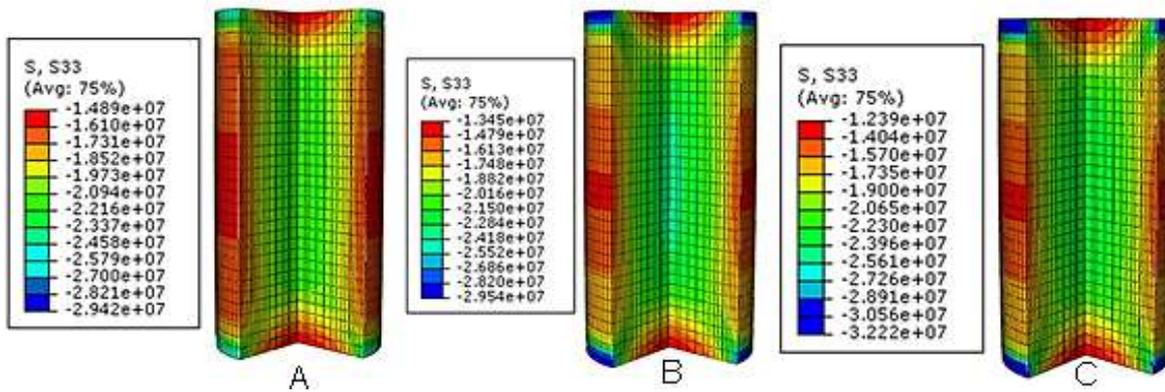


Figura 9. Distribución de tensiones (S33) en la probeta de 20 MPa para las dilataciones de: A) 15°, B) 30°, C) 38°. Fuente: Elaboración propia.

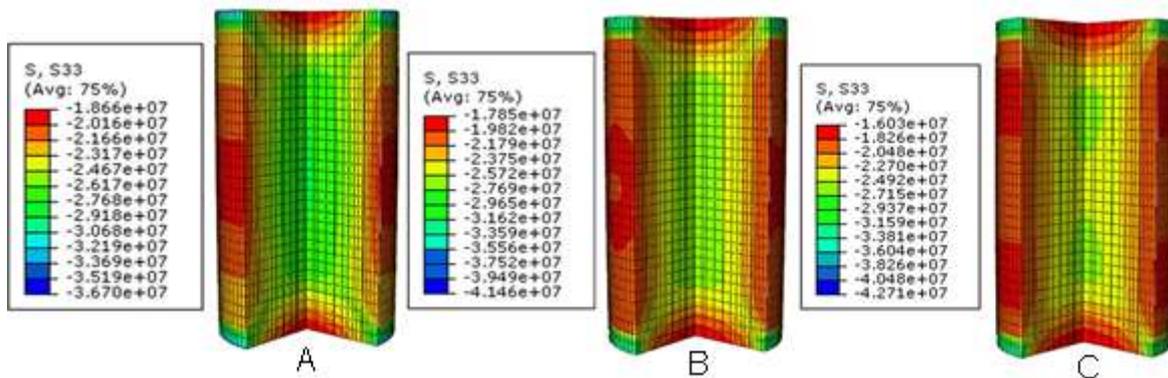


Figura 10. Distribución de tensiones (S33) en la probeta de 25 MPa para las dilataciones de: A) 15°, B) 30°, C) 38°. Fuente: Elaboración propia.

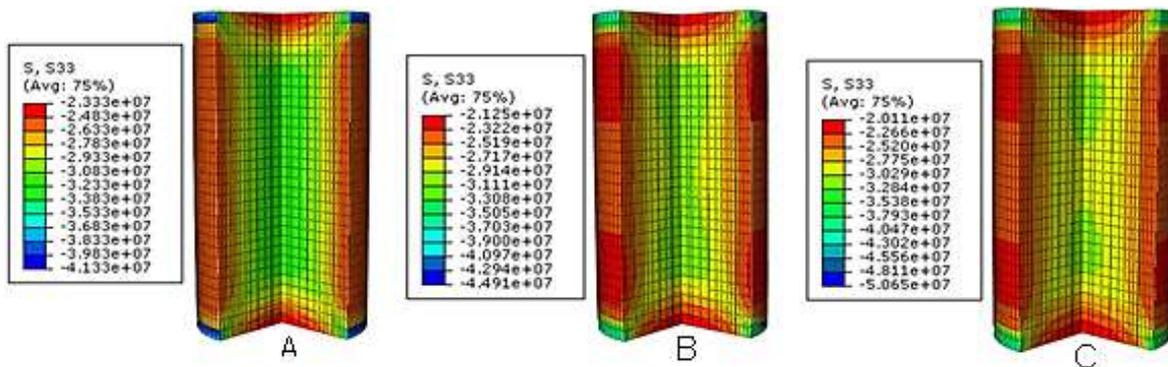


Figura 11. Distribución de tensiones (S33) en la probeta de 30 MPa para las dilataciones de: A) 15°, B) 30°, C) 38°. Fuente: Elaboración propia.

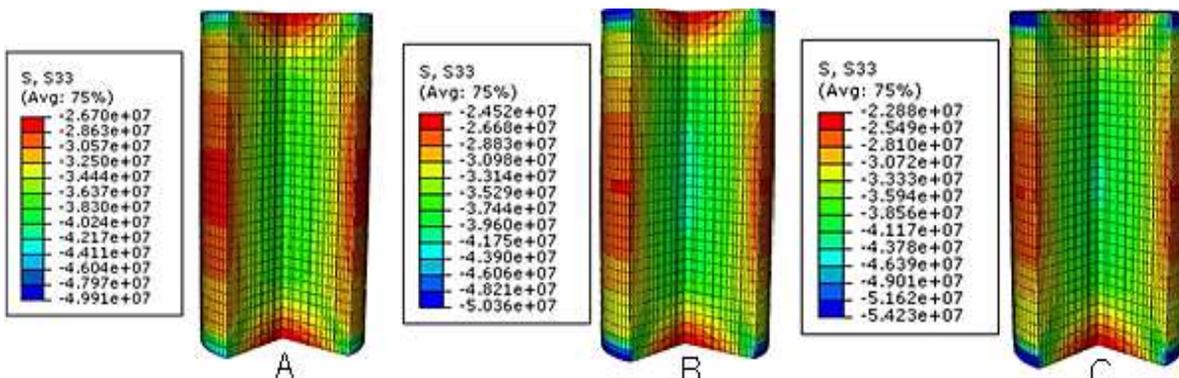


Figura 12. Distribución de tensiones (S33) en la probeta de 35 MPa para las dilataciones de: A) 15°, B) 30°, C) 38°. Fuente: Elaboración propia.

En las corridas de los modelos se aprecia el aumento del ángulo de dilatación modifica la distribución de tensiones principales verticales en los modelos de 25, 30 y 35MPa. En el núcleo de la probeta se producen incrementos de tensiones de 27 a 31MPa, de 32 a 35MPa y de 38 a 43MPa para las probetas de 25, 30 y 35 MPa respectivamente. En el caso de 20MPa, en todos los casos las tensiones en el núcleo se encuentran alrededor de los 23MPa.

En las caras externas de las probetas sucede lo contrario, en todos los casos el aumento del ángulo de dilatación provoca una disminución de las tensiones y modifica la distribución de estas en el perímetro de las probetas.

DESPLAZAMIENTOS

En las figuras 13 a 16 se presentan los desplazamientos verticales en metros (U3) obtenidos en la modelación

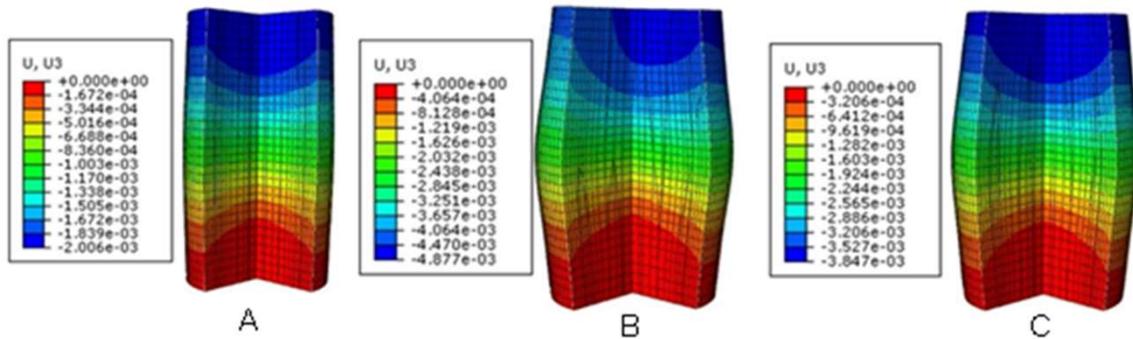


Figura 13. Desplazamientos (U3) correspondientes a la probeta de 20MPa para las dilataciones de: A) 15°, B) 30°, C) 38° Fuente: Elaboración propia.

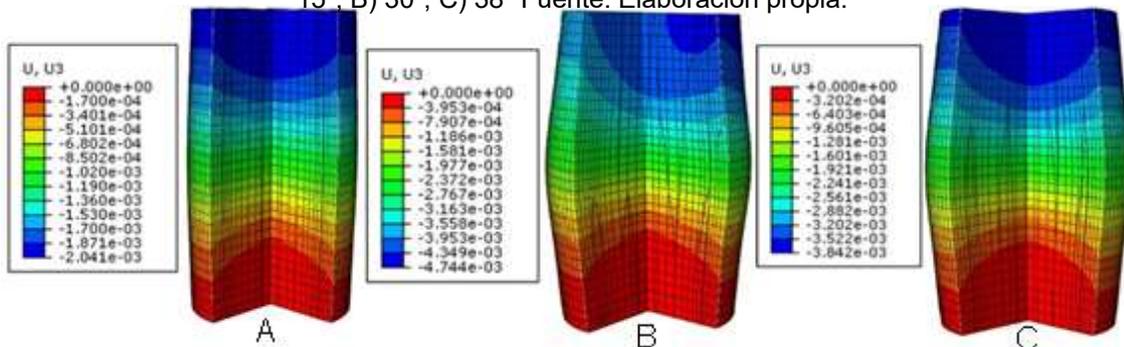


Figura 14. Desplazamientos (U3) correspondientes a la probeta de 25MPa para las dilataciones de: A) 15°, B) 30°, C) 38° Fuente: Elaboración propia.

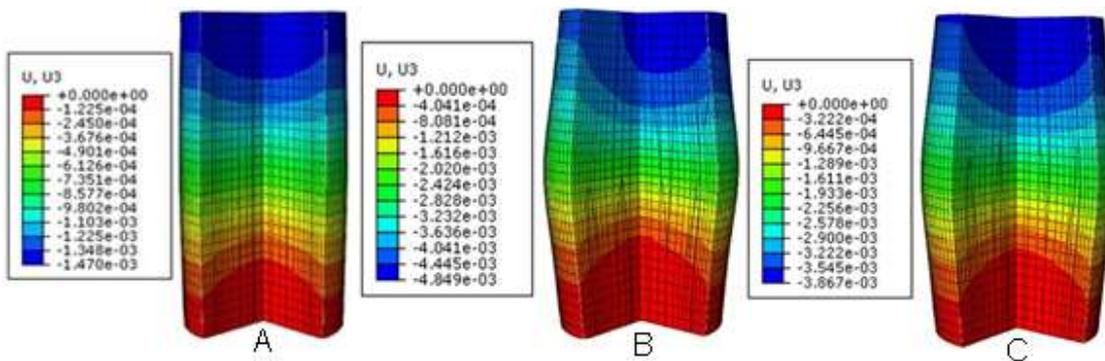


Figura 15. Desplazamientos (U3) correspondientes a la probeta de 30MPa para las dilataciones de: A) 15°, B) 30°, C) 38° Fuente: Elaboración propia.

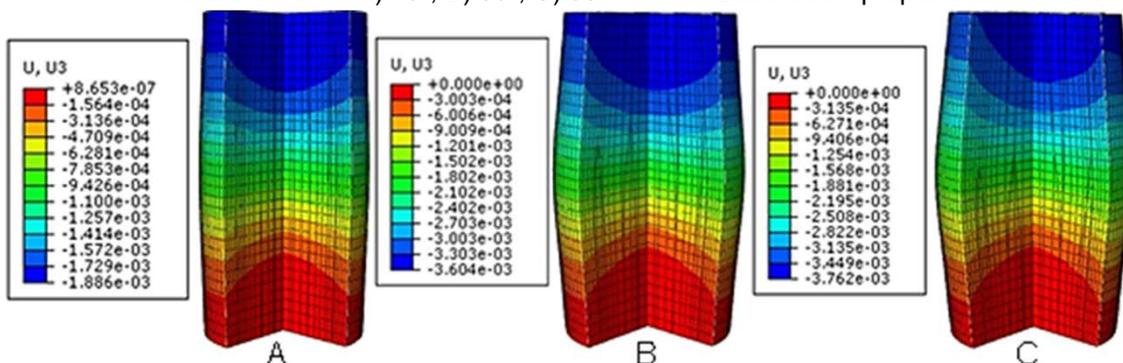


Figura 16. Desplazamientos (U3) correspondientes a la probeta de 35MPa para las dilataciones de: A) 15°, B) 30°, C) 38° Fuente: Elaboración propia.

Las distribuciones de desplazamientos en las probetas correspondientes a las resistencias a compresión estudiadas para los ángulos de dilatación propuestos presentan junto con el incremento del ángulo de dilatación un aumento significativo del acortamiento de las probetas. Tomando como referencia la dilatación de 15°, los valores reportados para 30° y 38° se duplican. Para un mismo valor de dilatación se aprecia que con el incremento de la resistencia a compresión el acortamiento se reduce. El mayor acortamiento se produce para la dilatación de 30° en las cuatro resistencias a compresión consideradas.

CURVAS DE TENSIÓN VS DEFORMACIÓN

En las figuras 17 a 20 se presentan, para las resistencias características a compresión uniaxial del hormigón propuestas, las curvas de tensión vs deformación obtenidas para los tres ángulos de dilatación estudiados.

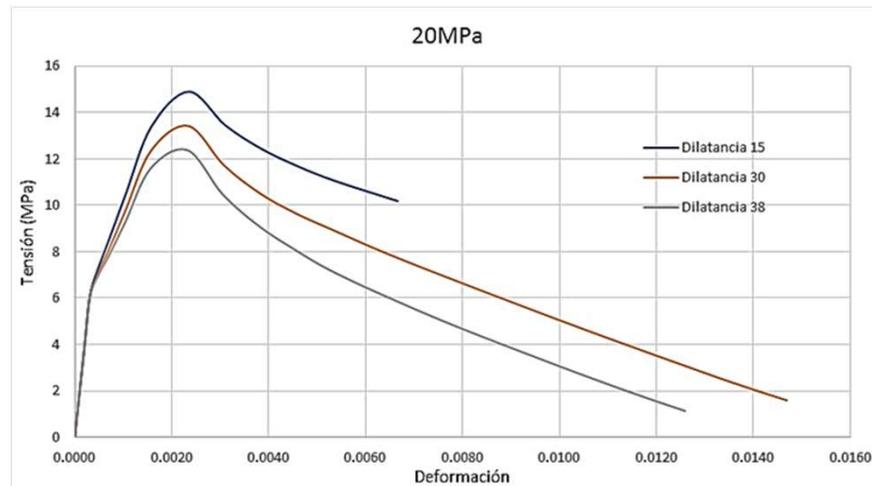


Figura 17. Curvas de tensión vs deformación para el hormigón de 20 MPa correspondientes a los ángulos de dilatación estudiados. Fuente: Elaboración propia.

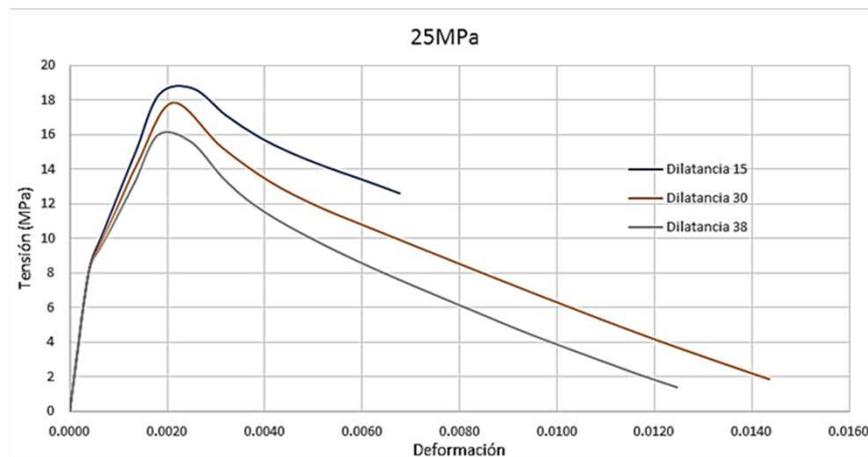


Figura 18. Curvas de tensión vs deformación para el hormigón de 25 MPa correspondientes a los ángulos de dilatación estudiados. Fuente: Elaboración propia.

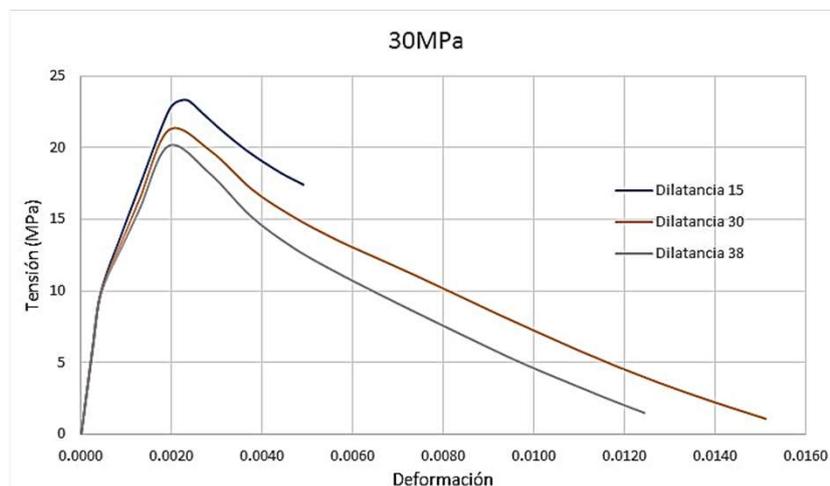


Figura 19. Curvas de tensión vs deformación para el hormigón de 30 MPa correspondientes a los ángulos de dilatación estudiados. Fuente: Elaboración propia.

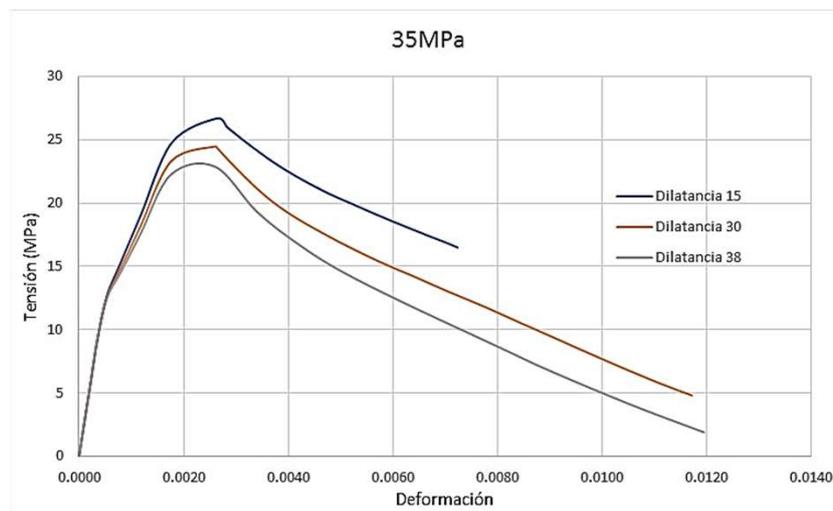


Figura 20. Curvas de tensión vs deformación para el hormigón de 35 MPa correspondientes a los ángulos de dilatación estudiados. Fuente: Elaboración propia.

Los gráficos presentados muestran que las tensiones máximas no alcanzan los valores de resistencia a compresión correspondientes. Esto se debe a que el modelo de daño plástico incorpora curvas de comportamiento con el daño del material implícito. Los valores de tensiones reportados son obtenidos en un nodo ubicado en el centro de la cara superior de la probeta. En todos los casos los valores máximos se alcanzan para un ángulo de dilatación de 15°.

También se aprecia que el aumento del ángulo de dilatación provoca la disminución de la tensión máxima para un mismo valor de resistencia a compresión. En la tabla 9 se presentan los valores máximos de resistencias características a compresión uniaxial del hormigón (f'_c) alcanzadas para cada uno de los casos analizados, en la figura 21 se reportan los errores relativos producto de la consideración del daño en el material.

Tabla 9. Valores de resistencia a compresión (f'_c) alcanzados

f'_c (MPa)	Ángulo de dilatación (°)		
	15	30	38
20	14,9	13,5	12,4
25	18,6	17,8	16,0
30	23,3	21,2	20,1
35	26,7	24,5	22,9

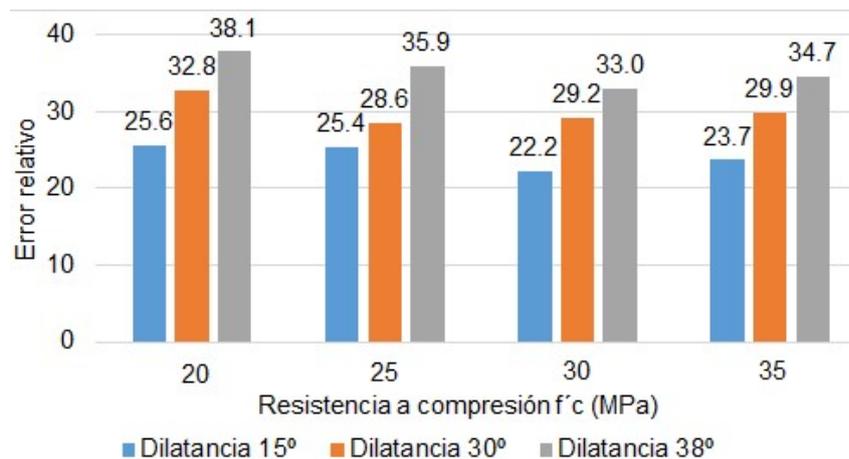


Figura 21. Errores relativos producto de la consideración del modelo de daño plástico

Se aprecia en el gráfico que la consideración del modelo de daño plástico implica reducciones de entre 25% y 38% con relación a la resistencia a compresión del hormigón sin daño en función del valor de ángulo de dilatación que se emplee. Para una misma resistencia a compresión, el incremento del ángulo de dilatación provoca una reducción en la resistencia a compresión que puede superar el 12%.

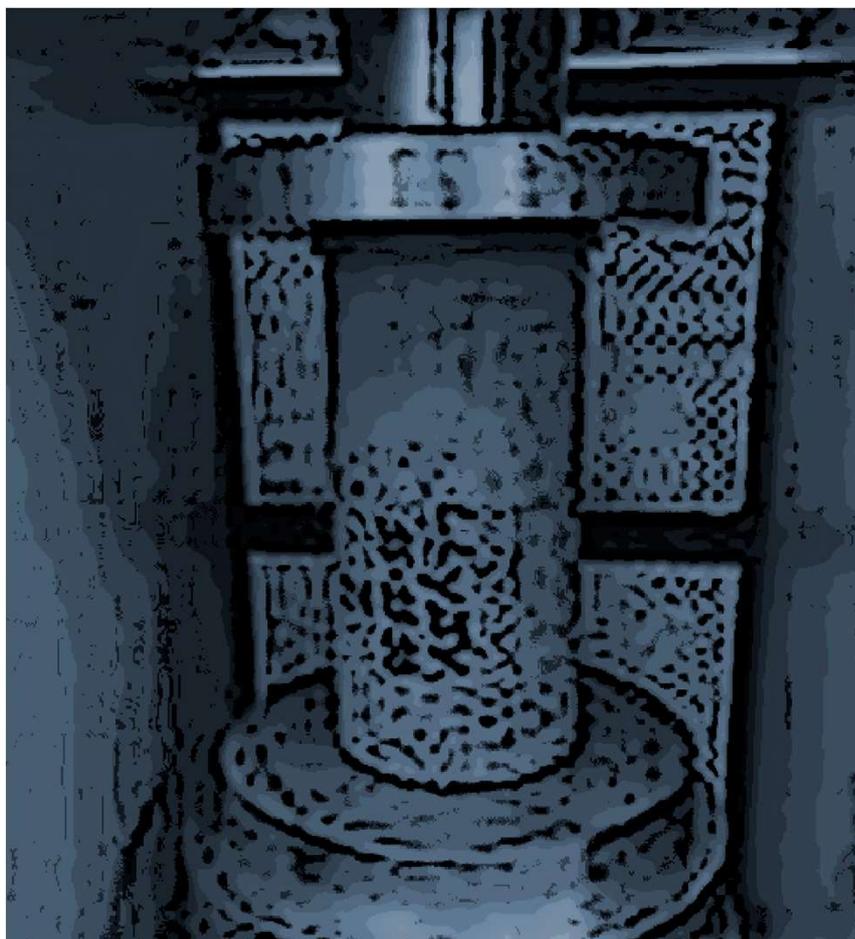
En el caso de las deformaciones que experimenta la probeta, el aumento del ángulo de dilatación conlleva al incremento de las deformaciones, reportándose los mayores valores para 30°. En el caso de la probeta con resistencia de 35MPa, las deformaciones máximas se alcanzan para 38° de dilatación.

Para resistencias de 20, 25 y 30MPa las tensiones máximas alcanzadas corresponden a deformaciones por el orden de 0,002, deformación para la máxima tensión en compresión de hormigón sin daño. Para el caso de los 35MPa este valor de tensión máxima se alcanza para valores de deformaciones por el orden de 0,003.

Lo anterior demuestra la modificación que sufre la curva de comportamiento del material cuando se introducen los parámetros de daño. Esto puede constituir un acercamiento en el estudio del comportamiento de elementos de hormigón con niveles considerables de deterioro.

4. CONCLUSIONES

Los resultados obtenidos permiten concluir que para resistencias a compresión de 25, 30 y 35MPa se producen incrementos de tensiones en el núcleo de la probeta con el aumento del ángulo de dilatación. Para 20MPa los valores de tensiones se mantienen estables. Tomando como referencia la dilatación de 15°, los valores de acortamiento de las probetas reportados para 30° y 38° se duplican. Los mayores acortamientos se producen para 30°. El daño experimentado por el hormigón de las probetas tanto en compresión como en tracción, se incrementa en la medida que aumenta el ángulo de dilatación. Se aprecia en el gráfico que la consideración del modelo de daño plástico implica reducciones de entre 25% y 38% con relación a la resistencia a compresión del hormigón sin daño en función del valor de ángulo de dilatación que se emplee. El aumento del ángulo de dilatación conlleva al incremento de las deformaciones que experimentan las probetas.



1. M. J. Altaee;, S. S. Altayee;, and a. A. H. Adheem, "Employment of damage plasticity constitutive model for concrete members subjected to high strain-rate," p. 15, 2020.
2. J. O. M. Cid;, N. F. Sautié;, L. R. Alejo;, and a. C. A. R. Morfa, "Computational Modeling of Beam-Column Joint with Wedge Effect," p. 12, 2020.
3. P. Kmiecik; and M. Kamiński, "Modelling of reinforced concrete structures and composite structures with concrete strength degradation taken into consideration," Archives of civil and mechanical engineering, vol. Vol. XI, p. 14, 2011.
4. B.-b. Li;, H.-b. Xiong;, J.-f. Jiang;, and a. Y. Zhan, "Damage plasticity model for passively confined concrete," MATEC Web of Conferences, 2019.
5. S.V.Chaudhari; and M.A.Chakrabarti, "Modeling of concrete for nonlinear analysis Using Finite Element Code ABAQUS," International Journal of Computer Applications, vol. 44, p. 5, 2012.
6. L. M. e. Silva;, A. L. Christoforo;, and R. C. Carvalho, "Calibration of Concrete Damaged Plasticity Model parameters for shear walls," Revista Materia, vol. 26, p. 26, 2021.
7. Y. Sümer; and M. Aktaş, "Defining parameters for concrete damage plasticity model," Challenge journal of structural mechanics, p. 7, 2015.
8. L. M. Bezerra;, W. C. S. Barbosa;, J. Bonilla;, and O. R. O. Cavalcante, "Truss-type shear connector for composite steel-concrete beams," Construction and Building Materials, vol. 167, p. 11, 2018.
9. S. Oller, Fractura mecánica. Un enfoque global, Primera ed.: CIMNE Barcelona, 2001.
10. B. Alfarah, F. López-Almansa, and S. Oller, "New methodology for calculating damage variables evolution in Plastic Damage Model for RC structures," Engineering Structures, pp. 70-86, 2017.
11. L. A. L. Arredondo;, J. V. Tapia;, J. F. Meriño;, and W. R. Díaz, "Determinación del comportamiento mecánico del Hormigón $f_c'30$ mediante métodos experimentales y numéricos (MEF)," EISSN 2542-3401 Universidad, Ciencia y Tecnología Vol. 23, N° 92 Junio 2019 pp. (pp. 64-73), 2019.
12. S. Dassault, "Abaqus 2016: Analysis User's Guide, Volume III: Materials. Dassault Systemes.," 2015.

Influencia Del Modelo Numérico De La Cimentación En Estructuras Aporticadas De Hormigón Armado

Influence of the Numerical Model of the Foundation in Framed Structures of Reinforced Concrete

Autores

Stalin Alcívar Moreira¹, Yordy Mieles Bravo², Gian Pierre Mosquera³

¹ Master Ingeniería Estructural y Geotécnica por la Pontificia Universidad Católica de Chile, Universidad Técnica de Manabí, Portoviejo-Ecuador, E-mail: william.alcivar@utm.edu.ec

² Doctor en Ciencias Técnicas por la Universidad Tecnológica de La Habana, Universidad Técnica de Manabí, Portoviejo-Ecuador, E-mail: yordy.mieles@utm.edu.ec

³ Ingeniero Civil, Universidad Técnica de Manabí, E-mail: gmosquera9316@utm.edu.ec

RESUMEN

Debido a la incertidumbre asociada al modelo numérico de la cimentación a las estructuras se las analiza considerando empotramiento perfecto entre el suelo y la base de las columnas, tal modelo no se aproxima a la realidad ya que el suelo no posee rigidez infinita. Cuando la condición de empotramiento perfecto no se cumple, los desplazamientos adicionales que producen en la base de la fundación inducen un comportamiento distinto al esperado para la estructura empotrada. Adicional a esto, existen diferentes criterios sobre el nivel en que se debe considerar el empotramiento, y en caso de que se incorpore la rigidez, traslacional o rotacional, del suelo en los análisis existen diferentes alternativas o metodologías para estimar estas rigideces. Modelos computacionales de este trabajo indican que la interacción suelo-estructura afecta directamente al comportamiento dinámico de las estructuras. Se acepta la modelación con empotramientos en la base, sin embargo, se recomienda incorporar la rigidez del suelo. Se recomienda emplear el módulo de rigidez del suelo pues tiene influencia en las derivas de piso.

Palabras claves: *Interacción suelo-estructura, módulo de rigidez del suelo, cimentaciones, análisis Estructural.*

ABSTRACT

Due to the uncertainty associated with the numerical model of the foundation to the structures, they are analyzed considering perfect embedment between the ground and the base of the columns, such a model does not approach reality since the ground does not have infinite stiffness. When the perfect embedment condition is not met, the additional displacements that occur at the base of the foundation induce a different behavior than expected for the embedded structure. In addition to this, there are different criteria on the level at which embedment should be considered, and if the translational or rotational stiffness of the soil is incorporated into the analysis, there are different alternatives or methodologies to estimate these stiffnesses. Computational models of this work indicate that the soil-structure interaction directly affects the dynamic behavior of the structures. Modeling with embedment at the base is accepted, however, it is recommended to incorporate the stiffness of the soil. It is recommended to use the soil stiffness modulus as it influences floor drifts.

Keywords: Soil-structure interaction, soil stiffness modulus, foundations, structural analysis.

Nota Editorial: Recibido: Agosto 2022 Aceptado: Septiembre 2022

1. INTRODUCCIÓN

El objetivo de este trabajo es evaluar la influencia de la modelación de la cimentación y la interacción suelo-estructura en los análisis sísmicos de estructuras aporricadas de hormigón armado. Para este fin, se analiza las propiedades dinámicas, periodos y modos de vibración, los esfuerzos globales y los desplazamientos laterales ante cargas sísmicas, al considerar de diversas formas de incluir la rigidez del suelo y la cimentación en los análisis sísmicos. En la actualidad la mayoría de diseños estructurales son analizados bajo el sistema de empotramiento entre el suelo y las columnas, a pesar de que se puede realizar el análisis considerando la interacción suelo-estructura para incluir los asentamientos y desplazamientos laterales de las cimentaciones. Trabajar con la base empotrada no es un caso real ya que el suelo no es completamente rígido y este influye en los modos de vibración y distribución de esfuerzo de la estructura cambiando así las fuerzas internas de la misma.

Al considerar el efecto de la interacción suelo-estructura esta interviene en la determinación de periodos de vibración de la estructura, desplazamientos, en los esfuerzos y por consiguiente en su diseño estructural. En estructuras cimentadas sobre roca el efecto de la interacción suelo-estructura no tiene mucha relevancia, por lo que en la presente investigación se analizarán 4 modelos matemáticos en los que se modificó la condición de apoyo los cuales son: i) con empotramiento en la base, ii) sobre apoyos fijos, iii) con empotramiento a nivel de cimentación considerando las vigas de arriostramiento a nivel de piso, iv) modelo empotrado a nivel de piso. Además, se analizó 4 modelos que incorporen la interacción suelo-estructura como: i) resortes puntuales del FEMA 356, ii) resortes que consideran el uso de coeficientes de rigidez del suelo aplicados a elementos tipo área, iii) resortes puntuales usando módulo de rigidez del suelo, y iv) según el NEHRP donde se empleó el uso de la herramienta *Isolated Column Footing* que viene incorporado en el programa ETABS para la interacción suelo-estructura. Se emplea el software ETABS debido a que contiene las opciones para incorporar la interacción del suelo en forma de resortes lineales o como área, cuya rigidez está en función del coeficiente de rigidez del suelo o módulo de balasto. El software ha demostrado estabilidad y buenos resultados en distintos modelos de interacción suelo estructura con el uso de resortes en la modelación [1, 2].

2. EFECTOS DE LA INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA SOBRE LAS EDIFICACIONES

La interacción suelo-estructura consiste en un conjunto de efectos cinemáticos e inerciales producidos en la estructura y el suelo como resultado de la deformabilidad ante la excitación sísmica. La interacción modifica las propiedades dinámicas relevantes que tendría la estructura supuesta con base indeformable, así como las características del movimiento del suelo en la cercanía de la cimentación [3] Al considerar el efecto de la interacción suelo-estructura, interviene la determinación de periodos de vibración de la estructura, desplazamientos, en los esfuerzos y por consiguiente en los resultados de su diseño estructural [4].

Los modelos convencionales para representar la interacción entre el suelo y la estructura, consideran las distintas condiciones de apoyo. En ciertos casos al agregar flexibilidad a la base de la estructura se tiene incremento de deformaciones y en otros casos se obtiene reducción de fuerzas, esto quiere decir que los modelos de base rígida funcionan para ciertos casos dado que hay estructuras analizadas y diseñadas por las formas convencionales que han soportado fuerzas sísmicas de gran magnitud [5]. En la figura 1-a, se presenta el modelado de apoyos fijos en la base de las columnas; es típico para marcos que no se extienden a través de pisos por debajo del nivel, esta suposición da como resultado la restricción de base de columna más flexible, la alta flexibilidad alarga el periodo del edificio, lo que da como resultado un cortante de base menor, pero a su vez derivas de piso más grandes. Un inconveniente de esta condición, es difícil de mantener la deriva del piso inferior dentro de los límites permitidos en los códigos de diseño.

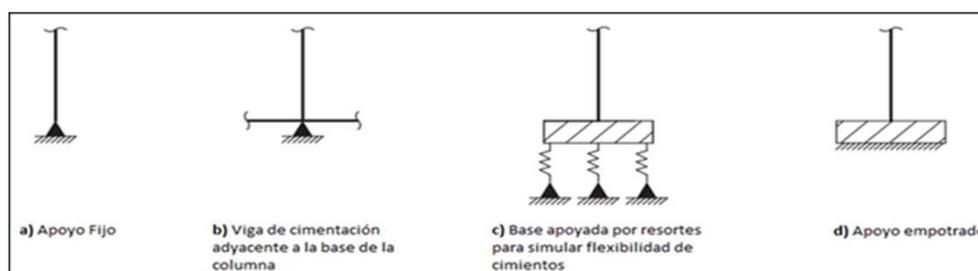


Figura 1: Condiciones de restricción en la base de la columna [5].

2.1. Rigidez y amortiguamiento de la cimentación

La inercia desarrollada en una estructura vibratoria favorece al desarrollo de fuerzas cortantes de base, momentos flectores y torsión. Estas fuerzas generan desplazamientos y rotaciones en la interfaz suelo–cimentación. Estos desplazamientos y rotaciones son posibles debido a la flexibilidad del sistema, la cual contribuye de forma significativa a la flexibilidad de todo el sistema estructural incrementado adicionalmente el periodo de vibración de la edificación [6, 7]. Adicionalmente, tales desplazamientos favorecen los procesos de disipación de energía mediante amortiguamiento por radiación y amortiguación debido al comportamiento histerético del suelo, el cual puede modificar de forma integral el amortiguamiento total del sistema [6]. Debido a que estos efectos poseen su origen en el comportamiento inercial de la estructura, se les define como interacción inercial.

2.2. Variación entre el movimiento de entrada en la cimentación y el movimiento en condición de campo libre

Los movimientos de entrada a la cimentación y los movimientos en condición de campo libre pueden diferir debido a: Interacción cinemática, en la cual la rigidez de los componentes del sistema de cimentación ubicados en la superficie o por debajo de la superficie del terreno ocasionan movimientos en la cimentación que son diferentes de los movimientos en campo libre debido al promedio de onda en la base de la cimentación, propagación de ondas y efectos de embebido en ausencia de la estructura e inercia de la cimentación [8].

2.3. Deformaciones de la cimentación

Las deformaciones por flexión, carga axial, y cortante de los elementos estructurales de la cimentación ocurren debido a la aplicación de fuerzas y deformaciones por parte de la estructura y el terreno, esto representa la demanda sísmica para la cual deben ser diseñados los elementos de la cimentación, y tales demandas pueden ser significativas especialmente para cimentaciones flexibles tales como losas y pilotes [9].

3. MODELOS MATEMÁTICOS A EVALUAR

Se modeló una estructura para su análisis y se le añadió la cimentación considerando variaciones para modelarla e incorporarla a los análisis sísmicos tanto estáticos como dinámicos a fin de comparar los resultados de los diferentes análisis. Para la evaluación del comportamiento de las estructuras ante diferentes formas de modelar la cimentación, se eligió un tipo de suelo, una capacidad portante y a partir de estos los parámetros de rigidez a nivel de la cimentación.

Fueron ocho en total las estructuras analizadas, todas parten de la estructura que aparece en la guía de diseño de hormigón armado de la Norma Ecuatoriana de la Construcción – Hormigón Armado (NEC-SE-HM 2015) [10]. La estructura cuenta con una superficie aproximada de 324 m², la altura del primer piso es de 4,2 m mientras que la altura de los pisos segundo y tercero es de 3,0 m. La luz entre ejes de 6 m. La figura 2 muestra una vista tridimensional del modelo considerando empotramiento en la base de las columnas.

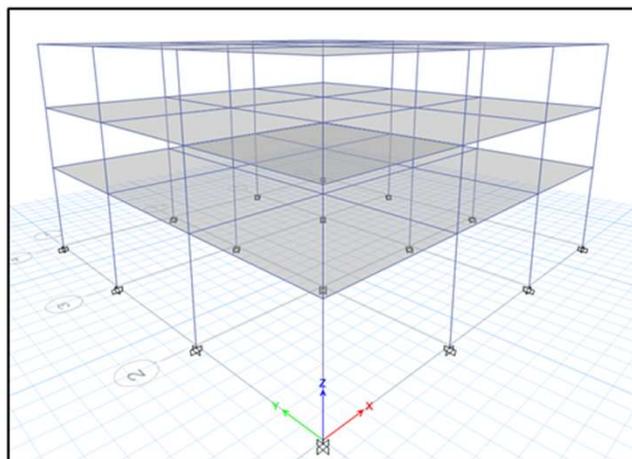


Figura 2: Modelo empotrado a nivel de cimentación.

El sistema estructural es un sistema aperticado de hormigón armado, la sección de las columnas es de 0,50 m por 0,50 m, y la de las vigas de 0,30 m de base por 0,50 m de altura. Se usó losas alivianadas de 0,25 m, se consideraron las siguientes características de materiales: para el hormigón se usó una resistencia a la compresión de $f'c = 24 \text{ MPa}$, módulo de elasticidad $E_c = 23473 \text{ MPa}$ y para el acero se utilizó una resistencia a la fluencia de $F_y = 420 \text{ MPa}$.

La estructura no presenta irregularidades en planta ni en elevación, se empleó en el análisis modal espectral los espectros definidos por Norma Ecuatoriana de la Construcción de Diseño Sísmico (NEC-SE-DS-2015) [11], para suelo tipo D y zona sísmica VI. El coeficiente de importancia $I = 1$ y el factor de reducción de resistencia sísmica, $R = 8$. El suelo que se consideró para el análisis y determinación de los parámetros de rigidez es arcilla blanda típico de la zona céntrica de la ciudad de Portoviejo.

Sobre las losas de entrepiso se colocó una carga permanente de $3,3 \text{ kN/m}^2$ y una carga viva de 2 kN/m^2 . Para la losa del último nivel no se consideró carga de mampostería, pero se añade una sobre carga permanente de $1,32 \text{ kN/m}^2$ y una carga viva normativa de $0,70 \text{ kN/m}^2$ (NEC-SE-CG-2015) [12]. Para el análisis modal espectral se utilizó el espectro de respuesta inelástico con una carga reactiva sísmica igual al 100% de las cargas muertas más el 25% de la carga viva; se incorporó también el análisis sísmico estático que prescrito en NEC-SE-DS [11].

3.1. Modelo con apoyos fijos

Se empleó la condición de que está apoyado en el suelo donde se restringen los desplazamientos en los tres ejes principales y se liberan las restricciones en los ejes rotacionales (ver la figura 3).

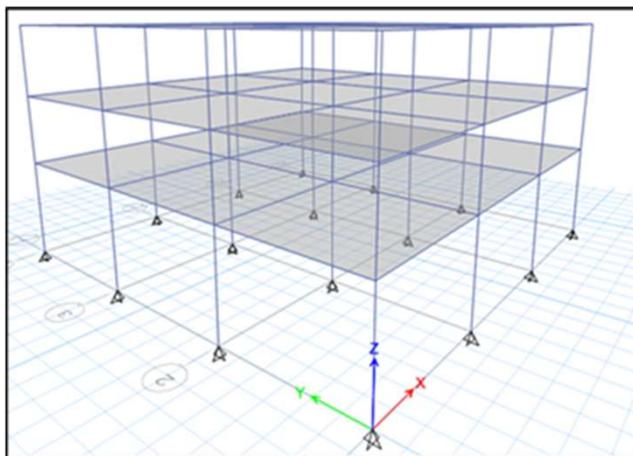


Figura 3: Modelo con apoyos fijos en la base.

3.2. Modelo con base empotrada incorporando vigas de amarre a nivel de contrapiso.

Con el fin de analizar un modelo más parecido a las construcciones típicas en el Ecuador, este modelo considera empotramiento en la base y se modela además unas vigas de amarre con secciones de 0,30 m por 0,45 m con una profundidad de desplante 1,2 m (ver la figura 4).

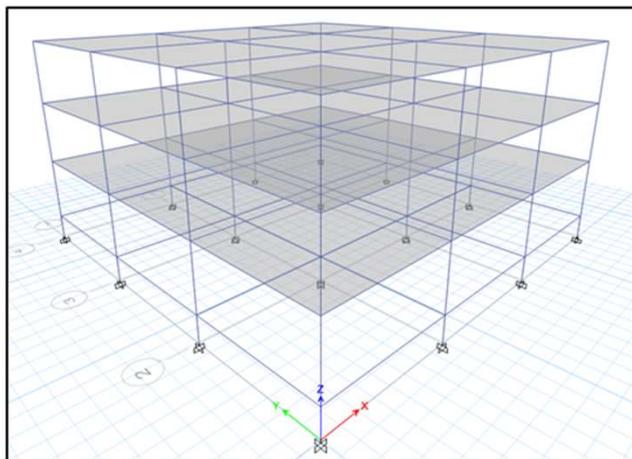


Figura 4: Modelo con base empotrada incorporando vigas de amarre a nivel de contrapiso.

3.3. Modelo con base empotrada a nivel de contrapiso.

Para este análisis se elimina la profundidad de la cimentación tomando como altura de columnas la altura desde el nivel de contrapiso, quedando una altura típica de 3 metros en todos los niveles (ver la figura 5).

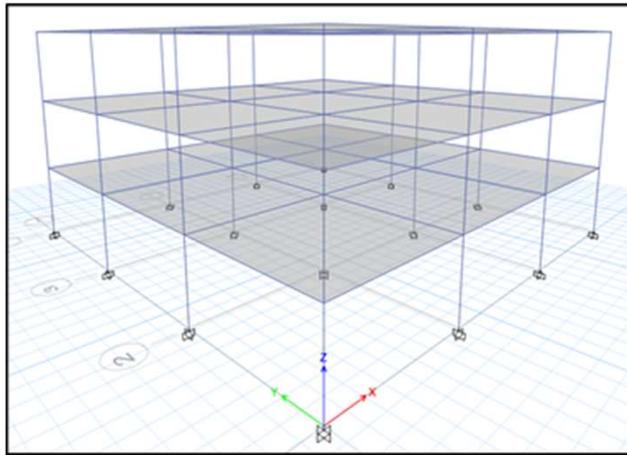


Figura 5: Modelo con base empotrada a nivel de contrapiso

3.4. Modelo con resortes de área empleando el coeficiente de balasto.

Para modelar la rigidez que aporta el suelo a la cimentación es necesario emplear “resortes”, para este caso se utilizaron elementos tipo Shell para representar las zapatas a las cuales se les incorporó la rigidez del suelo de cimentación mediante el uso del módulo de Winkler o coeficiente de Balasto [13], también a estos elementos se les restringió el desplazamiento horizontal. Las dimensiones de los plintos son de 2,30 m por 2,30 m con 0,50 m de altura en la cual se usó un $qa = 230 \text{ kPa}$ al cual le corresponde una rigidez $K = 46000 \text{ kN/m}^3$, definido mediante la herramienta área *springs* que modela la interacción entre el suelo y la estructura con resortes cuya rigidez depende de la rigidez de suelo. La figura 6 muestra la incorporación de las zapatas como elementos tipo área a los cuales se les ha agregado la condición de soporte del suelo mediante resortes también tipo área.

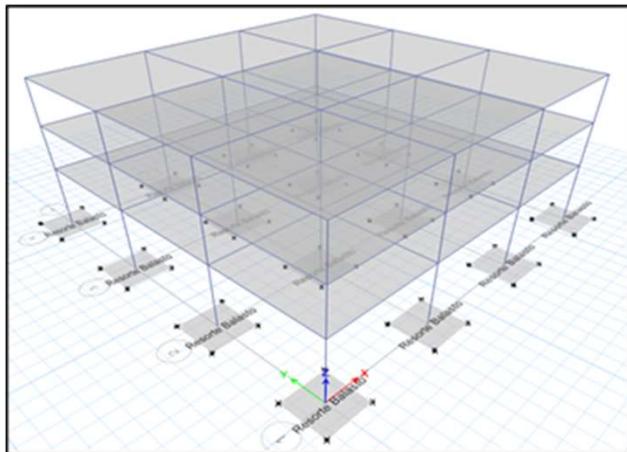


Figura 6: Modelo con resortes de área empleando el coeficiente de balasto.

3.5. Modelo con resortes puntuales empleando el coeficiente de reacción del suelo.

Para este modelo se empleó la propuesta de Bowles quien definió una ecuación para calcular el coeficiente de balasto en función a la capacidad admisible del suelo [14]. Se aplicaron las siguientes ecuaciones para hallar los coeficientes de rigidez correspondientes a la aproximación del coeficiente de balasto (ecuación 1), rigidez vertical (ecuación 2), rigidez rotacional alrededor del eje X (ecuación 3) y rigidez rotacional alrededor del eje Y (ecuación 4):

$$k_b = 40 * F_s * q_a \text{ dm} \quad (1)$$

$$k_v = k_b * A \quad (2)$$

$$k\theta_{xx} = k_b * I_{xx} \quad (3)$$

$$k\theta_{yy} = k_b * I_{yy} \quad (4)$$

En donde: k_b es la rigidez coeficiente de balasto, F_s es el factor de seguridad, q_a es la capacidad admisible del suelo, k_v es la rigidez vertical, A es el área de la zapata, $k\theta_{xx}$ es la rigidez rotacional alrededor de eje "X", $k\theta_{yy}$ es la rigidez rotacional alrededor de eje "Y", I_{xx} es la inercia alrededor de eje "X", I_{yy} la inercia alrededor de eje "Y". Se obtuvo una rigidez del coeficiente de balasto de $k_b = 27600 \text{ kN/m}^3$, y se calculó la rigidez vertical $k_v = 146000 \text{ kN/m}$ y una rigidez a la rotación alrededor del eje X de $k\theta_{xx} = 64360 \text{ kN} \cdot \text{m}$ y alrededor del eje Y de $k\theta_{yy} = 64360 \text{ kN} \cdot \text{m}$, la figura 7 muestra los resortes en las bases de las columnas.

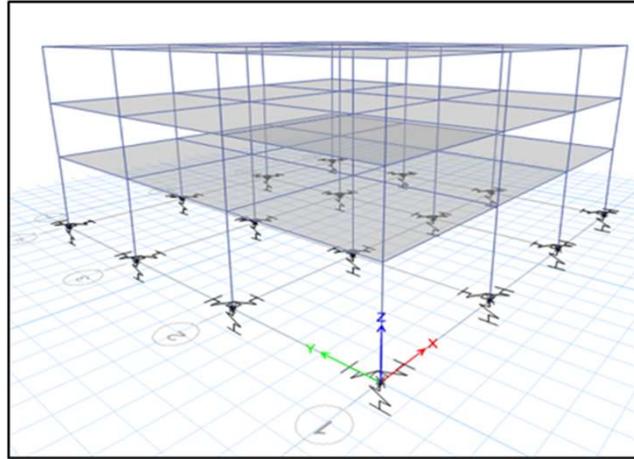


Figura 7: Modelo con resortes puntuales empleando el coeficiente de balasto.

3.6. Modelo con resortes puntuales aplicando los criterios del ASCE 7-16 y del FEMA 356

Este modelo es recomendado para evaluar la interacción suelo-estructura en los análisis lineales de acuerdo con lo indicado en el ASCE [15]. Este método incorpora la rigidez que aporta el suelo mediante una constante de resorte aplicada a cada uno de los seis grados de libertad de los apoyos [16]. Para determinar la rigidez a ser aplicada en cada uno de los grados de libertad se evalúan las propiedades dinámicas de la estructura asumiendo base fija para obtener el periodo de la estructura y la aceleración espectral que definen el módulo de corte del suelo en función del tipo de suelo y de la velocidad de onda de corte, V_s , la cual fue considerada igual a 180 m/s. Se muestran a continuación las ecuaciones usadas para determinar el módulo de corte efectivo del suelo, G_o (ecuación 5), el módulo de corte del suelo, G (ecuación 6), la rigidez traslacional en el eje X, K_x (ecuación 7), la rigidez traslacional en el eje Y, K_y (ecuación 8), la rigidez traslacional en el eje Z, K_z (ecuación 9), la rigidez rotacional alrededor del eje X, K_{xx} (ecuación 10), la rigidez rotacional alrededor del eje Y, K_{yy} (ecuación 11), y la rigidez rotacional alrededor del eje Z, K_{zz} (ecuación 12).

$$G_o = \frac{\gamma}{g} * V_s^2 \quad (5)$$

$$G = G_o * 0,5 \quad (6)$$

$$K_x = \frac{G B}{2 - \nu} \left[3,4 \left(\frac{L}{B} \right)^{0,65} + 1,12 \right] x \left\{ \left(1 + 0,21 \sqrt{\frac{D}{B}} \right) \cdot \left[1 + 1,6 \cdot \left(\frac{h d (B + L)}{B L^2} \right)^{0,4} \right] \right\} \quad (7)$$

$$K_y = \frac{G B}{2 - \nu} \left[3,4 \left(\frac{L}{B} \right)^{0,65} + 0,4 \left(\frac{L}{B} \right) + 0,8 \right] x \left\{ \left(1 + 0,21 \sqrt{\frac{D}{L}} \right) \cdot \left[1 + 1,6 \cdot \left(\frac{h d (B + L)}{L B^2} \right)^{0,4} \right] \right\} \quad (8)$$

$$K_z = \frac{G B}{1-\nu} \left[1,55 \left(\frac{L}{B} \right)^{0,75} + 0,8 \right] x \left\{ \left[1 + \frac{1}{21} \cdot \frac{D}{B} * \left(2 + 2,6 \frac{B}{L} \right) \right] \cdot \left[1 + 0,32 \left(\frac{d(B+L)}{B L} \right)^{\frac{2}{3}} \right] \right\} \quad (9)$$

$$K_{xx} = \frac{G B^3}{1-\nu} \left[0,4 * \left(\frac{L}{B} \right) + 0,1 \right] x \left\{ 1 + 2,5 \frac{d}{B} \left[1 + \frac{2 d}{B} \left(\frac{d}{D} \right)^{-0,2} \sqrt{\frac{B}{L}} \right] \right\} \quad (10)$$

$$K_{yy} = \frac{G B^3}{1-\nu} \left[0,47 * \left(\frac{L}{B} \right)^{2,4} + 0,034 \right] x \left\{ 1 + 1,4 \left(\frac{d}{L} \right)^{0,6} \left[1,5 + 3,7 \left(\frac{d}{L} \right)^{1,9} \left(\frac{d}{D} \right)^{-0,6} \right] \right\} \quad (11)$$

$$K_{zz} = G B^3 \left[0,53 \left(\frac{L}{B} \right)^{2,4} + 0,51 \right] x \left\{ 1 + 2,6 \left(1 + \frac{B}{L} \right) \left(\frac{d}{B} \right)^{0,9} \right\} \quad (12)$$

Donde: γ es peso específico del suelo, g es la aceleración de la gravedad, V_s es la velocidad de onda de corte en el suelo, B es la longitud menor de la zapata, orientada en el sentido Y para el uso de las ecuaciones, L es la longitud mayor de la zapata, ν es el coeficiente de Poisson del suelo, D es la profundidad de desplante de la cimentación, h es la distancia entre el eje del espesor de la zapata hasta el nivel de superficie de suelo, d es el espesor de la zapata. Las ecuaciones anteriores deben ser usadas empleando el sistema inglés de unidades y en el caso en que $B = L$ se deben emplear las ecuaciones referidas al eje X tanto para el eje X como para el eje Y. En las ecuaciones 7, 8, 9, 10, 11 y 12, el primer término se refiere a la rigidez del grado de libertad a nivel superficial y el segundo término introduce una corrección por empotramiento debido a que la profundidad de la cimentación incrementa la rigidez de los grados de libertad de traslación y de rotación.

Aplicando las ecuaciones anteriores se obtuvieron los siguientes valores para las rigideces : $K_x = 439887 \text{ kN/m}$; $K_y = 439887 \text{ kN/m}$; $K_z = 30820 \text{ kN/m}$, $K_{xx} = 592124 \text{ kNm}$; $K_{yy} = 592124 \text{ kNm}$; $K_{zz} = 938115 \text{ kNm}$ los cuales se aplicaron a los seis grados de libertad en la base de las columnas del modelo matemático, ver figura 8.

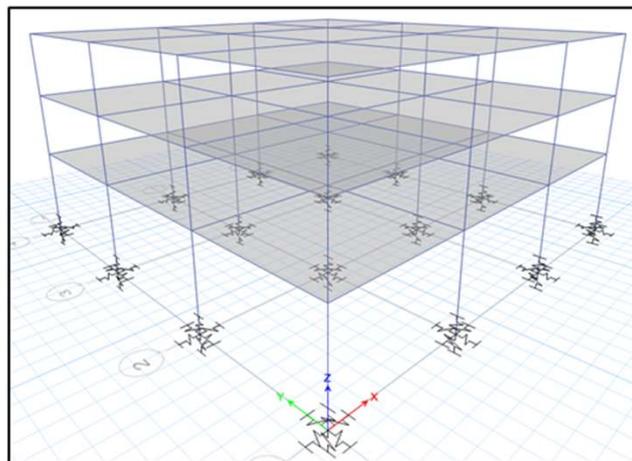


Figura 8: Modelo con resortes puntuales aplicando los criterios del ASCE 7-16 y del FEMA 356.

3.7 Modelo empleando la herramienta de ETABS para la interacción suelo-estructura según la NEHRP-2012.

El programa ETABS, a partir de su versión 2016, incorpora una herramienta llamada "Isolated column footing" (Define menu > Spring Properties > Isolated Column Footings) la cual junto con la herramienta "Soil profile" (Define menu > Spring Properties > Soil Profiles) sirve para considerar la interacción suelo-estructura a partir de los datos del suelo de cimentación y de la zapata considerada. La información necesaria a ingresar es la referente al subsuelo, en que se indican las diferentes capas de suelos, sus profundidades y las características de cada capa, y en cuanto a la cimentación se deben indicar las dimensiones de las zapatas (aisladas).

Para este modelo (figura 9) no es necesario tener restricción en los apoyos ya que el programa calcula las rigideces para cada uno de los grados de libertad de acuerdo con la recomendación de la *National Institute of Standards and Technology*, incluidos en el documento *Soil-Structure Interaction for Building Structures*. [17, 18]. Es fundamental realizar primero un análisis modal de la estructura incorporando empotramiento, ya que el periodo de la estructura con base empotrada es uno de los parámetros necesarios para emplear dicha herramienta y realizar el análisis.

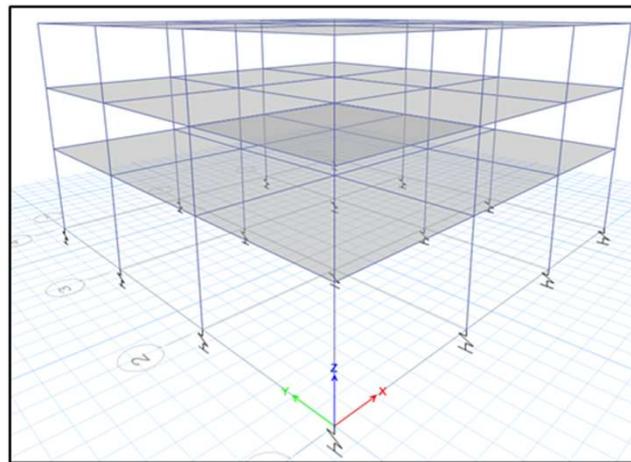


Figura 9: Modelo empleando la herramienta de ETABS para la interacción suelo-estructura según el NEHRP, 2012.

4. RESULTADOS

4.1. Propiedades dinámicas.

Para la estructura con empotramiento en la cimentación se muestra la tabla 1. El primer modo de vibración tiene un periodo $T=0,653$ s, con una participación modal de 0,901 y se desplaza hacia el sentido Y, aunque se indica que el sentido es irrelevante en este caso debido a la regularidad de la estructura.

Tabla 1: Periodos y masas modales participantes de la estructura con empotramiento en la cimentación.

Modo	T	UX	UY	Sum UX	Sum UY	RZ	Sum RZ
1	0,653	0,004	0,901	0,004	0,901	0	0
2	0,653	0,901	0,004	0,905	0,901	0	0
3	0,53	0	0	0,905	0,905	0,906	0,906

La estructura con apoyos fijos presenta (ver tabla 2) un periodo $T=1,096$ s en el primer modo, con una participación modal de 0,973 y se desplaza en sentido Y.

Tabla 2: Periodos y masas modales participantes de la estructura con apoyos fijos en la base.

Modo	T	UX	UY	Sum UX	Sum UY	RZ	Sum RZ
1	1,096	0,002	0,972	0,002	0,972	0	0,05
2	1,096	0,972	0,002	0,975	0,975	0	0,05
3	0,898	0	0	0,975	0,975	0,976	0,05

En la tabla 3 el primer modo de la estructura con vigas de amarre tiene un periodo de $T = 0,617$ s, con una participación modal de 0,829 y se desplaza hacia el sentido Y.

Tabla 3: Periodos y masas modales participantes de la estructura con empotramiento a nivel de cimentación y vigas de amarre.

Modo	T	UX	UY	Sum UX	Sum UY	RZ	Sum RZ
1	0,617	0,057	0,829	0,057	0,829	0	0
2	0,617	0,829	0,057	0,886	0,886	0	0
3	0,5	0	0	0,886	0,886	0,887	0,887

Tabla 4: Periodos y masas modales participantes de la estructura con empotramiento a nivel de contrapiso

Modo	T	UX	UY	Sum UX	Sum UY	RZ	Sum RZ
1	0,531	0,004	0,818	0,004	0,818	0	0
2	0,531	0,818	0,004	0,823	0,823	0	0
3	0,432	0	0	0,823	0,823	0,825	0,825

La tabla 5 corresponde a la estructura que emplea elementos tipo Shell como zapatas para añadirles el coeficiente de balasto y simular la rigidez del suelo tiene un periodo de $T = 0,722$ s, con una participación modal de 0,8348 y se desplaza en sentido Y.

Tabla 5: Periodos y masas modales participantes de la estructura con resortes de área con coeficiente de balasto.

Modo	T	UX	UY	Sum UX	Sum UY	RZ	Sum RZ
1	0,722	0,043	0,834	0,043	0,834	0	0
2	0,722	0,834	0,043	0,878	0,878	0	0
3	0,585	0	0	0,878	0,878	0,860	0,860

La estructura con resortes puntuales presenta el primer modo con un periodo de $T = 0,782$ s, con una participación modal de 0,9395 y se desplaza en sentido Y (ver tabla 6).

Tabla 6: Periodos y masas modales participantes de la estructura con resortes puntuales con coeficiente de balasto.

Modo	T	UX	UY	Sum UX	Sum UY	RZ	Sum RZ
1	0,782	0,002	0,939	0,002	0,939	0	0
2	0,782	0,939	0,002	0,941	0,941	0	0
3	0,636	0	0	0,941	0,941	0,945	0,945

La estructura con resortes representando la rigidez del suelo propuesto por el FEMA 356 presenta (ver tabla 7 el primer modo con un periodo de $T = 0,676$ s, con una participación modal de 0,892 y se desplaza en sentido Y.

Tabla 7: Periodos y masas modales participantes de la estructura con resortes puntuales según el ASCE/SEI 7-16 y FEMA 356.

Modo	T	UX	UY	Sum UX	Sum UY	RZ	Sum RZ
1	0,676	0	0,892	0	0,892	0	0
2	0,674	0,891	0	0,891	0,892	0	0
3	0,547	0	0	0,891	0,892	0,884	0,884

Los resultados de la tabla 8 presenta el primer modo con un periodo de $T = 0,616$ s, con una participación modal de 0,6188 y se desplaza en sentido X.

Tabla 8: Periodos y masas modales participantes de la estructura empleando la herramienta footing de ETABS.

Modo	T	UX	UY	Sum UX	Sum UY	RZ	Sum RZ
1	0,661	0,618	0,267	0,618	0,267	0	0
2	0,661	0,267	0,618	0,886	0,886	0	0
3	0,535	0	0	0,886	0,886	0,878	0,878

4.2. Esfuerzos de corte, momento de volcamiento y derivas de piso.

En esta sección se tomarán los resultados del análisis dinámico en la componente X para analizar y comparar los esfuerzos de corte, momentos de volcamiento por piso para las estructuras estudiadas debido a que en el análisis estático no presentan una variación considerable para ser tomada en cuenta. Como referencia se tomará la estructura modelada con empotramiento en la cimentación, modelo que tradicionalmente se lo emplea para análisis y diseño de estructuras de hormigón armado. Para la siguiente comparación se dividieron las estructuras analizadas en dos grupos, el primer grupo con las estructuras modeladas con empotramiento y apoyos fijo en la base y el segundo grupo con las estructuras modeladas con resortes en la base que incorporan la rigidez del suelo de cimentación.

A continuación, se muestra en las figuras 10 (a) y (b) el resumen de los cortantes por piso de dichas estructuras en la que se observa una similitud entre los modelos con empotramiento a nivel de cimentación con vigas de amarre, resortes tipo área con coeficiente de balasto, resortes puntuales con coeficiente de balasto y el modelo que emplea la herramienta *footing* basado en las rigideces del NIST GCR 12-917-21. Por otro lado, el modelo con apoyos fijos al ser un modelo que presenta restricción a la traslación y no a la rotación de los apoyos presenta una menor fuerza cortante en los pisos, en el primer piso se obtuvo una reducción de un 46%, el segundo piso con un 42% menos y el tercer piso con un 38%, todos estos valores son menores con respecto al modelo tradicional. También se destaca el modelo con resortes del FEMA 356 [18] al colocarle los valores calculados correspondientes a la rigidez del suelo para cada uno de los grados de libertad ya no se tendría un suelo infinitamente rígido respecto al modelo tradicional (base empotrada): Con esto el modelo presenta una disminución del 17% del esfuerzo de corte en el primer piso y un 14 % menos tanto segundo piso como en el tercer piso con respecto al modelo de base empotrada.

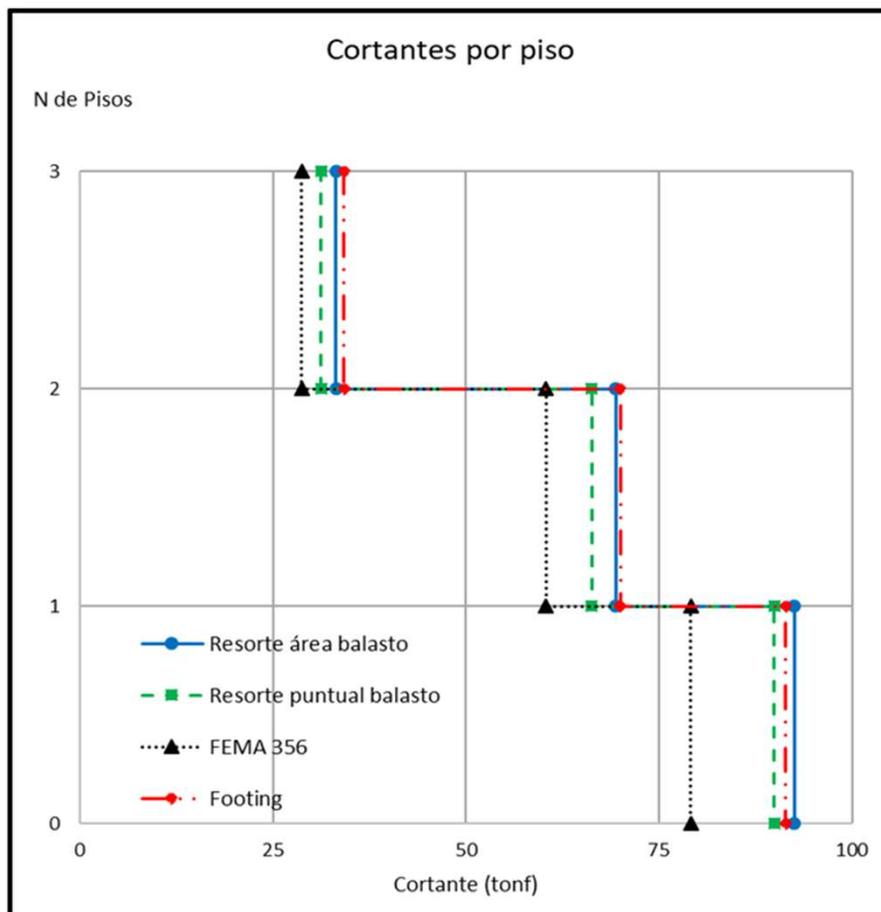
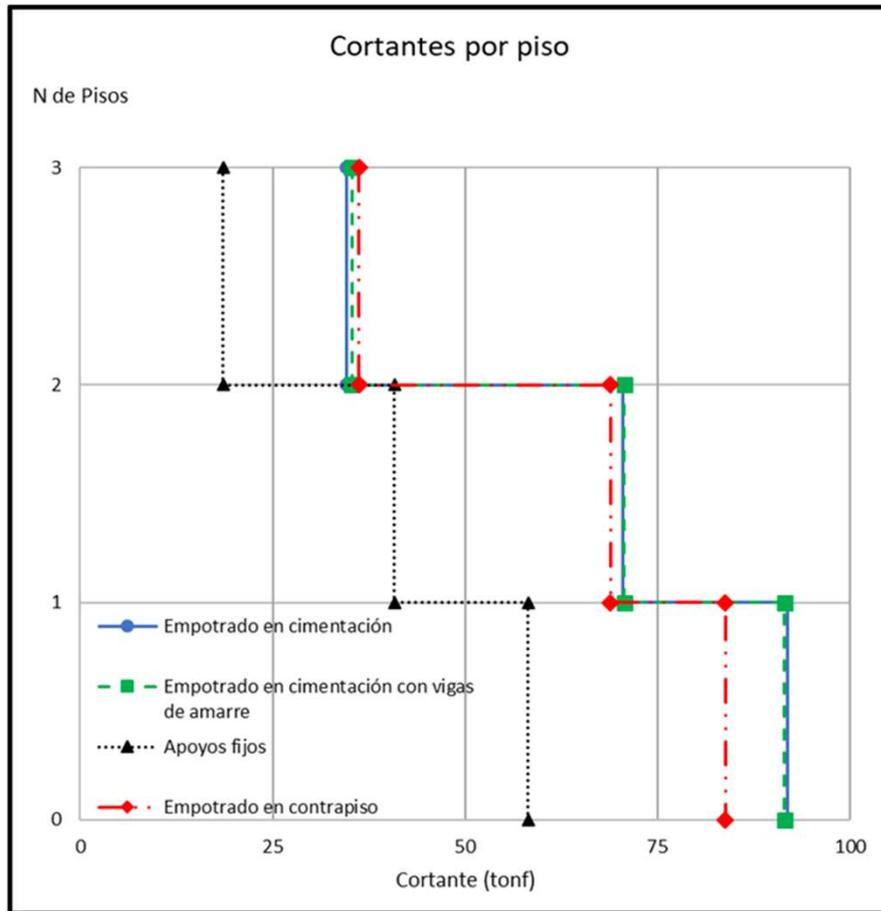


Figura 10: (a) Resumen de cortantes por piso de estructuras con apoyos fijos y empotramiento en la base. (b) Resumen de cortantes por piso de estructuras que incorporan resortes en la base.

En las figuras 11 (a) y (b) se puede observar el resumen de los momentos de volcamiento (fuerza de piso por la altura de piso) de las estructuras modeladas con empotramiento en la base a nivel de contrapiso se redujo el momento de volcamiento en la base en un 20% debido a que este modelo presenta una menor altura comparada a los demás, mientras que en la estructura con apoyos fijos en la base se obtuvo una reducción en el segundo piso de 46%, en la primera planta se obtuvo un 43% menos y 40% menos en la base. Por otro lado, en el segundo grupo el valor más notable es una reducción del momento de volcamiento en la base de un 14% correspondiente a el modelo con resortes del FEMA 356 [18].

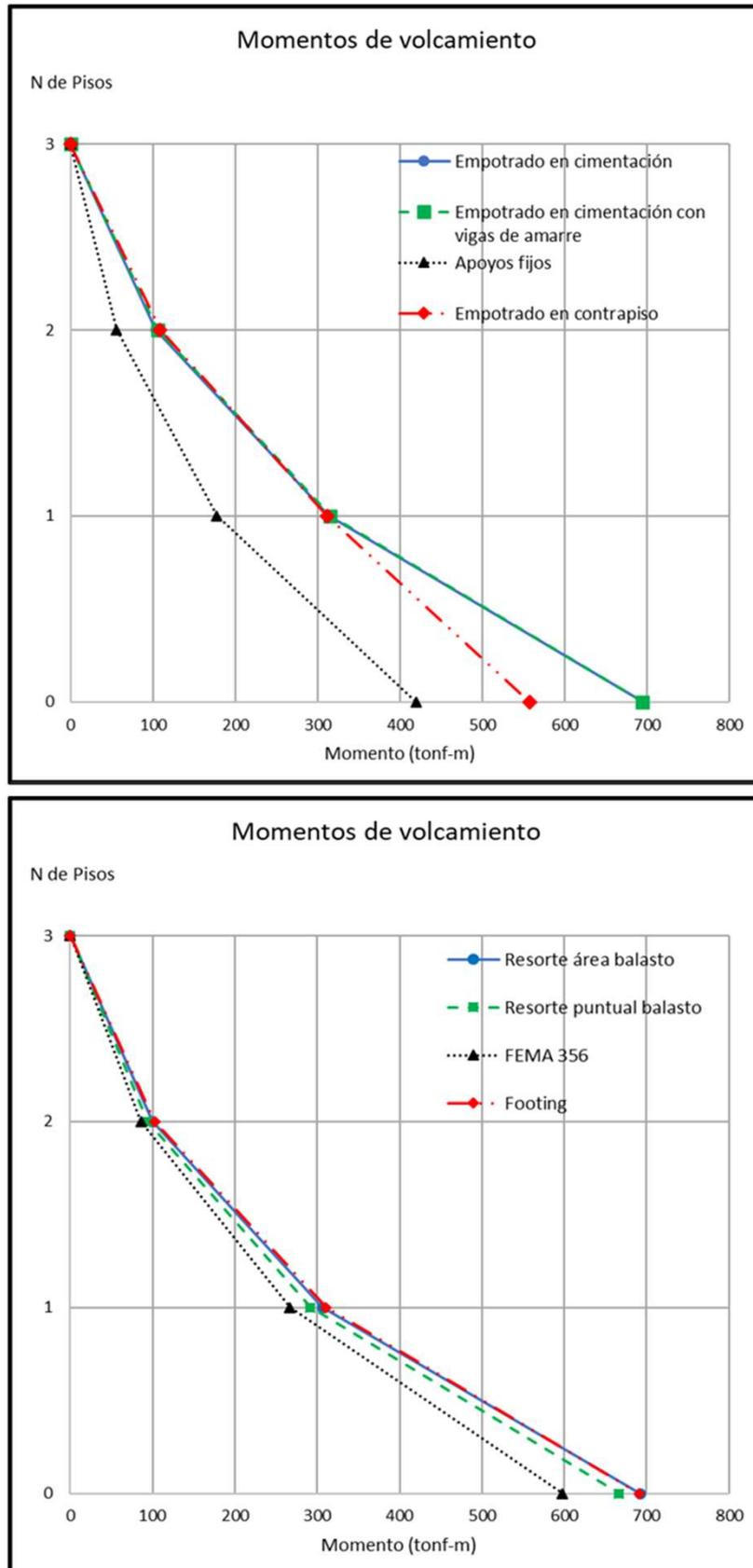


Figura 11: (a) Resumen de momentos volcantes de las estructuras con apoyos fijos y empotramiento en la base. (b) Resumen de momentos volcantes de las estructuras que incorporan resortes en la base.

Las figuras 12 (a) y (b) presenta el resumen de las derivas inelásticas de la cual se tomaron los resultados del análisis estático en sentido X, ya que estas eran más desfavorables con respecto al análisis dinámico. El caso de la estructura con apoyos fijos en la base las derivas de piso tanto en el primero como en el segundo piso sobrepasaron el límite establecido del 2%, también se observa la peculiaridad que en el primer piso el resultado de la deriva es mucho mayor con respecto al modelo empotrado a nivel de cimentación, este es el valor más alto que se obtuvo en los análisis. Otro caso a resaltar son las estructuras en que se aplicaron resortes de rigidez, puntuales o de área, calculados a partir del coeficiente de balasto y otros parámetros del suelo, lo que representa un aumento de las derivas de piso debido a que estos modelos son más flexibles respecto al modelo tradicional de base empotrada.

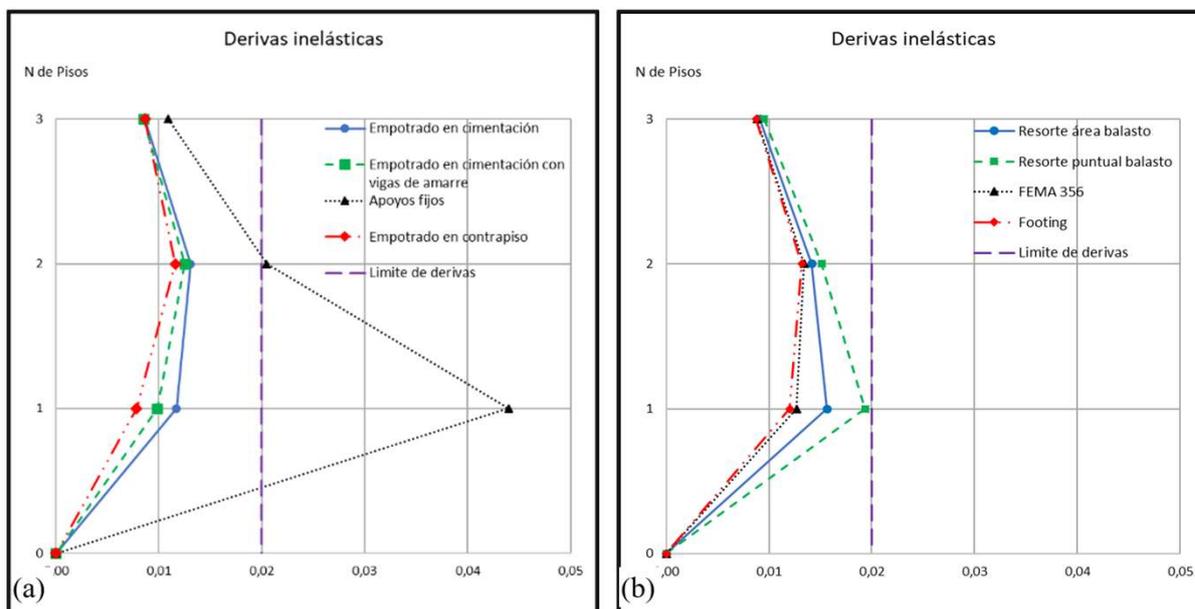


Figura 12: (a) Resumen de derivas inelásticas de estructuras con apoyos fijos y empotramiento en la base. (b) Resumen de derivas inelásticas de estructuras que incorporan resortes en la base.

5. COMENTARIOS Y CONCLUSIONES

Se evaluaron los efectos de la modelación estructural de la cimentación en donde el comportamiento dinámico de las estructuras de hormigón armado con interacción suelo-estructura se traduce en un modelo estructural más flexible, sin embargo en ciertos casos realizar un análisis incorporando la interacción suelo-estructura puede generar resultados menores a los previamente obtenidos con el modelo empotrado, por ende se debe comparar y tomar en cuenta ambos resultados para realizar el diseño de una estructura debido a que en los periodos de la estructura y las derivas de piso se ven afectadas por la interacción suelo-estructura. En la actualidad es relativamente fácil incorporar interacción suelo-estructura en los modelos matemáticos.

Emplear el coeficiente de balasto para determinar la rigidez del suelo tiene influencia en las derivas de piso, en las cuales las estructuras que se modelaron con el coeficiente de balasto mediante resortes de área y resortes puntuales en la base resultan en valores mayores con respecto al empotrado. Dichas estructuras con resortes mencionadas anteriormente presentaron un incremento en las derivas del primer piso respectivamente con un 36% y 72% con respecto al modelo empotrado. Estos resultados se deben tener en cuenta al momento para evitar el efecto de golpeteo con edificaciones vecinas y evitar daños de elementos no estructurales considerables.

El uso de los modelos considerando empotramiento en la base se pueden suponer validos debido a que entrega valores mayores en cuanto a momentos flectores y cortantes de piso, por lo tanto, se puede asumir que realizar empotramiento en la base de la columna es un criterio válido al momento de realizar el diseño de los elementos que componen la estructura, traduciéndose esto a un diseño más seguro.

1. F. A. Llanos, L. G. Catacora, A. C. Galarza, and G. M. J. R. C. d. I. U. Mamani, "Influencia de la interacción suelo-estructura en el comportamiento de las viviendas aporticadas con zapatas aisladas en la ciudad de Juliaca," vol. 7, no. 2, pp. 70-81, 2020.
2. A. T. J. R. I. d. I. d. E. Colunga, "Interacción suelo-estructura. Reflexiones sobre su importancia en la respuesta dinámica de estructuras durante sismos," vol. 24, no. 2, pp. 141-165, 2019.
3. S. A. De la Cruz-Vega, S. J. Astocaza-Camargo, and E. A. J. R. C. d. I. Astocaza-Camargo, "Interacción suelo-estructura en la respuesta sísmica de una edificación para uso de oficinas con zapatas aisladas en suelo blando e intermedio de la región de Ica: e319," vol. 13, no. 1, 2022.
4. J. E. Chávez Castro, "Análisis de interacción suelo-estructura mediante un ensayo de pórtico a escala en una mesa vibratoria considerando un suelo típico de Quito," Quito, 2021., 2021.
5. J. P. Moehle, J. D. Hooper, and C. D. Lubke, *Seismic Design of Reinforced Concrete Special Moment Frames: A Guide for Practicing Engineers*. US Department of Commerce, Technology Administration, National Institute of ..., 2008.
6. A. Domínguez, E. Martínez, and Q. Estrada, "Rigidez estructural variable en disipación de energía por fricción con elementos lámina," *DINA*, vol. 97, no. 4, pp. 347-347, 2022.
7. H. Marín, G. Benites, and D. Evangelista, "Influencia de la resistencia del suelo mejorado en el diseño de losa de cimentación mediante un modelo de interacción suelo-estructura," vol. 8, no. 2, pp. 135-148, 2021.
8. L. Pérez-Rocha and J. J. R. d. I. S. Avilés, "Evaluación de efectos de interacción en resistencias inelásticas," no. 69, pp. 45-71, 2003.
9. J. Avilés and L. E. P. J. R. d. I. S. Rocha, "Bases para las nuevas disposiciones reglamentarias sobre interacción dinámica suelo-estructura," no. 71, pp. 1-36, 2004.
10. NEC-SE-HM, Ministerio_de_Desarrollo_Urbano_y_Vivienda, Ed. Norma Ecuatoriana de la Construcción, primera ed. Quito-Ecuador, 2015.
11. Norma Ecuatoriana de la Construcción, MIDUVI, 2015.
12. Norma Ecuatoriana de la Construcción, MIDUVI, 2015.
13. N. J. B.-E. U. P. d. C. Morrison, "Interacción suelo-estructuras: semi-espazo de Winkler," 1993.
14. M. Guerra and D. J. Q. Chacón, Ecuador: Editorial Privada, "Manual para el diseño B. FEMA, "Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings," ed: Washington, DC, 2000.
15. FEMA-440, "Improvement of nonlinear static seismic analysis procedures," vol. 7, no. 9, p. 11, 2005.
16. J. P. Stewart, G. L. Fenves, and R. B. Seed, "Seismic soil-structure interaction in buildings. I: Analytical aspects," *J. Geotech. & Geoenviron. Engrg.*, vol. 125, no. 1, pp. 26-37, 1999.
17. *Seismic rehabilitation of existing buildings*, E. American Society of Civil, 2007.



Artículos de Notas Técnicas

Proyecto De Nave Para Túnel De Viento En Cuba

Wind Tunnel Warehouse Project In Cuba

Autores

Ginet Ma. Guerrero Porras¹, Alejandro López Llanusa², Vivian Elena Parnás³

¹ Arquitecta, Universidad Tecnológica de La Habana "José Antonio Echeverría", Calle 114, #11901, e/ Ciclovía y Rotonda, Marianao, La Habana, Cuba. E-mail: ginet@arquitectura.cujae.edu.cu

² Ingeniero Civil, Doctor en Ciencias, Universidad Tecnológica de La Habana "José Antonio Echeverría", Calle 114, #11901, e/ Ciclovía y Rotonda, Marianao, La Habana, Cuba. E-mail: alo@civil.cujae.edu.cu

³ Ingeniera Civil, Doctora en Ciencias, Universidad Tecnológica de La Habana "José Antonio Echeverría", Calle 114, #11901, e/ Ciclovía y Rotonda, Marianao, La Habana, Cuba. E-mail: vivian@civil.cujae.edu.cu

RESUMEN

Potenciar el aprovechamiento del viento en Cuba con un enfoque multidisciplinario y científico, es de primordial importancia para la sociedad contemporánea. Este constituye un recurso de alto valor, por lo que su manejo eficiente puede contribuir a mejorar la calidad de vida de la población y mitigar daños económicos y sociales.

La ingeniería de viento, en las últimas décadas, ha logrado un buen desarrollo a nivel internacional y dentro de ella, el campo experimental adquiere enorme importancia. Una de las herramientas más poderosas empleadas son los túneles de viento. Estos permiten a través de modelos a escala y la simulación del viento, estudiar la interacción entre ellos. Los modelos pueden ser tanto de espacios construidos por el hombre, como de la naturaleza.

Los fuertes vientos que de manera sistemática azotan el territorio nacional, han impulsado el desarrollo de programas y estrategias que hoy muestran excelentes resultados en cuanto a los estudios de peligro, vulnerabilidad y riesgo (PVR). Sin embargo, aun la rama experimental no posee un desarrollo adecuado al Cuba no contar con un túnel de viento de capa límite atmosférica (CLA). De construirse uno, sería el primero de su tipo en la región del Caribe.

La Universidad Tecnológica de La Habana, "José Antonio Echeverría", Cujae, ha trabajado la idea de construir un túnel de viento de capa límite atmosférica que permita implementar estudios de tal magnitud en Cuba. Este trabajo fundamenta la necesidad de disponer de esta herramienta y se expone el proyecto más presentado para su construcción.

Palabras claves: Túnel de viento de capa límite atmosférica, túnel de viento, viento.

ABSTRACT

Promoting the use of the wind in Cuba with a multidisciplinary and scientific approach is of paramount importance for contemporary society. This constitutes a high-value resource, so its efficient management can contribute to improving the quality of life of the population and mitigate economic and social damage.

Wind engineering, in recent decades, has achieved a good development at the international level and within it, the experimental field acquires enormous importance. One of the most powerful tools used are wind tunnels. These allow, through scale models and wind simulation, to study the interaction between them. The models can be of both man-made spaces and nature.

The strong winds that systematically hit the national territory have driven the development of programs and strategies that today show excellent results in terms of hazard, vulnerability and risk (PVR) studies. However, even the experimental branch does not have an adequate development since Cuba does not have an atmospheric boundary layer wind tunnel. If one is built, it would be the first of its kind in the Caribbean region.

The Technological University of Havana, "José Antonio Echeverría", Cujae, has worked on the idea of building an atmospheric boundary layer wind tunnel that allows the implementation of studies of such magnitude in Cuba. This work bases the need to have this tool and the most presented project for its construction is exposed

Keywords: Atmospheric boundary layer wind tunnel, wind, wind tunnel.

Nota Editorial: Recibido: Septiembre 2022 Aceptado: Septiembre 2022

1. INTRODUCCIÓN

Potenciar el aprovechamiento del recurso viento en Cuba con un enfoque multidisciplinario y científico, es de primordial importancia para la sociedad contemporánea. Con ello se contribuiría a mejorar la calidad de vida de la población y se mitigarían daños económicos y sociales en el país donde, por ser un archipiélago ubicado en el trópico, el viento adquiere características especiales de intensidad y frecuencia. Por esto se hace necesaria una gestión eficiente del recurso viento con el apoyo de diferentes tecnologías implementadas en varios sectores del conocimiento.

Los fuertes vientos que de manera sistemática azotan el territorio nacional, han llevado a que Cuba posea un importante resultado en materia de estudios de peligro, vulnerabilidad y riesgo (PVR) ante los efectos del viento en toda la región. A su vez, demanda un desarrollo tecnológico y científico en el país para implementar medidas que permitan la mitigación de los efectos del cambio climático y el cuidado del medio ambiente construido. En los últimos años la voluntad del país, plasmada en su agenda 2030 y en las acciones para aumentar la matriz energética con energías renovables y sostenibles, ha impactado en la realidad haciéndose más evidente la necesidad de estudios que relacionen, entre otros, el efecto del viento.

La Universidad constituye un factor clave en el desarrollo social a partir de la formación de profesionales tanto científica como técnicamente. En el campo de las investigaciones relacionadas con el viento, la Universidad Tecnológica de La Habana, "José Antonio Echeverría", Cujaje; ha tenido un papel importante con los trabajos de académicos de varias especialidades que abordaron los estudios de este fenómeno en las diferentes esferas de actuación. En este sentido se destacan varios trabajos relacionados al estudio de las presiones de viento en Cuba [1], al efecto del viento en las construcciones y la norma de viento [2]. Se cuenta también con investigaciones sobre el potencial eólico para su aprovechamiento energético con sistemas renovables de energía [3]. Por otra parte, se destacan trabajos relacionados con el confort en la ciudad compacta [4] y estudios a escala arquitectónica y gestión de riesgos de desastre [5].

El trabajo de investigación fomenta el empleo de la experimentación, la cual está considerada como práctica básica en el desarrollo científico. Si bien actualmente se disponen de modelo matemáticos y computacionales para el estudio de diversos fenómenos, el campo físico experimental continúa siendo en la actualidad fuente de validación de los mismos. Desde el punto de vista educacional, la experimentación permite la interacción multidisciplinaria e integral, priorizando la conformación de equipos de profesores y estudiantes de todas las facultades y centros.

En el campo de la ingeniería de viento una de las tecnologías más utilizadas a nivel internacional, es la experimental en túnel de viento. Esta herramienta tecnológica permite a través de modelos a escala, reproducir el viento en el espacio construido o natural, por lo que su aplicación vincula casi todos los espacios de actuación del hombre con la naturaleza y de ahí su valor como herramienta con beneficios multidisciplinarios. De forma general los estudios a desarrollar en el túnel de viento pueden catalogarse de acuerdo a su finalidad en tres tipos: estudios de carácter didáctico, estudios de investigación y desarrollo y estudios de aplicación y servicio a la comunidad.

En las últimas décadas se han realizado estudios en túnel de viento que tributan a investigaciones con aplicación en la industria y en la construcción nacional. Estas se han llevado a cabo a través de colaboraciones internacionales que tienen como base trabajos de doctorado de profesionales cubanos y que aprovechan las herramientas existentes en otras universidades. Tal es el caso del estudio de coeficientes de arrastre generados por la presencia de antenas en torres de telecomunicaciones [6] (Ver Figura 1), el estudio del efecto del viento sobre paneles fotovoltaicos [7] (Ver Figura 2), y el estudio de coeficientes de presión en secciones de perfiles de acero de la construcción [8] (Ver Figura 3). Estas acciones han permitido la formación de profesionales, en este campo, que hoy asesoran a las empresas constructoras del país.

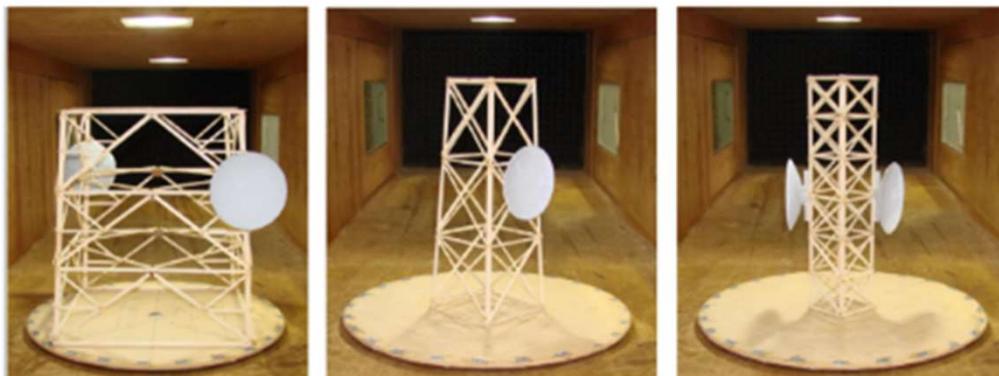


Figura 1: Ensayo de coeficientes arrastre en torres de telecomunicaciones con presencia de antenas.

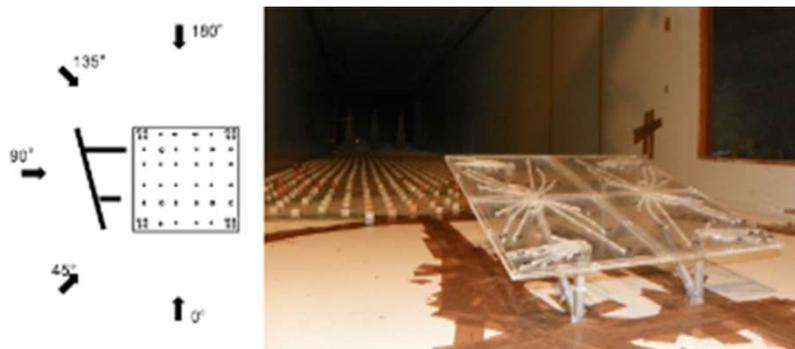


Figura 2: Ensayo de coeficientes de presión sobre paneles solares.



Figura 3: Ensayo de coeficientes de presión sobre secciones de perfiles.

Cuba no cuenta aún con un túnel de viento de capa límite, por lo que de construirse uno, sería el primero de su tipo. Con él se darían respuestas a necesidades de todo el territorio nacional e incluso, pudiera extenderse su servicio a la región del Caribe, que tampoco cuenta con una herramienta como esta. Es por ello que desde hace varias décadas la Universidad Tecnológica de La Habana, “José Antonio Echeverría”, Cujae, ha trabajado la idea de la construcción de un túnel de viento de capa límite que permitiera implementar estudios de este tipo en Cuba. El túnel propuesto ha sido elaborado con la asistencia de la Universidad de la República de Uruguay mediante un convenio de cooperación con la Agencia Uruguaya para la Colaboración Internacional (AUCI). En este trabajo se fundamenta la necesidad de disponer de esta herramienta y se expone el anteproyecto presentado para su construcción dentro del campo universitario CUJAE.

2. MATERIALES Y MÉTODOS

La inexistencia de modelos matemáticos apropiados para estudiar y conocer la interacción del viento con las estructuras naturales o construidas por el hombre, y el costo de implementación para estudios a escala real, ha llevado a la realización de estudios experimentales a través de la simulación física del viento y de modelos a escala con la precisión y adecuación propias de un laboratorio. Una de las técnicas más empleadas a nivel mundial para estos casos de estudio son la prueba de modelos en túneles de viento, especialmente en los capaces de reproducir la capa límite atmosférica (CLA). Esto responde a que la mayor parte de las estructuras sometidas a ensayos se encuentran dentro de la capa rugosa, donde incide de manera especial el efecto de la turbulencia generada por el intercambio de la energía entre el viento y el terreno en los coeficientes de presión [9].

Dentro de las temáticas a desarrollar en el túnel de viento de CLA se encuentran: el efecto del viento sobre edificaciones, la determinación de presiones sobre superficies, los efectos dinámicos en estructuras, la ventilación natural a escala arquitectónica, la difusión de contaminantes en la atmósfera, los efectos de la topografía y de la rugosidad de la superficie terrestre sobre el flujo de aire, los estudios de potencial eólico en el terreno, el confort de personas en los espacios urbanos, la aerodinámica aplicada al deporte y el diseño de sistemas destinados a la protección de espacios de usos agrícolas.

El empleo de esta herramienta para la concepción de edificaciones se basa en la necesidad de diseños resistentes y a la vez económicos, donde las soluciones volumétricas potencien una óptima ventilación natural y a su vez mitiguen los efectos dañinos de fuertes vientos. Muchos arquitectos y urbanistas se interesan por estudios en modelos a diferentes escalas para lograr obtener tanto las condiciones de confort peatonal en torno a espacios públicos y emplazamientos de determinadas construcciones en la ciudad, como el comportamiento del flujo de aire en los espacios interiores de las edificaciones logrando una eficiencia en materia energética, con el propósito de alcanzar certificaciones de sostenibilidad (LEED, BREEAM, CASBEE). Por otra parte, los ensayos en túnel de viento permiten estudiar el potencial eólico para la generación de energía, estimar las cargas de viento sobre estructuras, sistemas de parasoles externos, así como en fachadas solares de doble acristalamiento de gran volumen.

2.1 Características del túnel de capa límite atmosférica (CLA)

Atendiendo el tipo de objeto de estudio se utiliza un túnel de viento con una configuración y dimensión determinada. Los equipos a utilizar varían por dichos aspectos, pero el funcionamiento básicamente se reduce a dos tipos de túneles de viento: de circuito abierto y de circuito cerrado.

El túnel de circuito cerrado consiste en un tubo completamente cerrado, con un sistema de propulsión encargado de recircular el aire en su interior hasta lograr las condiciones deseadas para la prueba en la cámara de ensayo. En esta se genera una corriente de aire con velocidad controlada producto de los difusores, cuya función es uniformar la corriente de aire. Por ser un túnel de circuito cerrado, es necesario forzar a la corriente a realizar giros, pero de manera ordenada, sin elevar más allá de lo razonable la pérdida de carga ni introducir perturbaciones en la corriente (Ver Figura 4).

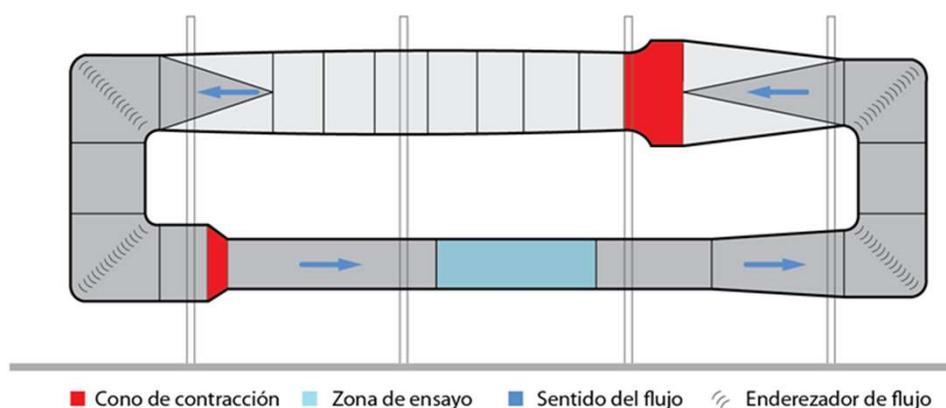


Figura 4: Esquema de un túnel de viento cerrado.

En el caso de un túnel de viento de circuito abierto, (Ver Figura 5) el flujo de aire que circula por su interior describe una trayectoria recta; penetra desde el exterior a través de la sección de entrada que suele albergar la zona de acondicionamiento de flujo, llega al cono de contracción donde pierde presión, gana velocidad y entra posteriormente en la cámara de ensayo. Luego, circula a través del difusor y la sección del propulsor, para regresar finalmente al exterior mediante la sección de salida [10].

Este tipo de túnel puede ser diseñado por medio de succión, donde el aire es aspirado por un ventilador colocado después de la cámara de prueba; o por inyección de aire, donde este es soplado por un ventilador axial hacia la cámara de pruebas y la campana de salida. En ambos casos se presentan turbulencias que son controladas por la colocación de laminadores de flujo [11].

El túnel de viento que se propone construir es de CLA tipo abierto y por succión (Ver Figura 5). A pesar de que como desventaja necesitan una mayor potencia del motor, siendo un poco más ruidosos, este tipo de túnel requiere un menor costo de inversión comparado con los de tipo cerrado, donde la necesidad de materiales es mayor y demanda la incorporación de un intercambiador de calor. Esto último se debe a que la totalidad de la potencia eléctrica suministrada al motor se convierte en calor, que a su vez es transmitido al aire llegando a incrementar su temperatura. En condiciones de operación con la temperatura media de Cuba esto implicaría la necesidad de un sistema de refrigeración adicional.

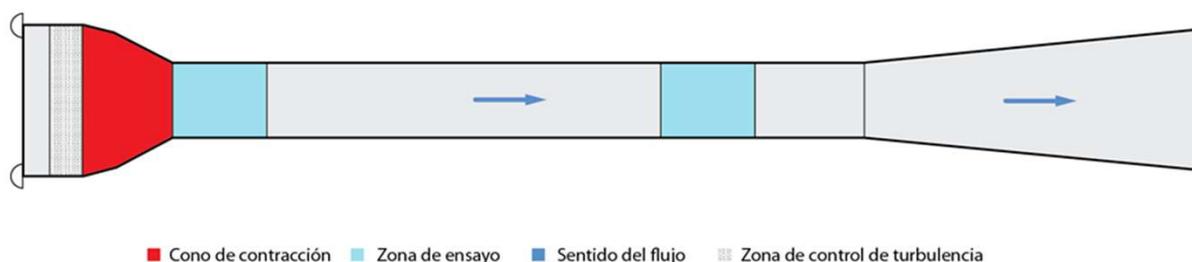


Figura 5: Esquema de la propuesta a construir de túnel de viento abierto.

El diseño del túnel estuvo condicionado por los requerimientos que se debían cumplir para satisfacer los ensayos a realizar. Estos fueron las escalas geométricas de los modelos, la relación de bloqueo, velocidad del flujo en el túnel y, la intensidad de turbulencia, que a su vez determinan las dimensiones generales del túnel, la dimensión de la mesa de trabajo y la capacidad del motor-ventilador.

Como resultante el túnel de viento propuesto consta con requerimientos dimensionales que establecen que la longitud total de este no deberá exceder los 50 m y que la zona de trabajo deberá contar con iluminación cenital. Esta última zona requiere un ancho de 3,2 m, un ancho variable entre 2,1 m y 2,6 m; y una longitud comprendida entre 20 m y 24 m. Por otro lado, las paredes deben permitir la visualización de los ensayos mediante paños de vidrio o acrílico situados convenientemente. En el caso de las mesas de ensayo, serán de 3 metros de diámetro, se ubicarán a la entrada y a la salida del flujo; y deben ser giratorias 360 grados con una estructura independiente a la del túnel.

De igual manera, para el diseño, fue necesario tener en cuenta requerimientos de flujo donde se determina que la velocidad nominal en la zona de ensayo será de 45m/s y que el sistema motor-ventilador contará con una potencia nominal del orden de 620 kW, con una velocidad de giro nominal de 750 rpm. Se contará, además, con un enderezador de flujo de tubos hexagonales, conocido como Honeycomb, de 25 mm de lado; y seguido a esta, tres mallas que permitan alcanzar cierta intensidad de turbulencia en la entrada a la zona de trabajo, de menos de 1% y una no uniformidad inferior al 4,5%.

2.2 Proyecto de nave para túnel de viento.



La Universidad Tecnológica de La Habana “José Antonio Echeverría”, Cujae, es catalogada como el centro rector de las ciencias técnicas en Cuba. En esta se han consolidado alrededor de 14 centros de estudio e investigación que ratifican el prestigio de la Universidad a nivel nacional. Entre ellos se destacan el Centro de Referencia para la Educación Avanzada (CREA), Centro de Estudios de Tecnologías Energéticas Renovables (CETER) y Centro de Estudios de Construcción y Arquitectura Tropical (CECAT). Asociado a este último, desde hace varios años, se ha ideado la posibilidad de construcción de un túnel de viento de CLA. Si bien la ejecución de esta herramienta constituye un avance a nivel nacional, poder desarrollarla en el campus universitario, permite elevar significativamente el potencial de investigación y experimentación en la ingeniería y arquitectura.

Su colocación se concibe en una posición estratégica entre tres centros de investigación de la Cujae: Centro de Investigaciones Hidráulicas (CIH), Complejo de Investigaciones Tecnológicas Integradas (CITI) y Centro Multipropósito (Ver Figura 6), que a su vez se conectan por un espacio público central donde, con carácter de plaza, los estudiantes puedan realizar ferias científicas o actividades afines a los centros de investigación. Contará además con buena visibilidad, pues es un espacio altamente transitado por su cercanía al comedor de estudiantes y a uno de los accesos a la residencia estudiantil. De este modo se genera una gran área del conocimiento, donde de manera práctica serán desarrolladas diferentes ramas de la ingeniería.

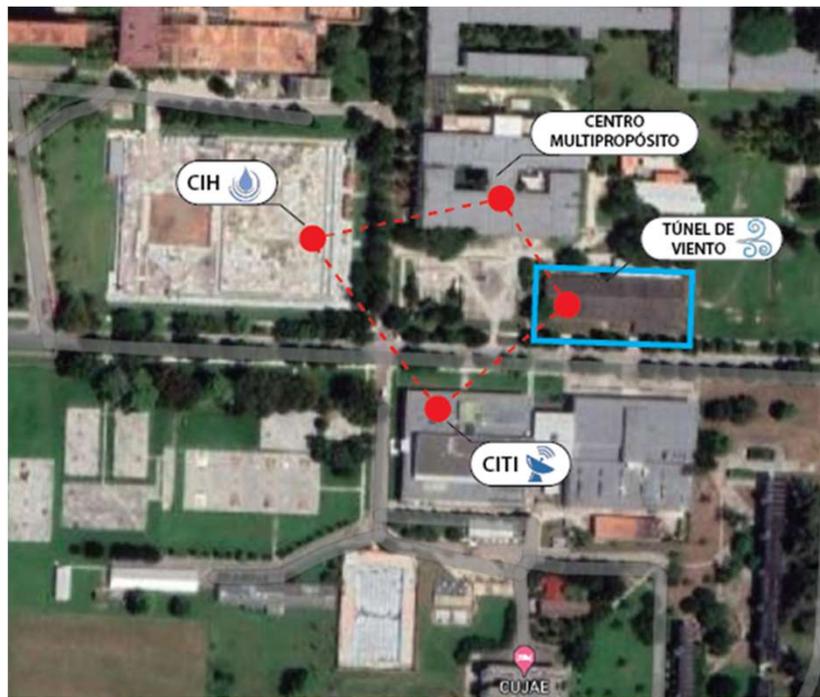


Figura 6: Propuesta de emplazamiento del proyecto de Túnel de viento.

El diseño de la edificación responde a la refuncionalización de una nave destinada al almacenamiento de recursos. Su estructura se compone por 12 pórticos de acero espaciados a 6 m, con alturas mínimas y máximas de 4 m y 7,80 m respectivamente, generando una cubierta a dos aguas. (Ver Figura 7 a y b). Sus dimensiones generales, de 24 m x 72 m, permiten el mayor aprovechamiento de la nave existente para el desarrollo de los espacios donde se realizarán las actividades fundamentales de gestión de proyecto, confección de maquetas, ensayo en túnel de viento y análisis de resultados.



a

b

Figura 7: Vista de la nave del Túnel de Viento. **a)** Nave actual. **b)** Proyecto.

La nave contará, por cada fachada, con un punto de acceso para un total de cuatro: principal (A), de trabajadores (B) y de abastecimiento (C) y de servicio (D). La entrada principal a la edificación se asocia con la vía de acceso vehicular a la universidad. Como resultado de la topografía existente, esta cuenta con una escalinata que en su diseño se integra a una rampa (Ver Figura 9 a), que evita barreras arquitectónicas. En el caso del acceso a trabajadores tendría lugar por la fachada Norte, debido a que es la más cercana a las instalaciones docentes y del CECAT, donde gran parte de los trabajadores e investigadores desarrollan actividades. Esta se vincula a un pequeño parqueo de ciclos y autos, diseñado con pavimento de juntas verdes (Ver Figura 9 b). Respetando y aprovechando la preexistencia de grandes vanos por las fachadas más cortas, pero de mayor puntal, se llevaría a cabo la entrada del túnel de viento (fachada Este) y el abastecimiento de materiales para la confección de maquetas (fachada Oeste), tributando directamente al área de almacén.

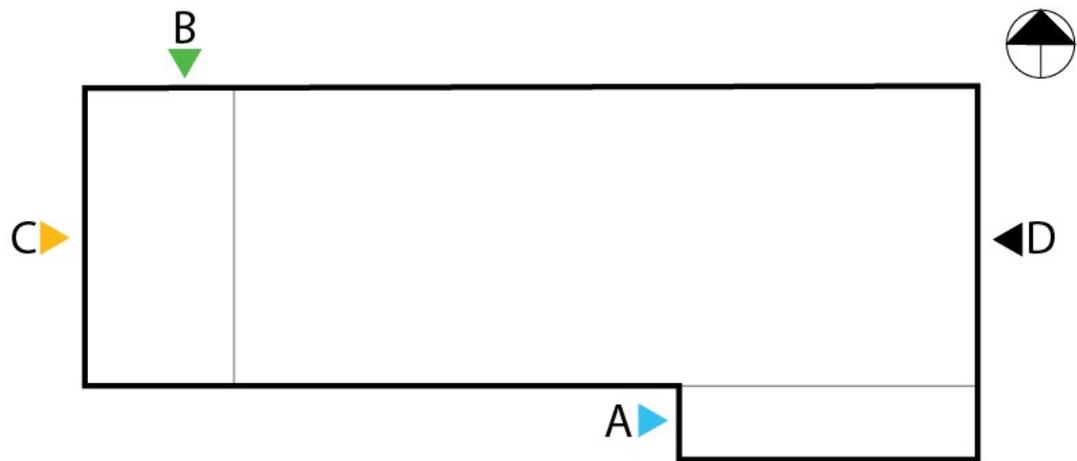


Figura 8: Accesos a la Nave. A) Principal. B) De trabajadores. C) De abastecimiento. D) De servicio



Figura 9: Elementos significativos de los accesos. a) Escalera integrada a una rampa. b) Parqueo de autos y bicicletas.

El proyecto se divide en tres áreas: protocolo, investigación y ensayos. La primera se ubica en un volumen existente, de geometría rectangular con 144 m², adosado a la estructura principal de la nave. Consta de un vestíbulo con visuales al área de ensayos y posibilidades de funcionar como galería donde se expongan maquetas o resultados de investigación. Como espacio principal de esta área se encuentra el salón de reuniones con capacidad mínima de 12 personas, y como secundarios el pantry y servicio sanitario, orientados hacia el Sur (Ver Figura 10).

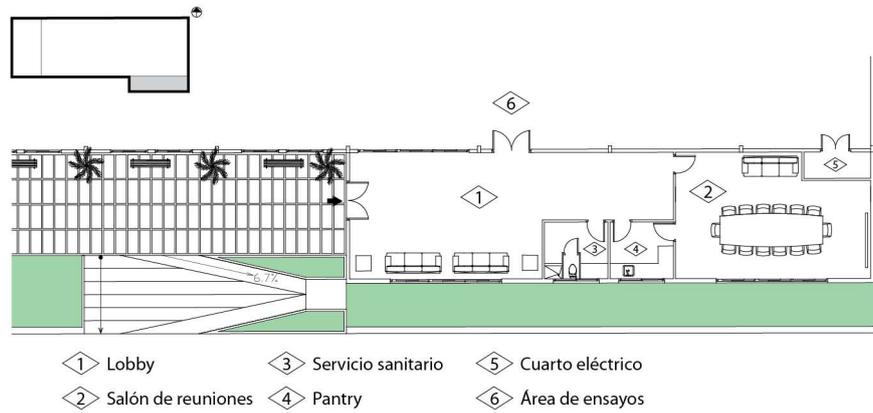


Figura 10: Distribución en planta del proyecto de nave para el túnel de viento. Área de protocolo.

El área de investigación, de 460 m² aproximadamente, cuenta con locales distribuidos en dos niveles para aprovechar el puntal de 7,80m en la zona central de la nave. En planta baja se encuentra un lobby de doble puntal, con acceso al área de ensayos, un servicio sanitario de dos cabinas y un taller para la confección de maquetas que serán sometidas a ensayos en el túnel de viento (Ver Figura 10). Este taller se comunica con el almacén y el área de ensayos, lo cual garantiza un flujo adecuado en el proceso productivo. En un segundo nivel, accediendo por una escalera desde el vestíbulo, se hallan los servicios sanitarios como continuidad vertical de las instalaciones y dos oficinas con visuales hacia el túnel de viento. Estas están catalogadas, una como dirección y otra como laboratorio, que tiene capacidad para mínimo ocho puestos de trabajo, un pequeño salón de reuniones y un pantry para los trabajadores. Además, se decide ahuecar la volumetría aprovechando el espacio resultante de la pendiente de la cubierta, para la realización de una terraza colindante con el laboratorio. Esta permite, además de brindar un espacio de calidad a los investigadores, facilitar el acceso a la cubierta para la ejecución de inspecciones y acciones de mantenimiento (Ver Figura 11).

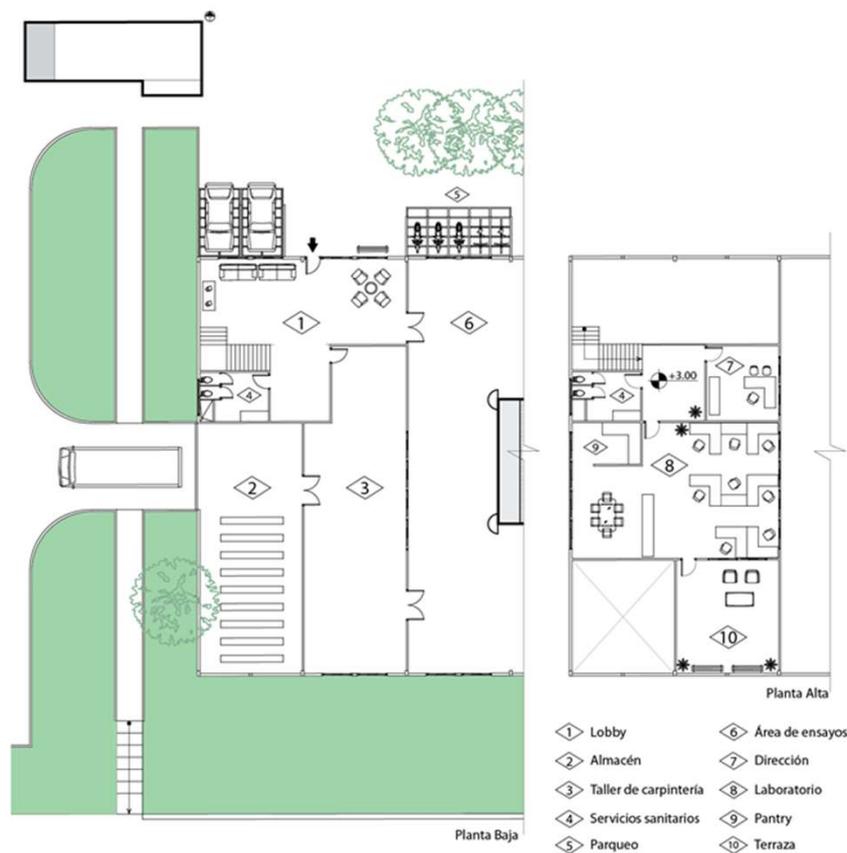


Figura 11: Distribución en planta del proyecto de nave para el túnel de viento. Área de investigación.

El espacio destinado a la colocación del túnel de viento o área de ensayos es la mayor, ocupando 1 440 m² lo cual responde a las dimensiones y requerimientos del equipamiento (Ver Figura 12). Está conformado por un único local de geometría rectangular (60m x 24m) donde el túnel se centra, pues debe existir simetría en el espacio para no alterar el flujo de aire.

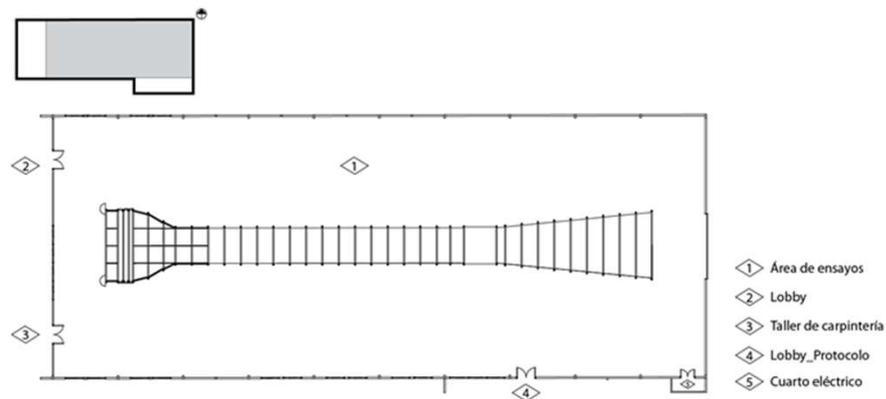


Figura 12: Distribución en planta del proyecto de nave para el túnel de viento. Área de ensayos.

Por la disposición de la nave, una de las cubiertas se encuentra totalmente orientada hacia el Sur. Esto constituye una oportunidad, de conjunto con la pendiente existente, para la colocación de paneles fotovoltaicos en toda su extensión (Ver Figura 13), alternados con tejas traslúcidas que potencian la iluminación natural del área de ensayos de manera cenital, atendiendo a los requerimientos dimensionales planteados con anterioridad (Ver Figura 14). Se concibe, además, dentro del diseño de la instalación, un cuarto técnico donde se podrán colocar baterías que almacenen la energía captada. Con ella se pretende satisfacer parte del consumo energético del inmueble. Así, el proyecto de nave para la colocación del túnel de viento cumplirá con requisitos de sustentabilidad a tono con la voluntad del país, en cuanto a la realización de acciones para aumentar la matriz energética con energías renovables y sostenibles.

De igual manera el proyecto tiene cabida para la implementación a mediano plazo de la domótica, automatizando procesos para lograr una mayor eficiencia energética; y la recolección de aguas pluviales, gracias a su propia estructura con cubiertas a dos aguas, para la reutilización en la descarga de los servicios sanitarios y el riego de las áreas verdes exteriores.



Figura 13: Colocación de paneles solares en la cubierta Sur de la nave.



Figura 14: Empleo de tejas traslúcidas en el área de ensayo.

2.3 Principales beneficios

Teniendo en cuenta las capacidades que pueden generarse a partir de la existencia del túnel de viento en Cuba, específicamente en la Universidad, se valora un gran impacto y beneficio para muchos sectores del país y no solo para el Ministerio de Educación Superior (MES). En el caso de este, se elevarían las capacidades didácticas e investigativas tanto de estudiantes como profesionales de la materia y se ampliarían los servicios científico-técnicos, esta vez en la rama de la ingeniería de viento, a los diferentes sectores beneficiarios a nivel nacional e incluso en la región del Caribe.

Uno de los principales beneficiarios sería el sector de la construcción, en particular el Ministerio de la Construcción (MICONS) y sus empresas de proyecto, las cuales podrían perfeccionar los diseños de edificaciones y del entorno urbano; así como a partir de los estudios, establecer regulaciones en el sector.

Esta herramienta tiene como parte de sus mayores empleos, como complemento a los análisis de PVR, los estudios de las construcciones frente a la acción del viento que incluyen obras industriales, turísticas, puentes y torres de transmisión eléctrica o de telecomunicaciones, tributando directamente a la Defensa Civil y a los Ministerios del Transporte (MITRANS), del Turismo (MINTUR) y de las Comunicaciones (MINCOM). De igual manera, el túnel de viento impactaría positivamente en el Ministerio de Energía y Minas (MINEM) a través de los estudios para la valoración del potencial eólico.

A escala urbana permitiría realizar estudios de confort peatonal y efectos de vecindad por nuevas inserciones edilicias en ambientes construidos de interés para el Instituto Nacional de Ordenamiento Territorial y Urbanismo (OTU).

Para entidades como el Instituto de Meteorología (INSMET), Agencia del Medio Ambiente (AMA) y el Ministerio de Ciencia, Tecnología y Medio Ambiente de Cuba (CITMA), encargados de dirigir la política ambiental, el túnel de viento facilitaría estudios sobre la calidad del aire y el PVR ante la acción de fuertes vientos. Con estos se posibilita el establecimiento de nuevas políticas con basamento científico para disminuir la dispersión de contaminantes vía aérea en el territorio nacional. Esto también es aplicable al Ministerio de la Agricultura (MINAGRI) pero desde el punto de vista de los daños que pueden provocar a los cultivos la incidencia de fuertes viento y el comportamiento de la dispersión de plagas vía aérea.

Por último, contar con este equipo ofrece al Ministerio de Industrias (MINDUS) y al Instituto Nacional de Deporte y Recreación (INDER), la posibilidad de perfeccionar los diseños mecánicos y rendimiento de atletas mediante la determinación de presiones, sobre equipos de ciclismo, atletismo y patinaje, respectivamente.

3. CONCLUSIONES



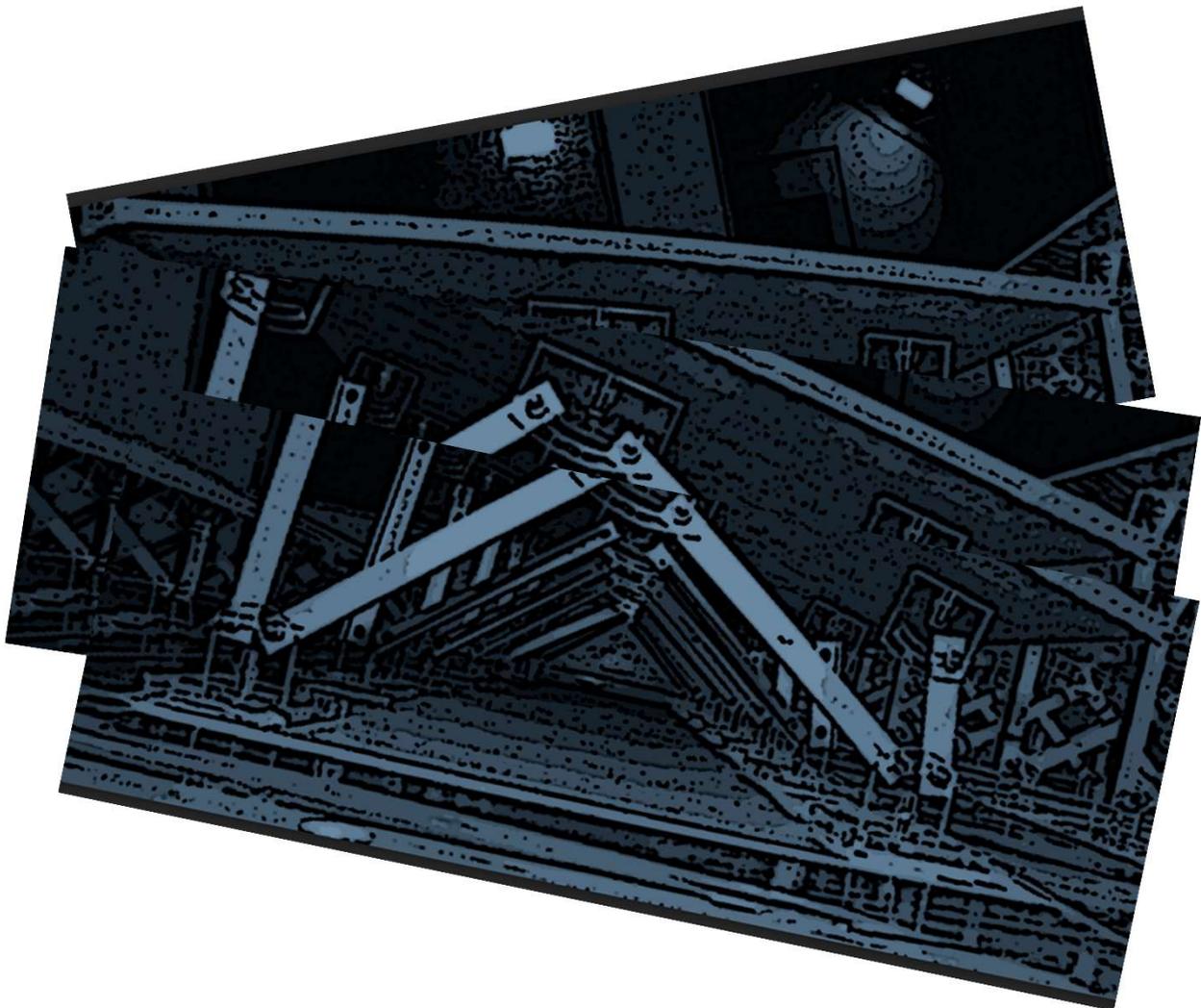
El túnel de viento de capa límite atmosférica es una herramienta con una amplia gama de aplicaciones en la actualidad. La no existencia de modelos matemáticos apropiados para estudiar y conocer la interacción del viento con las estructuras naturales o construidas por el hombre, y el costo de implementación para estudios a escala real, ha llevado a la realización de estudios experimentales a través de la simulación física del viento y de modelos a escala con la precisión y adecuación propias de un laboratorio.

Cuba no cuenta con un túnel de viento de CLA, por lo que este sería el primer túnel de su tipo y daría respuesta a las necesidades de todo el territorio nacional con un carácter científico experimental. Con la existencia de la herramienta se elevaría significativamente el potencial de investigación y experimentación de la Universidad, por lo que se propone la ejecución de este proyecto dentro del campus universitario.

El diseño del proyecto del túnel de viento tiene como premisa el aprovechamiento de estructuras existentes mediante su refuncionalización. La ubicación estratégica en la nave destinada actualmente al almacenamiento de recursos, además de mejorar la calidad del entorno en el que se emplaza, genera un gran área del conocimiento. Sus dimensiones satisfacen las necesidades de un equipo de esta envergadura y permiten un mayor aprovechamiento de la nave existente para el desarrollo de espacios donde se realizarán actividades como la gestión, confección, ensayo y análisis de resultados.

La construcción de un túnel de viento de capa límite atmosférica constituye la aplicación de la innovación en el campo de la ingeniería de viento a nivel nacional, en correspondencia con los ejes estratégicos plasmados en el Plan Nacional de desarrollo económico y social hasta 2030.

1. P. Hernández, "Presiones de viento para el cálculo de estructuras en Cuba", Revista de Ingeniería Civil, vol. 16, 1965
2. R. Blanco y C. Llanes, "Es la Norma Cubana NC 285:2003, pertinente para las Cargas de Viento que se desarrollan en la actualidad", Revista de Arquitectura e Ingeniería, vol. 5(1), pp 1-7, 2011.
3. C. Moreno y J.A. Medrano, "Análisis sobre la influencia de la turbulencia en la producción energética de las turbinas eólicas", Revista Ingeniería Energética, vol. 40, pp. 53-62, 2019.
4. A. Alfonso, G. Díaz y A.M. de la Peña, La ciudad compacta: arquitectura y microclima. 3ra Edición, 2009.
5. O. Coca, "Protección ante el viento de techos de asbesto cemento en viviendas", Revista Arquitectura y Urbanismo, vol. XLII, pp. 96-104, 2021.
6. P. Martín, V. Elena, A. Loredo-Souza and E. Camaño, "Experimental study of the effects of dish antennas on the wind loading of telecommunication towers". Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics, vol. 149, p 40-47, 2016.
7. A. López, V. Elena y J. Cataldo, "Experimentos en túnel de viento sobre paneles fotovoltaicos montados en el suelo", Revista Ingeniería de Construcción, vol. 34, pp. 15-24, 2019.
8. N. Fundora, E. Camaño, A. Loredo and V. Elena, "Coeficientes de forma en sección compuesta con ensayos en túnel de viento", Revista Ingeniería Hidráulica y Ambiental, vol. 41, pp. 85-99, 2020.
9. A. López, V. Elena y J. Cataldo, "Modelación de capa límite atmosférica para estudios de paneles solares en túnel de viento", Revista Ingeniería Hidráulica y Ambiental, vol. 38, pp. 52-64, 2017.
10. A.M. Mejías, "Diseño y análisis computacional para túnel de viento de baja velocidad". Universidad Carlos III de Madrid Escuela Politécnica Superior, 2012.
11. M.B.O García, "Diseño y construcción de un túnel de viento para la calibración de anemómetros en el Inamhi". Universidad Tecnológica Equinoccial, 2012.



Estudio De Carga De Viento Para Estructuras Soportes De Paneles Solares En Edificaciones Bajas

Study Of Wind Load For Support Structures Of Solar Panels In Low Buildings

Autores

Rigoberto Morales Hernández¹, Roberto Álvarez Hurtado de Mendoza², Alejandro López Llanusa³

¹ Ingeniero Civil, de la Universidad Tecnológica de La Habana "José Antonio Echeverría", Calle 114, #11901, e/ Ciclovía y Rotonda, Marianao, La Habana, Cuba. E-mail: : rigobermorher@civil.cujae.edu.cu

² Ingeniero Civil ,de Axial Sistemas Solares, Valencia , España E-mail: ralvarez@axialstructural.com

³Ingeniero Civil, Doctor en Ciencias, Universidad Tecnológica de La Habana "José Antonio Echeverría", Calle 114, #11901, e/ Ciclovía y Rotonda, Marianao, La Habana, Cuba. E-mail: alo@civil.cujae.edu.cu

RESUMEN

En la década del 80, los paneles fotovoltaicos eran muy caros y en Cuba sólo se utilizaban para casos excepcionales donde se hacía imposible llegar con líneas de transmisión eléctricas. En los últimos años se ha producido una disminución gradual de los precios de los paneles lo cual ha propiciado el desarrollo de una política para incrementar el número de parques fotovoltaicos a lo largo de todo el país en el periodo comprendido entre 2011 y 2022. Es una tendencia internacional la colocación de paneles solares sobre edificaciones (naves industriales, edificios, viviendas) debido a los altos costos que tiene el suelo en la actualidad, lo que atenta contra la utilización de esta fuente de energía. En Cuba, esta forma de colocación de los paneles no se encuentra bien aprovechada. La incorporación de la energía solar como fuente alternativa en las residencias y otros centros grandes consumidores de las ciudades cubanas es uno de los retos del Ministerio de Energía y Minas (MINEN). En este contexto, el espacio para ubicar los paneles tiene un papel decisivo y el empleo de las cubiertas de las edificaciones adquiere especial significación. Este trabajo tiene como objetivo ofrecer recomendaciones en cuanto a las características ideales que deben tener las cubiertas de edificaciones bajas para la colocación de estas estructuras teniendo en cuenta el efecto de la carga de viento. Se ejemplifican esas recomendaciones a través de un caso de estudio.

Palabras claves: Carga de Viento; Paneles Solares; Edificios Bajos, Coeficientes de Presión.

ABSTRACT:

In the 80's, photovoltaic panels were very expensive and in Cuba they were only used for exceptional cases where it was impossible to reach with electric transmission lines. In recent years there has been a gradual decrease in the prices of panels which has led to the development of a policy to increase the number of photovoltaic parks throughout the country in the period between 2011 and 2020. It is an international trend the placement of solar panels on buildings (industrial buildings, buildings, houses) due to the high costs of the soil currently, which threatens the use of this energy source. In Cuba, this way of placing the panels is not well exploited. The incorporation of solar energy as an alternative source in residences and other large consumer centers in Cuban cities is one of the challenges of the Ministry of Energy and Mines (MINEN). In this context, the space to locate the panels has a decisive role and the use of the roofs of the buildings acquires special significance. The purpose of this work is to offer recommendations regarding the ideal characteristics that low-level building roofs must have for the placement of these structures taking into account the effect of wind load. These recommendations are exemplified through a case study.

Keywords: Wind Load; Solar Panels; Low-Rise Buildings, Pressure Coefficients.

Nota Editorial: Recibido: Agosto 2022 Aceptado: Septiembre 2022

1. INTRODUCCIÓN

La energía solar es seguramente la más accesible de las energías renovables, lo que la convierte en un punto de atención mundial, pues permite la aplicación de paneles solares fotovoltaicos en varias escalas de servicios públicos y ofrece beneficios económicos a nivel individual y nacional.

Hoy en día, los paneles solares se utilizan cada vez más en edificios residenciales e industriales de baja altura con variedad de instalaciones y geometrías. Según su sistema de montaje se reconocen dos grupos principalmente: Energía Fotovoltaica Adjunta a Edificios (EFAE) y Fotovoltaica Integrada en los Edificios (EFIE) [1]. En esta última los módulos fotovoltaicos se integran a los componentes del edificio (es decir, el techo, la fachada o las ventanas) sustituyendo los elementos tradicionales de construcción, considerándose en este caso a los paneles solares como parte de la estructura. En el (EFAE) los paneles solares se fijan a las paredes o al techo del edificio (es decir, inclinados hacia arriba en techos planos, en paralelo a techos inclinados o montados en paredes). En este tipo de aplicación, los sistemas fotovoltaicos no son parte del sistema estructural del edificio, sino que se consideran adjuntos.

Los paneles solares montados sobre cubiertas en Cuba deben diseñarse para soportar el peso propio del conjunto y las cargas debido al viento. Estos sistemas son estructuras livianas y si no se suponen adecuadamente las presiones del viento en sus superficies, pueden provocar daños en los paneles. Para la obtención de estas presiones sobre los paneles solares frente al viento suelen emplearse ensayos a escala real [2-6], simulación computacional de fluidos (CFD, por sus siglas en inglés), [4, 7-13] y experimentos en túnel de viento de capa límite atmosférica [14-21]. Este último método es considerado el más confiable para la determinación de la carga sobre la estructura [1].

Según Alrawashdeh and Stathopoulos [1], el interés reciente en determinar la carga del viento para el diseño de paneles solares ha introducido datos de coeficientes de presión originados principalmente a partir de estudios de túneles de viento, generando recomendaciones tanto para la determinación de la carga de viento como para la instalación del panel. Luego de realizar ensayos en túnel de viento de capa límite atmosférica (ABLWT, por sus siglas en inglés) a modelos de paneles con diferentes escalas geométricas, estos autores concluyeron que no estimar correctamente la escala longitudinal de la turbulencia correspondiente a la escala geométrica utilizada puede llevar a sobreestimar o subestimar las presiones, en dependencia de la localización del panel. Recomiendan que al probar paneles solares en ABLWT se garantice que la proporción entre la altura del modelo y el tamaño de la escala de turbulencia se mantenga constante en relación con el viento natural. La amplia aplicación de arreglos de paneles fotovoltaicos (PV) en la azotea en edificios residenciales ha aumentado la importancia del diseño confiable y eficiente. El seguimiento de unas pautas de diseño adecuadas asegura el correcto funcionamiento del sistema, así como las implicaciones de seguridad en los alrededores durante eventos de viento extremo. En tales eventos, las presiones distribuidas en la superficie de los paneles fotovoltaicos pueden provocar daños estructurales considerables que impliquen la pérdida parcial o total del conjunto fotovoltaico, así como deterioros potenciales de las propiedades cercanas [5]. Naeiji, et al. [5] probaron modelos a gran escala de sistemas fotovoltaicos instalados en estructuras residenciales en el Centro de Investigación *Wall of Wind*. Los coeficientes de fuerza resultantes de todas las configuraciones ensayadas fueron codificados y presentados para diferentes áreas efectivas mientras se hacía una comparación entre los resultados de este estudio y los resultados de investigaciones previas. Sus hallazgos revelaron que la determinación de los coeficientes de fuerza máxima y mínima dependían principalmente del tipo de cubierta (plana, a dos aguas o a cuatro aguas) y del ángulo de inclinación del panel. Las máximas presiones, en el caso de los paneles inclinados, se obtuvieron para ángulos de ataque del viento de 315° en los techos planos y a dos aguas y de $337,5-0^\circ$ en los techos a cuatro aguas. A su vez, las máximas succiones netas ocurrieron para un ángulo de 225° , ya que el flujo generado por la edificación incide en la superficie inferior de los paneles más exteriores, separándose en sus bordes y causando altas succiones en la superficie superior del panel. Debido a esto, los paneles críticos para los tipos de cubierta analizados fueron los ubicados en las esquinas a barlovento. Otro de los resultados de este estudio fue que los coeficientes de fuerza de diseño para áreas efectivas más pequeñas eran significativamente más altos en comparación a estudios anteriores y normas existentes. Los autores atribuyen estas discrepancias a que la mayoría de los estudios previos no pudieron recrear características de flujo precisas debido a las pequeñas dimensiones de los modelos, además de que en estos estudios los paneles se ubicaban a una distancia conservadoramente lejana del borde de la cubierta por lo que no pudieron capturar las altas presiones que se observan principalmente en las zonas cercanas al borde. Chung, et al. [22] determinaron experimentalmente las cargas de viento en un panel solar independiente teniendo en cuenta ángulos de inclinación del panel entre 10° y 80° y ángulos de ataque del viento entre 0° y 180° . Obtuvieron que para grandes ángulos de inclinación ocurrían cargas localizadas significativas cerca del borde frontal del panel. Para ángulos de incidencia de $135^\circ - 150^\circ$ la formación de un fuerte vórtice en la esquina de barlovento da como resultado una mayor fuerza de sustentación en la mitad derecha del panel.

Radu, et al. [14] realizaron pruebas de túnel de viento en un conjunto de paneles solares montados en la parte superior de un edificio residencial de cinco pisos y notaron la reducción en los coeficientes medios de fuerza como resultado de los efectos de protección del edificio y de los paneles solares de las primeras filas. Stathopoulos, et al. [17] utilizan un modelo a escala 1:200 para examinar la influencia de factores como la altura de la edificación, la inclinación del panel, su localización y la dirección del viento. Presentando como resultado de que la dirección del viento que produce los mayores valores de los coeficientes de presiones es la de 135°. Con relación a la inclinación del panel concluyen que a medida que esta aumenta, también lo hacen los valores de las presiones. La altura de la edificación no es significativa en la mayoría de las configuraciones. Los paneles con los mayores coeficientes de fuerza neta fueron los más cercanos al borde de la cubierta. Estos autores también proponen un diagrama simplificado de la distribución de los coeficientes de presión para el diseño de paneles solares montados en tierra o en techos planos. Aly and Bitsuamlak [20] en su investigación en un túnel de viento de paneles solares adosados en techos residenciales inclinados, concluye que para estos casos las cargas que establece la ASCE7-10 [23] es mayor hasta un 35 % que la obtenida en los ensayos. Chowdhury et al. [12] estudiaron mediante CFD un modelo a escala 1:20 de un panel sobre un techo inclinado. Probaron varias separaciones entre la cubierta y el panel y llegaron a la conclusión de que con separaciones muy pequeñas se reducía el efecto de enfriamiento debido al viento, lo que derivaba en mayores pérdidas eléctricas. Según Wang, et al. [19] los coeficientes de fuerza pico (tanto negativos como positivos) sobre los paneles se ven significativamente reducidos con un aumento en la altura del parapeto de la cubierta para una dirección del viento de 0°. Con el viento a 180° un parapeto más alto tiende a generar un mayor valor de fuerza pico negativa. No obstante, tanto los coeficientes de presión neta como las presiones pico negativas promediadas en área tienden a ser menores con la presencia del parapeto. Aunque mucho más escasas que las pruebas aerodinámicas en túnel de viento, algunos investigadores han llevado a cabo pruebas de escala real en paneles solares (figura 1). Este tipo de ensayo contribuye a validar los resultados que se obtienen mediante otros métodos (túnel de viento, CFD), a la vez que permite evaluar el desempeño de los paneles ante condiciones climáticas reales.



Figura 1: Paneles montados sobre techo [2, 3].

A pesar de las numerosas investigaciones realizadas sobre paneles solares, dentro de los códigos y normas actuales para la obtención de la carga de viento sobre estructuras no se incluyen disposiciones para el diseño de los paneles solares propiamente. Se realizó una revisión de normas internacionales, incluyendo los códigos NBRS6123, de Brasil, CIRSOC 102, de Argentina, EN1991-1-4, de Europa, ASCE7-10 de Estados Unidos, AS/NZS1170.2, de Australia y Nueva Zelanda y NC-285 de Cuba y se encontró que las consideraciones para el diseño de techos libres inclinados con una sola pendiente presentan algunas similitudes con el tipo estructural y, en dependencia de sus características geométricas, pudieran emplearse. Además de las indicaciones que proveen estas normas, sirvieron de guía para el diseño y ubicación de los paneles las recomendaciones de los autores listadas anteriormente, adaptando estas sugerencias al presente caso de estudio. Para realizar el diseño de la estructura soporte para los paneles solares a ubicar en el edificio de Mecánica de Suelos se fijó la separación desde el borde de ataque del edificio hasta el borde del panel, ya que este parámetro influye en las presiones, coeficientes de protección y de forma según plantean Warsido, et al. [15]. Esto autores estudiaron tanto paneles sobre el terreno como sobre la cubierta de un edificio con características geométricas similares al del presente estudio. Emplearon varias separaciones (0,61 m, 1,22 m y 1,83 m) de la primera fila de paneles al borde de ataque del techo, lo que les permitió concluir que a medida que aumenta la separación se observa un comportamiento similar en cuanto a las presiones de la matriz montada sobre el terreno. En el presente estudio se trabajó con una separación de dos metros, tomada por facilidades constructivas de acuerdo con las características estructurales del edificio y que se ajusta con los resultados de Warsido, et al. [15]. El comportamiento antes descrito, posibilita que puedan ser empleados los estudios previos de López Llanusa [24] para el cálculo de la carga de viento.

La separación escogida entre en los laterales de la edificación y las estructuras a colocar fue de tres metros, de acuerdo con Warsido, et al. [15] que plantea que de no respetar estas separaciones las turbulencias que se generan de la interacción del viento con el borde de ataque del edificio afectan las presiones sobre los paneles.

2. DESARROLLO

La instalación objeto de estudio para el diseño de las estructuras soporte de paneles solares es el edificio de Mecánica de Suelos (ver figura 2), perteneciente a la facultad de Ingeniería Civil de la Universidad Tecnológica de La Habana José Antonio Echeverría (CUJAE). El edificio tiene características geométricas de 62 m de largo, 12 m de ancho y 7,3 m de altura.

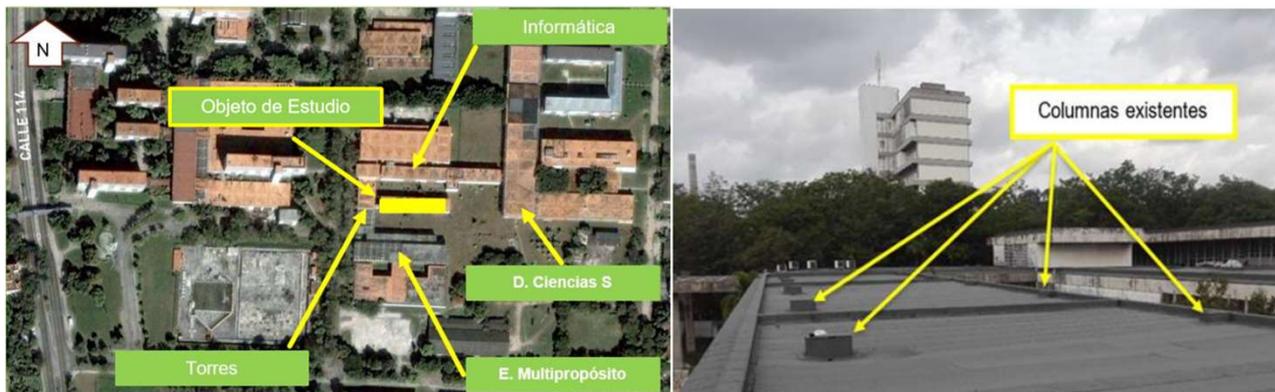


Figura 2: (a) Microlocalización de edificio objeto de estudio, (b) Columnas salientes en la estructura del edificio.

Partiendo del estudio del estado del arte realizado previamente, se determinó la ubicación de los paneles en la cubierta de forma tal que se lograra la optimización del diseño estructural y las afectaciones debido al viento fueran mínimas.

La estructura está compuesta por un reticulado que consta de dos vigas articuladas a las columnas existentes (figura 3a) que sobresalen del techo y sobre estas se apoyan cuatro vigas las cuales hacen función de soporte para los paneles solares. La primera fila de paneles solares se ubica a 2200 mm del borde de ataque del techo y 3000 mm de los bordes laterales (figura 3b). La separación entre las vigas secundarias (de eje a eje) es de 2350 mm para 15° y de 2700 mm para 23°. La cubierta presenta un área total de sol de 291 m² que representan unos 180 paneles solares. El peso de la estructura en acero es de 109 kN para las inclinaciones estudiadas.

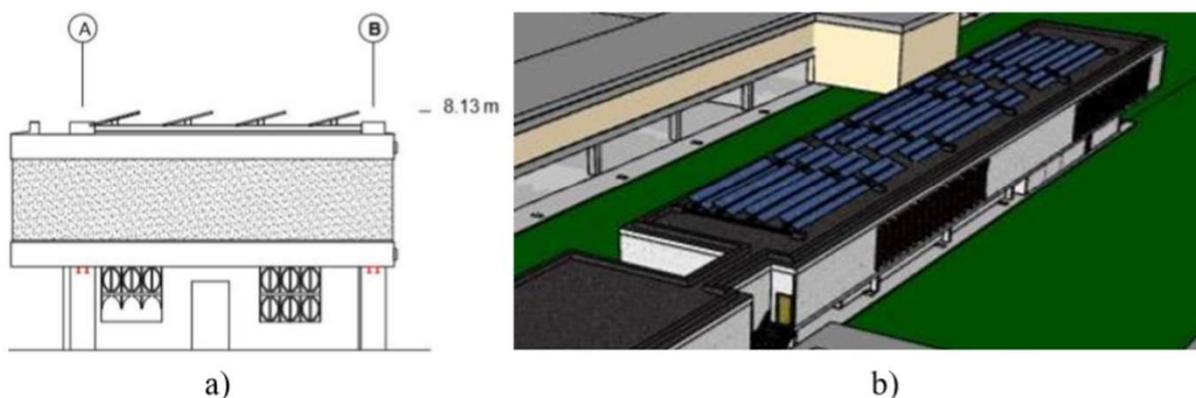


Figura 3: a) Esquema de la sección transversal y b) Distribución sobre la cubierta.

Un parámetro fundamental para lograr una mayor eficiencia energética es la inclinación del panel. Cuba se encuentra entre los 22° y 24° de latitud, por lo que la mayor captación solar se registra en estructuras de paneles que se encuentren en este rango de inclinación; sin embargo, la mayoría de los parques solares explotados hasta la actualidad en el país tienen estructuras con inclinación de 15°, por lo que a instancias de este estudio se trabajó con las dos inclinaciones: 15° por ser la más empleada y 23° por ser la recomendada [18]. La altura de las estructuras que se coloquen en el techo no debe ser menor de 25 cm, medida desde el nivel de cubierta hasta el borde bajo del panel, para evitar pérdidas eléctricas y garantizar ventilación de acuerdo a estudios realizados por la Facultad de Ingeniería Eléctrica de la Universidad [25].

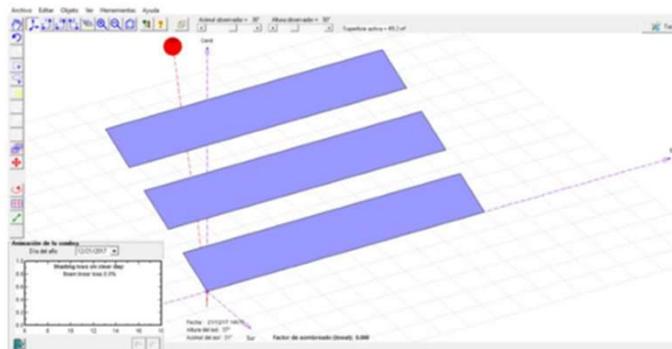


Figura 4: Determinación de la sombra que producen unos paneles sobre otros mediante el software PVSIT.

La separación entre filas de paneles es otros de los aspectos prefijados. Se obtiene mediante una modelación en el software PVSIT (ver figura 4), el cual ofrece la distancia mínima recomendada para evitar las pérdidas de captación eléctrica debido a la sombra; teniendo en cuenta que se desea aprovechar al máximo la superficie de la cubierta para tener la mayor generación eléctrica posible.

3. MODELACIÓN Y ANÁLISIS

Para la modelación, análisis y diseño de las variantes antes mencionadas se utilizó el software SAP2000v.20. Fue realizado un proceso de optimización a la estructura en cuanto a las dimensiones de los elementos, para reducir al mínimo posible el peso de acero. Fue necesario tener en cuenta las cuatro invariantes del proceso de modelación: forma, material, condiciones de apoyo y carga. Los elementos de la estructura fueron nombrados: Viga Principal (VP), Viga soporte panel (VSP) y Columna, ver figura 5. La viga principal se consideró articulada a las columnas que sobresalen de la cubierta. La unión viga principal - columna se analizó como empotrada y la unión viga principal con las vigas de soporte del panel se consideraron articuladas. El material utilizado fue A992Fy50.

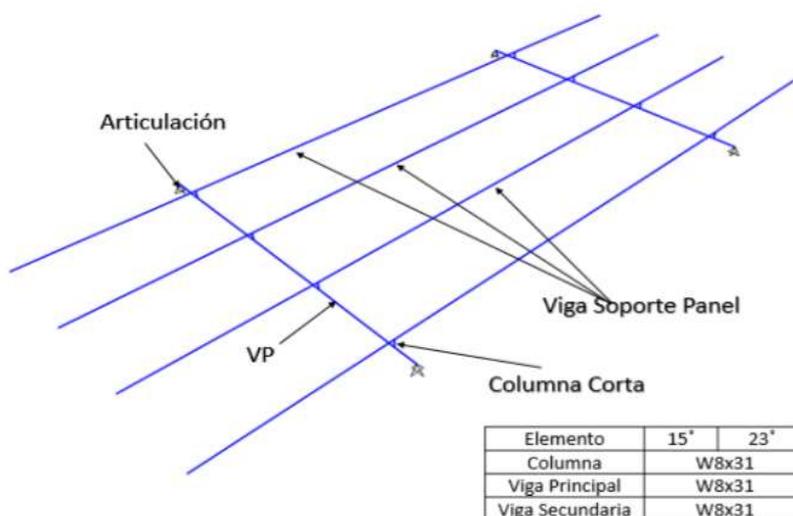


Figura 5: Esquema de los elementos estructurales con una tabla resumen de las secciones empleadas en el diseño.

Se consideraron: las cargas de peso propio de los elementos de las estructuras a partir del software empleado para el análisis, el peso de los paneles fotovoltaicos (20 kg cada panel) y la carga de viento actuante sobre la estructura según lo establecido en la norma cubana de viento [26]. Se utilizaron los coeficientes de forma propuestos por López Llanusa [24] en su tesis doctoral para paneles solares ubicados sobre el terreno; los cuales se pueden aplicar para paneles sobre edificios según Warsido, et al. [15], como se planteó previamente en la introducción del trabajo. Para el cálculo de las cargas de viento se tuvieron en cuenta las direcciones de 0°, 45°, 180°, 135° como se muestra en la figura 6 ya que según Stathopoulos, et al. [17] y López, et al. [27] son las más críticas para este tipo de estructuras.

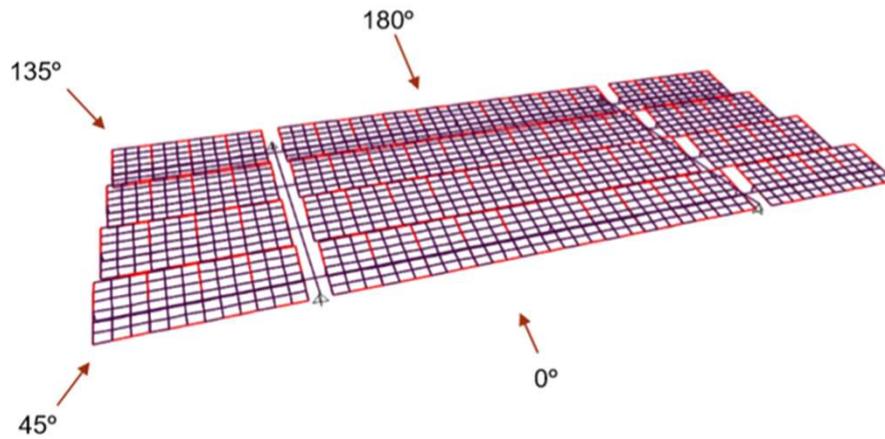


Figura 6: Direcciones de viento analizadas para la determinación de la estructura soporte de los paneles solares.

La presión de viento sobre la estructura se obtuvo empleando la ecuación (1) según lo que establece la norma [26]

$$q = q_{10} * Ct * Ch * Cs * (Cr * Cf * Cra) \text{ [kN/m}^2\text{]} \quad (1)$$

Dónde: q_{10} es la presión básica característica del viento para una recurrencia de 50 años y en zona 1 = 1,3 kN/m², C_t es el coeficiente de recurrencia para 50 años es 1, C_s es el coeficiente de sitio se tomó como 1, C_h es el coeficiente de altura para tipo de terreno B y con una altura de 7,5 m es igual a 0,65.

Los coeficientes de ráfaga (C_r), de reducción de área (C_{ra}) y de forma (C_f) se tomaron como un único valor de acuerdo con los ensayos realizados en el túnel de viento por López Llanusa [24]; para los ángulos de inclinación de 15° y 23°, la distribución resultante se muestra en la figura 7. En la tabla 1 y 2 se muestran los valores de coeficiente de protección por posición que se adoptaron para los casos de las direcciones de 0° y 180° por presentar cuatro filas de paneles.

Inclinación de 15°				Inclinación de 23°			
180°		0°		180°		0°	
-2,70	-1,66	0,34	0,55	-3,15	-2,84	0,61	1,00
-1,09	-1,03	0,74	1,26	-2,20	-1,77	1,45	1,84
-0,74	-0,60	1,39	1,56	-1,21	-0,98	1,96	2,25
-0,60		1,56		-0,98		2,25	
135°		45°		135°		45°	
-2,41	-2,11	1,30	0,82	-4,10	-2,93	1,79	1,38
-2,58	-0,85	1,36	0,90	-3,71	-1,26	2,30	1,52
		1,36	0,90			2,30	1,52

Figura 7: Distribución de las cargas de vientos para las cuatro direcciones analizadas (15° izquierda y 23° derecha).

Tabla 1: Coeficientes de reducción por posición para las direcciones de 0°

Coeficientes de reducción de la carga de viento para 0 m de separación entre columnas (0°)			
Fila	Separación entre filas		
	1 m	2 m	3 m
2	0,30	0,33	0,34
3	0,26	0,28	0,29

Tabla 2: Coeficientes de reducción por posición para las direcciones de 180°

Coeficientes de reducción de la carga de viento para 0 m de separación entre columnas (180°)			
Fila	Separación entre filas		
	1 m	2 m	3 m
2	0,38	0,67	0,80
3	0,62	0,74	0,73

Para el diseño de los elementos que componen la estructura se utilizaron las combinaciones de carga establecidas en la NC 450 [28], con el objetivo de que el diseño cuente con factores que consideren incertidumbres en los valores reales de las cargas, la duración, la simultaneidad de acción de las mismas y sus combinaciones más desfavorables. Las combinaciones de carga analizadas fueron

- 1.4 D
- 0.9 D + 1.4 CV 0°
- 0.9 D + 1.4 CV 45°
- 0.9 D + 1.4 CV 135°
- 0.9 D + 1.4 CV 180°
- 1.2 D + 1.4 CV 0°
- 1.2 D + 1.4 CV 45°
- 1.2 D + 1.4 CV 135°
- 1.2 D + 1.4 CV 180°

Donde (D) es la carga de peso propio de elementos estructurales y los paneles, y (CV) carga de viento según la dirección analizada.

Las direcciones de 0° y 45° son las que originan las mayores compresiones en los apoyos (tabla 3), mientras que en el caso de las tracciones son las direcciones 135° y 180° (tabla 4). Como se puede observar, al aumentar el grado de inclinación aumentan los valores de tracción y compresión respectivamente coincidiendo con las mismas direcciones de viento, excepto para el apoyo 1, que varía la dirección más desfavorable al cambiar la inclinación con respecto a la horizontal de 15° a 23°. Esto sucede porque cuando el panel se encuentra a 23° la carga de viento con dirección de 180° es predominante aun cuando existe efecto de protección de la primera fila sobre las restantes, tiene un valor muy elevado y genera en ese apoyo succiones mayores que la dirección de 135°.

Tabla 3. Compresión en reacciones de apoyo más desfavorables para 15° y 23°

Compresión en las reacciones de apoyo (kN)				
Reacción	15°	Combinación	23°	Combinación
1	44,609	1,2 D + 1,4 CV 0°	58,271	1,2 D + 1,4 CV 0°
2	37,94	1,2 D + 1,4 CV 45°	49,967	1,2 D + 1,4 CV 45°

Tabla 4: Tracción en reacciones de apoyo más desfavorables para 15° y 23°

Tracción en las reacciones de apoyo (kN)				
Reacción	15°	Combinación	23°	Combinación
1	-17,812	0,9 D + 1,4 CV 180°	-40,329	0,9 D + 1,4 CV 180°
2	-26,816	0,9 D + 1,4 CV 135°	-58,755	0,9 D + 1,4 CV 180°

4. CONCLUSIONES

Aunque en las normas de cálculo de cargas de viento (tanto nacionales como internacionales) no se consideran los paneles solares colocados sobre cubiertas, en la bibliografía analizada se encontraron diversos criterios a tener en cuenta para el diseño y ubicación de este tipo de estructuras. Estas recomendaciones fueron aplicadas en el presente caso de estudio con el objetivo de usarlo como referente en futuros proyectos que impliquen la instalación de paneles solares.

En el acápite de las condicionantes del proyecto se fijaron, a partir del estado del arte, las distancias mínimas de separación entre los bordes del techo y la primera fila de paneles, en aras de lograr un comportamiento similar al de estructuras de paneles solares colocadas a nivel de terreno. Estas separaciones pueden ser empleadas en todas las edificaciones bajas que cumplan con las características del objeto de estudio si se quisiera realizar un trabajo similar a este en el futuro (Ejemplo: los edificios de beca).

Partiendo del análisis realizado en este trabajo, se pueden brindar las siguientes recomendaciones para la instalación y diseño de paneles en cubierta:

Al ubicar los paneles se debe tener en cuenta una separación mínima entre estos y los bordes de la cubierta. Se aconsejan por lo menos dos metros al borde de ataque de la cubierta y tres metros a los laterales de la edificación. De esta forma se evitan los efectos de las turbulencias que se generan en el borde de la edificación. Debe existir además una distancia de al menos 25 cm entre el borde inferior del panel y la cubierta que permita la circulación del aire, lo que ayuda a evitar las pérdidas eléctricas por falta de enfriamiento del panel. La separación entre filas de paneles debe tener una distancia tal que minimice las pérdidas de captación debido a la sombra.

Debe prestarse especial atención a los paneles ubicados en las primeras filas, siendo el caso crítico las esquinas a barlovento, ya que en estos se generan mayores presiones debido a la formación de vorticidades. En caso de existir parapetos en la cubierta, estos deben considerarse al determinar la carga de viento ya que su presencia reduce significativamente los coeficientes de fuerza sobre los paneles.

Los resultados demuestran la necesidad de tener en cuenta en el análisis la dirección de incidencia del viento desde ángulos de 0° , 45° , 135° y 180° para llegar a las condiciones críticas de diseño en este tipo de estructura; corroborando los resultados obtenidos por López et al. [27].

Para el área superficial analizada, las pérdidas de captación con respecto al ángulo de inclinación no son representativas por lo que no constituyen un aspecto decisivo para la selección de variantes, centrándose el papel principal en los criterios estructurales.

1. Alrawashdeh and T. Stathopoulos, "Wind loads on solar panels mounted on flat roofs: Effect of geometric scale," *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, vol. 206, p. 104339, 2020/11/01/ 2020. <https://doi.org/10.1016/j.jweia.2020.104339>
2. G. S. Wood, R. O. Denoon, and K. Kwok, "Wind loads on industrial solar panel arrays and supporting roof structure," *Wind and Structures*, vol. 4, no. 6, pp. 481-494, 2001.
3. C. P. W. Geurts and R. D. J. M. Steenbergen, "Full scale measurements of wind loads on stand-off photovoltaic systems," in *Proceedings of the Fifth European and African Conference on Wind Engineering Florence, Italy, 2009*.
4. G. T. Bitsuamlak, A. K. Dagnew, and J. Erwin, "Evaluation of wind loads on solar panel modules using CFD," in *The Fifth International Symposium on Computational Wind Engineering (CWE)*, Chapel Hill, North Carolina, USA, 2010. <http://dx.doi.org/10.1139/cjce-2013-0537>.
5. Naeiji, F. Raji, and I. Zisis, "Wind loads on residential scale rooftop photovoltaic panels," *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, vol. 168, pp. 228-246, 2017. <https://doi.org/10.1016/j.jweia.2017.06.006>
6. R. Braun et al., "Peak Wind Effects on Low-Rise Building Roofs and Rooftop PV Arrays," in *6th American Association for Wind Engineering Workshop (online)*, Clemson University, Clemson, SC, USA, 2021.
7. M. Shademan and A. Naghib-Lahouti, "Effects of aspect ratio and inclination angle on aerodynamic loads of a flat plate," *Advances in Aerodynamics*, vol. 2, no. 1, p. 14, 2020. <http://dx.doi.org/10.1186/s42774-020-00038-7>
8. M. Shademan, R. Barron, R. Balachandar, and H. Hangan, "Numerical simulation of wind loading on ground-mounted solar panels at different flow configurations," *Canadian Journal of Civil Engineering*, vol. 41, no. 8, pp.728-738, 2014. <http://dx.doi.org/10.1139/cjce-2013-0537>
9. Y.-Y. Wu, S.-Y. Wu, and L. Xiao, "Numerical study on convection heat transfer from inclined PV panel under windy environment," *Solar Energy*, vol. 149, pp. 1-12, 2017. <https://doi.org/10.1016/j.solener.2017.03.084>
10. J. Wang, P. Van Phuc, Q. Yang, and Y. Tamura, "LES study of wind pressure and flow characteristics of flat-roof-mounted solar arrays," *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, vol. 198, p. 104096, 2020. <https://doi.org/10.1016/j.jweia.2020.104096>
11. G. P. Reina and G. De Stefano, "Computational evaluation of wind loads on sun-tracking ground-mounted photovoltaic panel arrays," *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, vol. 170, pp. 283-293, 2017. <https://doi.org/10.1016/j.jweia.2017.09.002>
12. M. G. Chowdhury, D. Goossens, H. Goverde, and F. Catthoor, "Experimentally validated CFD simulations predicting wind effects on photovoltaic modules mounted on inclined surfaces," *Sustainable Energy Technologies and Assessments*, vol. 30, pp. 201-208, 2018. <https://doi.org/10.1016/j.seta.2018.10.005>
13. Agarwal, H. Irtaza, and K. Shahab, "Aerodynamic Wind Pressure on Solar PV Arrays Mounted on Industrial Pitched Roof Building," in *International Conference on Recent Advances in Engineering & Science (ICRAES-2020)*, 2020: Innovations in Engineering & Science.
14. Radu, E. Axinte, and C. Theohari, "Steady wind pressures on solar collectors on flat-roofed buildings," *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, vol. 23, pp. 249-258, 1986. [http://dx.doi.org/10.1016/0167-6105\(86\)90046-2](http://dx.doi.org/10.1016/0167-6105(86)90046-2)
15. W. P. Warsido, G. T. Bitsuamlak, J. Barata, and A. G. Chowdhury, "Influence of spacing parameters on the wind loading of solar array," *Journal of Fluids and Structures*, vol. 48, pp. 295-315, 2014. <http://dx.doi.org/10.1016/j.jfluidstructs.2014.03.005>
16. J. Cao, A. Yoshida, P. K. Saha, and Y. Tamura, "Wind loading characteristics of solar arrays mounted on flat roofs," *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, vol. 123, Part A, pp. 214-225, 2013. <http://dx.doi.org/10.1016/j.jweia.2013.08.014>
17. T. Stathopoulos, I. Zisis, and E. Xypnitou, "Local and overall wind pressure and force coefficients for solar panels," *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, vol.125, pp.195-206, 2014. <http://dx.doi.org/10.1016/j.jweia.2013.12.007>
18. E. López, V. ; Cataldo, J., "Wind Tunnel Experiments on Ground-Mounted Photovoltaic Solar Panels," *Revista Ingeniería de Construcción RIC*, vol. 34, no 1, pp. 15-24, 2019. <http://dx.doi.org/10.4067/S0718-50732019000100015>

19. J. Wang, Q. Yang, and Y. Tamura, "Effects of building parameters on wind loads on flat-roof-mounted solar arrays," *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, vol. 174, pp. 210-224, 2018. <https://doi.org/10.1016/j.jweia.2017.12.023>
20. M. Aly and G. Bitsuamlak, "Wind-induced pressures on solar panels mounted on residential homes" *Journal of Architectural Engineering*, vol. 20, no. 1, p. 04013003, 2013. [http://dx.doi.org/10.1061/\(ASCE\)AE.1943-5568.0000132](http://dx.doi.org/10.1061/(ASCE)AE.1943-5568.0000132).
21. C.-C. Chou, P.-H. Chung, and R.-Y. Yang, "Wind loads on a solar panel at high tilt angles," *applied sciences*, vol. 9, no. 8, p. 1594, 2019. <http://dx.doi.org/10.3390/app9081594>
22. P.-H. Chung, C.-C. Chou, R.-Y. Yang, and C.-Y. Chung, "Wind loads on a PV array," *Applied Sciences*, vol. 9, no. 12, p. 2466, 2019. <http://dx.doi.org/10.3390/app9122466>
23. *Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures*, ISBN 978-0-7844-1085-1, 2010.
24. López Llanusa, "Determinación de coeficientes de presión para paneles fotovoltaicos dentro de un parque bajo la acción del viento," Tesis doctoral, Universidad Tecnológica de La Habana, José Antonio Echeverría (CUJAE), Universidad Tecnológica de La Habana, José Antonio Echeverría (CUJAE), 2017.
25. R. Díaz Santos, M. Castro Fernández, A. Santos Fuentefría, and M. J. I. E. Vilaragut Llanes, "Análisis de la influencia del ángulo de inclinación en la generación de una central fotovoltaica," *Ingeniería Energética*, vol. 39, no. 3, pp. 146-156, 2018.
26. *Norma Cubana: Carga de viento. Método de cálculo*, 2003.
27. López, E. D. León, V. B. Elena, and J. Cataldo, "Estudio de coeficientes de presión en paneles solares frente a la acción del viento," *Revista Cubana de Ingeniería*, vol. 7, pp. 35-44, 2016.
28. *Edificaciones-Factores de Carga o Ponderación-Combinaciones*, 2006.