

# Revista Ciencia y Construcción



# Consejo Editorial

## **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 Frómeta 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

Consejo Editorial	02
Sumario	03-04
Sección 1: Artículos de Investigación	05
Diseño Optimizado De Redes De Distribución De Agua Mediante Programación No Lineal <i>Fredy Alejandro Aguirre Morales</i> <i>Juan Carlos Berrú Cabrera</i> <i>Marco Antonio Tacurí Rivas</i> <i>Javier Oyola Estrada</i>	06-19
Variabilidad De La Resistencia A Compresión De Los Hormigones Empleados En Edificaciones De La Habana En El Siglo XX <i>Alejandro Fernández Domínguez</i> <i>Juan J. Howland Albear</i> <i>Alfredo M. del Castillo Serpa</i>	20-28
Estudio De Cargas Para Diseño De Pavimentos En Tramos De La Vía Colectora Paso Lateral-Portoviejo <i>Juan Marcelo Arias Quijije</i> <i>José Adrián Navarrete Falcones</i> <i>Eduardo Tejeda Piusseaut</i>	29-42
Influencia De La Longitud Del Elemento Enlace En El Comportamiento De Pórticos Excéntricos De Acero <i>Luis Alfredo Ormeño Bazurto</i> <i>Stalin Alcívar</i>	43-57

# Sumario 1

Efecto En La Resistencia A CBR De Un  
Material Granular Por La  
Contaminación Con Un Suelo  
Arcilloso

*Aida Ivanna Maldonado López  
Carla Gisell Sandoval Arteaga  
Eduardo Tejeda Piusseaut*

58-68

Análisis De La Influencia Del  
Módulo De Reacción Del  
Cimiento En El Estado Tensional  
Del Pavimento Rígido Mediante  
El Software EverFE

*James Alejandro Montes Zambrano  
José Adrián Viteri Sánchez  
Edwin Alexander Rodríguez Veliz*

69-79

Análisis No Lineal Dinámico  
Incremental De Marcos Especiales A  
Momento Compuestos (C-SMF)

*Gilbert Adrián Añazco Campoverde  
Paul André Añazco Campoverde  
Freddy Leonardo Espinoza Urgilés*

80-94

Análisis Del Flujo Vehicular,  
Capacidad Y Nivel De Servicio En El  
Anillo Vial Conformado Por Las  
Avenidas Luis Ángel León Román,  
Arizaga, 25 De Junio Y Alejandro  
Castro Benites

*Darwin Michael Chuquirima Yaguachi  
Gilbert Adrián Añazco Campoverde  
Paul André Añazco Campoverde  
Carlos Eugenio Sanchez Mendieta*

95-  
107

Sumario 2



# Artículos de Investigación

# 1

## *Diseño Optimizado De Redes De Distribución De Agua Mediante Programación No Lineal.*

*Optimized Design Of Water Distribution  
Networks Using Nonlinear Programming.*

### **Autores**

**Fredy Alejandro Aguirre Morales**

Magíster en Ingeniería Ambiental, Universidad Técnica de Machala,  
[faguirre@utmachala.edu.ec](mailto:faguirre@utmachala.edu.ec); <https://orcid.org/0000-0002-1592-5044>

**Juan Carlos Berrú Cabrera**

PhD en Ciencias Ambientales, Magíster en Gestión de la Construcción, Magíster en Docencia  
Universitaria e Investigación, Universidad Técnica de Machala  
[jberru@utmachala.edu.ec](mailto:jberru@utmachala.edu.ec); <https://orcid.org/0000-0003-0505-9135>

**Marco Antonio Tacurí Rivas**

Magíster en Ingeniería de la Construcción, Universidad Técnica de Machala,  
[mtacuri@utmachala.edu.ec](mailto:mtacuri@utmachala.edu.ec); <https://orcid.org/0000-0002-7466-8076>

**Javier Oyola Estrada**

Magister en Gestión de la Construcción, Magister en Ingeniería en Vialidad y Transportes,  
Universidad Técnica de Machala,  
[eoyola@utmachala.edu.ec](mailto:eoyola@utmachala.edu.ec); <https://orcid.org/0000-0002-4710-681X>

# Diseño Optimizado De Redes De Distribución De Agua Mediante Programación No Lineal.

# 1

## RESUMEN

En la búsqueda de soluciones eficientes para mejorar los sistemas de agua potable en regiones con recursos limitados, el uso de la programación no lineal ha emergido como un método prometedor para optimizar el diseño de redes de distribución de agua. Este enfoque permite identificar los diámetros mínimos de tuberías necesarios para minimizar los costos de implementación, mientras se cumplen todas las restricciones hidráulicas necesarias para un funcionamiento eficiente. La investigación presentada demuestra que, a través de la aplicación de modelos matemáticos no lineales, es posible alcanzar un equilibrio entre los costos y las especificaciones técnicas requeridas, como la presión y la velocidad del agua en la red, logrando mantener las ecuaciones de conservación de masa y energía en cada nodo y tramo de la red, respectivamente. Utilizando herramientas accesibles como hojas de cálculo con complementos como Solver, los ingenieros pueden implementar estos modelos en sus proyectos, facilitando el diseño óptimo que garantiza la adecuada distribución del agua a todos los puntos de consumo. Los resultados indican que en todos los casos estudiados se han cumplido las normativas y requisitos mínimos, asegurando caudales adecuados en cada punto de la red. Este avance no solo optimiza los recursos económicos, cada vez más escasos en países en desarrollo, sino que también promueve la adopción de prácticas de diseño más eficientes y accesibles para los ingenieros dedicados a la planificación de infraestructuras críticas como son los sistemas de agua potable.

**Palabras claves:** diseño optimizado, Epanet, programación no lineal, redes de distribución de agua

## ABSTRACT

In the quest for efficient solutions to improve potable water systems in regions with limited resources, the use of nonlinear programming has emerged as a promising method to optimize the design of water distribution networks. This approach allows for identifying the minimum pipe diameters necessary to minimize implementation costs while meeting all the hydraulic constraints required for efficient operation. The presented research demonstrates that through the application of nonlinear mathematical models, it is possible to achieve a balance between costs and the technical specifications required, such as pressure and water velocity in the network, maintaining the conservation equations of mass and energy in each node and segment of the network, respectively. By utilizing accessible tools like spreadsheets with add-ons such as Solver, engineers can implement these models in their projects, facilitating the optimal design that guarantees the adequate distribution of water to all consumption points. The results indicate that in all studied cases, the regulations and minimum requirements have been met, ensuring adequate flow rates at each point in the network. This advancement not only optimizes the increasingly scarce economic resources in developing countries but also promotes the adoption of more efficient and accessible design practices for engineers dedicated to the planning of critical infrastructures such as potable water systems.

**Keywords:** optimized design, Epanet, non-linear programming, water distribution networks

**Nota Editorial: Recibido: Mayo 2024 Aceptado: Diciembre 2024**

## 1. INTRODUCCIÓN

El agua es el recurso más importante para la vida y está asociada a diferentes aspectos de la civilización humana, desde la subsistencia hasta la producción y el desarrollo económico. A pesar de esto, el abastecimiento de agua sigue siendo un grave problema a nivel mundial. Según la OMS, hasta el año 2017 un tercio de la población mundial no tenía acceso al servicio de agua potable en sus viviendas [1].

En Ecuador, si bien la cobertura de agua potable alcanzó el 84.4% en 2023 [2], persisten brechas significativas en zonas rurales y urbano-marginales. Ante esta realidad, se propone una red de distribución hipotética como herramienta para optimizar el diseño y la gestión de sistemas de abastecimiento de agua; este modelo servirá como referencia para futuros proyectos, permitiendo reducir costos y mejorar la eficiencia en la entrega del servicio, contribuyendo así a ampliar la cobertura y garantizar el acceso universal a este recurso vital.

Una red de distribución de agua es un conjunto de tuberías, accesorios y diversas estructuras que conducen agua desde los tanques de almacenamiento hasta las conexiones domiciliarias e hidrantes para control de incendios. Su finalidad es abastecer de agua para consumo doméstico, comercial, industrial y público, la red debe prestar el servicio de forma continua, en cantidad suficiente, con la calidad establecida y la presión adecuada [3].

Las redes de distribución de agua potable son estructuras muy importantes que entregan agua desde las plantas de tratamiento hasta los usuarios finales. El diseño de las redes es un problema complejo, en el que el diseñador busca el diseño óptimo para garantizar que el servicio sea continuo y de calidad [4].

Los diámetros de las tuberías entre los nudos o conexiones pueden variar, esta situación hace que el comportamiento y diseño de la red sea complejo, por lo que el principal desafío que enfrentan los ingenieros es lograr una solución que cumpla con determinadas restricciones de caudal y presión, a un costo razonable [5].

El comportamiento del agua en una red de distribución está gobernado por ecuaciones lineales, que son la conservación de la masa en los nudos, y ecuaciones no lineales, las de conservación de la energía en cada malla. En la etapa de diseño, el problema es muy complejo, debido a que existen múltiples combinaciones de diámetros de tuberías que cumplen con las restricciones de carácter hidráulico. Sin embargo, al incluir la variable costo de las tuberías, se incrementa el número de variables, lo que dificulta encontrar una solución óptima [6].

Desde 1970, se han venido investigando diferentes metodologías para lograr diseños óptimos de redes de agua potable, con el objetivo de lograr soluciones más económicas. Para la solución de este problema se han empleado diferentes técnicas de optimización como algoritmos genéticos, simulated annealing, técnicas de programación lineal y no lineal [7].

En el presente trabajo se ha utilizado la programación no lineal por medio del complemento Solver de la hoja de cálculo Excel de tal manera que se ajusten los valores de las celdas variables, diámetros y caudales hasta que se cumplan los límites de las celdas de restricción de presiones y velocidades y den el resultado en la celda objetivo que corresponde al costo mínimo de la red.

Para esto se ha tomado como referencia una red de agua potable con dos mallas y ocho tramos de tuberías. Conocida la estructura de la red, se planea el sistema de ecuaciones de conservación, así como las restricciones a cumplir y se programa la hoja de cálculo, para que busque entre las múltiples opciones de combinación de diámetros una solución que se ajuste al mínimo costo de la red.

**Objetivo general:** Optimizar el diseño de redes de agua potable mediante la determinación de los diámetros mínimos de las tuberías y la reducción del costo total, cumpliendo con todas las restricciones técnicas establecidas, utilizando programación no lineal.

### Objetivos específicos:

- Diseñar una red de agua potable mallada cumpliendo con los principios de conservación de la masa, energía y restricciones de velocidades y presiones.
- Emplear herramientas computacionales accesibles, como el Excel y su complemento Solver, para facilitar el diseño de redes de agua potable eficientes y económicas.
- Analizar el impacto del modelo desarrollado, en función del costo de la red, considerando diámetros discretos ajustándose a los requerimientos de diseño de redes malladas.

## 2. METODOLOGÍA

Cuando se proyecta una red se pueden tener dos escenarios, el primero, es el análisis de una red que permite conocer su funcionamiento identificando todos sus elementos longitudes y diámetros de tuberías, cotas y caudales de los nudos, tanques, bombas, etc.; con esta información se puede obtener los caudales y presiones en los diferentes puntos de la red. El otro escenario es el diseño en el que deben seleccionarse los diámetros de las tuberías y por ende los caudales para que el sistema funcione de manera óptima [8].

Sin embargo, hay distintos aspectos que deben tenerse en cuenta en el diseño de la red para que el diseño sea óptimo, tales como la operación y mantenimiento, por lo que se añaden variables de naturaleza hidráulica y económica. Para el presente proyecto solamente se han considerado los costos de construcción y entre estos al rubro más representativo que representan las tuberías [9].

Se ha utilizado un modelo matemático de programación no lineal para el dimensionamiento económico de redes malladas, en el que los diámetros y caudales de los tramos son las variables a determinar, cumpliendo con las presiones mínimas establecidas dentro de un rango de velocidades recomendadas, tomando en cuenta que el agua es distribuida desde un tanque que tiene cota conocida [10].

La función objetivo a minimizar en el diseño de redes de agua potable es la suma de los costos de cada tramo de tubería, buscando reducir el costo total del sistema sin comprometer su funcionamiento hidráulico, en este caso se ha considerado solamente el costo de las tuberías que representa el 60 % del presupuesto de construcción de toda la red.

La representación matemática de la función objetivo es la siguiente:

$$\text{Min } C = \sum_{i=1}^{nt} L_i C_i \quad (1)$$

Donde C= Costo de la red de distribución en dólares.

$C_i$ = Costo unitario por metro de tubería de diámetro  $i$ .

$L_i$ = Longitud de la tubería del tramo  $i$  en m.

$nt$ = Número de tramos

El principio de conservación de la masa establece que el caudal que ingresa al nudo debe ser igual al que sale del mismo.

$$\sum_{i=1}^n Q_i = \sum_{j=1}^n Q_j \quad (2)$$

Donde:

$Q_i$ = caudales que ingresan al nudo

$Q_j$ = caudales que salen del nudo

$n$ = número de nudos

El principio de conservación de la energía establece que la sumatoria de las pérdidas de energía en una malla es igual a cero.

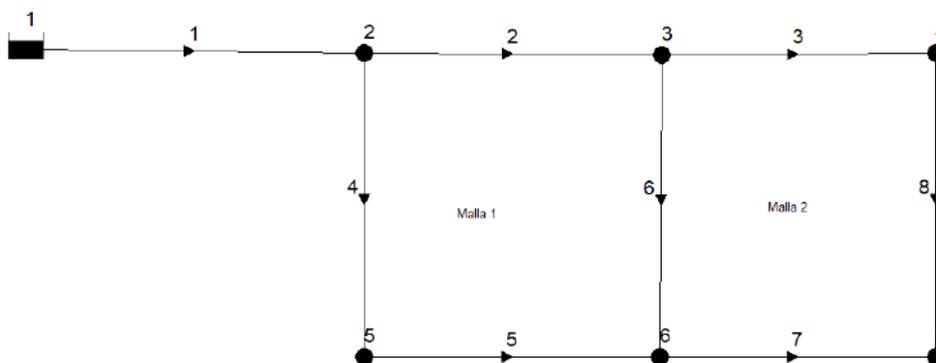
$$\sum_{i=1}^m hf_i = 0 \quad (3)$$

Donde:

$hf_i$  = pérdida de energía debido a la fricción en el tubo  $i$

$m$ = número de tubos en la malla.

Para el análisis y modelación, se ha considerado una red de distribución de agua, mostrada en la Figura 1, que funciona a gravedad, la misma que se abastece desde un tanque y está compuesta por dos mallas, con 8 tramos de tubería y 7 nodos. Además, la presión en cada nudo debe ser igual o superior al mínimo de 10 m, según lo establecido por la norma ecuatoriana, y las velocidades deben mantenerse entre 0.60 m/s y 2.50 m/s.



**Figura 1:** Red mallada abastecida desde un tanque

La información referente a las tuberías se muestra en la Tabla 1

**Tabla 1: Datos de las tuberías**

Tramo	Coefficiente de Hazen – Williams C	Longitud (m)
1	140	1000
2	140	500
3	140	500
4	140	500
5	140	500
6	140	500
7	140	500
8	140	500

Los datos de los nudos se muestran en la Tabla 2

**Tabla 2: Cota y caudales en los nudos**

Nudo	Cota nudo(m)	Caudal demandado en el nudo qi(l/s)
1	25,00	0,00
2	0,00	4,00
3	0,00	7,00
4	0,00	5,00
5	0,00	10,00
6	0,00	8,00
7	0,00	6,00

El costo por metro de tuberías de PVC ha sido determinado en base a sus precios referenciales de mercado, para el efecto se utilizó el método de los mínimos cuadrados para obtener una ecuación tipo potencial que representa el costo de un metro de tubería en función del diámetro interior [11].

$$C_u = 0,000944 * D^{1.959377} \quad (4)$$

Donde:

$C_u$  =Costo de la tubería de PVC en dólares/metro

$D$  =Diámetro interior del tubo en milímetros.

Las pérdidas por fricción han sido calculadas utilizando la fórmula de Hazen – Williams.

$$hf = \frac{10.674 L Q^{1.852}}{C^{1.852} D^{4.871}} \quad (5)$$

Donde:

$L$  = Longitud de la tubería en metros.

$Q$  = Caudal en m<sup>3</sup>/s.

$C$  = Coeficiente de Hazen – Williams

$D$  = Diámetro interior de la tubería en metros.

Para el presente caso se han despreciado las pérdidas menores que se producen en los accesorios.

Aplicando el principio de conservación de la masa en cada nudo se tiene las ecuaciones en cada nudo, mostradas en la Tabla 3.

**Tabla 3:** Ecuaciones de conservación de la masa en cada nudo de la red

Nudo	Ecuación en cada nudo
2	$Q_1 = Q_2 + Q_4 + Q_{n2}$
3	$Q_2 = Q_3 + Q_6 + Q_{n3}$
4	$Q_3 = Q_8 + Q_{n4}$
5	$Q_4 = Q_5 + Q_{n5}$
6	$Q_5 + Q_6 = Q_7 + Q_{n6}$
7	$Q_7 + Q_8 = Q_{n7}$

Aplicando las ecuaciones de conservación de la energía en cada malla, se obtienen las siguientes ecuaciones. Se ha asumido la dirección del flujo en base a la estructura de la red y se ha considerado que las pérdidas de energía en sentido horario son positivas y en el antihorario negativas [12].

Malla 1

$$hf_2 + hf_6 - hf_4 - hf_5 = 0 \quad (12)$$

Malla 2

$$hf_3 + hf_8 - hf_6 - hf_7 = 0 \quad (13)$$

Para la red analizada en el presente trabajo se plantean ocho ecuaciones no lineales, si los diámetros fueran conocidos el problema se puede resolver por métodos como el de Newton – Raphson o matriciales. Pero en el caso de diseño se tienen diez y seis incógnitas por lo que no se podría aplicar los métodos antes mencionados.

Se ha considerado que existen 11 diámetros disponibles en tubería de PVC para ser utilizados en el diseño, los cuales se muestran en la tabla 4.

**Tabla 4:** Diámetros de las tuberías

No.	Diámetro interior (mm)
1	333,30
2	295,40
3	234,40
4	187,60
5	150,00
6	131,60
7	103,20
8	84,40
9	70,40
10	59,00
11	47,00

Considerando que se tiene 8 tramos de tubería y 11 diámetros factibles de utilizar, se pueden presentar  $11^8 = 2,14 \times 10^8$  posibles combinaciones de diámetros lo que confirma la complejidad del problema de diseño solamente en esta red que es relativamente pequeña [13].

Cuando no se dispone de herramientas tecnológicas apropiadas la manera de resolver este tipo de problemas es utilizar la prueba y error, pero resulta ser un método ineficiente y se hace imposible la solución debido a la enorme cantidad de posibles combinaciones.

Tradicionalmente se ha utilizado la programación lineal que consiste en transformar las ecuaciones no lineales en lineales para facilitar la resolución, hasta lograr aproximar los diámetros discretos disponibles que estén más cercanos a los teóricos calculados, pero el inconveniente de este método es que estos algoritmos no pueden obtener óptimos globales y en ocasiones se obtienen soluciones inadecuadas que no son factibles [14].

En la programación no lineal se trata de resolver un sistema de igualdad y desigualdades sujetas a varias restricciones, las cuales pueden ser lineales o no lineales. El objetivo es maximizar o minimizar la función objetivo [15].

El análisis y diseño de un sistema de red de agua potable es una tarea compleja que demanda mucho tiempo. Actualmente existen softwares de uso comercial como Watercad, Mike, Hidrasoftware, etc. que realizan el diseño de sistemas de tuberías, pero son costosos y se requiere de capacitaciones permanentes, por lo que no están al alcance de los ingenieros en los países en vías de desarrollo [16].

En el presente trabajo se ha utilizado la hoja de cálculo Excel con su complemento Solver con el método de resolución GRG que usa el Algoritmo de Gradiente Reducido Generalizado para optimizar problemas no lineales. Este algoritmo fue desarrollado por León Lasdon, de la Universidad de Texas en Austin, y Allan Waren, de la Universidad Estatal de Cleveland [17].

En la tabla 5, se muestran los datos ingresados a la hoja de cálculo,

**Tabla 5:** Datos de los tramos de tubería

Tramo	Caudal Q (l/s)	Diámetro (mm)	Coefficiente de HW	Longitud (m)	Velocidad (m/s)	Pérdida de energía por fricción hf (m)	Precio Unitario \$	Precio Total \$
1	40,0	231,0	140	1000	1,0	3,666	40.40	40,396.39
2	19,0	175,3	140	500	0,8	1,767	23.51	11,753.68
3	7,5	126,0	140	500	0,6	1,573	12.32	6,161.31
4	17,0	160,0	140	500	0,8	2,260	19.66	9,832.25
5	7,0	122,3	140	500	0,6	1,630	11.61	5,805.22
6	4,5	97,5	140	500	0,6	2,124	7.45	3,723.21
7	3,5	86,4	140	500	0,6	2,444	5.88	2,940.44
8	2,5	72,6	140	500	0,6	2,995	4.18	2,090.82
Total								82,703.31

Las columnas que corresponden a Tramo, Coeficiente de Hazen – Williams y Longitud son datos de la red.

Las columnas de Caudal y Diámetro son los valores suministrados por el complemento Solver de Excel que cumplen con las restricciones establecidas para que el costo total de la red sea mínimo.

La columna de velocidad es calculada con la Ecuación de Continuidad, que establece que la velocidad es igual a:

$$V = \frac{4Q}{\pi D^2} \quad (14)$$

Donde:

$V$  = Velocidad media en m/s.

$Q$  = Caudal que fluye por el tramo de tubería en m<sup>3</sup>/s.

$D$  = Diámetro interior de la tubería en m.

La pérdida de energía por fricción ha sido calculada utilizando la fórmula de Hazen – Williams. Las presiones dinámicas calculadas para cada nudo se muestran en la tabla 6.

**Tabla 6:** Datos de los nudos

Nudo	Caudal en el nudo qi(l/s)	Cota del terreno (m)	Presión dinámica (m)	Ecuación de continuidad en el nudo.
1	0,00	25,00	0,00	0,000
2	4,00	0,00	21,33	0,000
3	7,00	0,00	19,57	0,000
4	5,00	0,00	17,99	0,000
5	10,00	0,00	19,07	0,000
6	8,00	0,00	17,44	0,000
7	6,00	0,00	15,00	0,000

Las columnas que corresponden a Nudo, Caudal en el nudo y Cota del terreno son datos de la red.

La presión dinámica se calcula aplicando la ecuación de la energía entre el tanque de almacenamiento y el nudo, con la siguiente fórmula:

$$\frac{P_i}{\gamma} = z_1 - hf_{acumulada} - z_i \quad (16)$$

Donde:

$\frac{P_i}{\gamma}$  = Presión dinámica en el nudo i en metros.

$z_1$  = cota del tanque de almacenamiento en metros.

$hf_{acumulada}$  = Sumatoria de las pérdidas por fricción en los tramos que unen el tanque con el nudo i en metros.

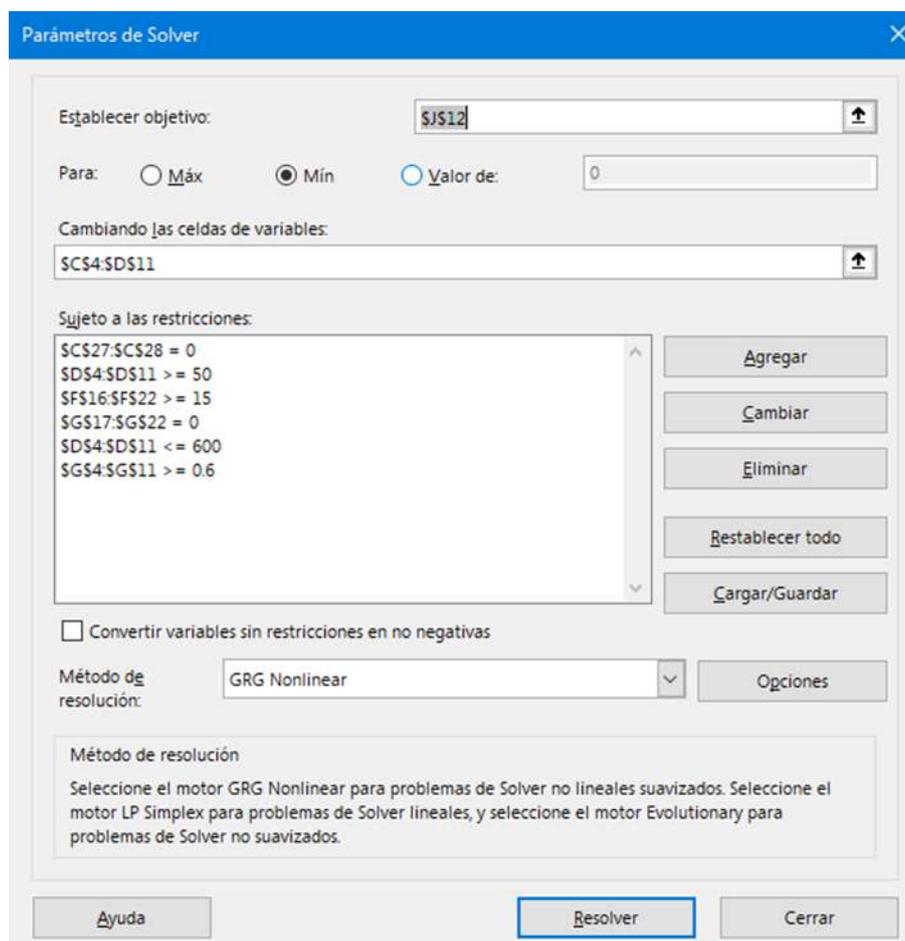
$z_i$  = Cota del terreno en el nudo i en metros.

Las Normas de Diseño para sistemas de agua potable y alcantarillado para poblaciones urbanas establecen que la presión en la red de distribución de agua potable debe estar entre 10 y 50 mca, para el presente caso se ha establecido una presión mínima de 15 mca.

En la columna de ecuación de continuidad de cada nudo se establecen las ecuaciones de conservación de la masa, que indican que los caudales que ingresan a cada nudo deben ser iguales a los que salen del nudo.

En la columna de la ecuación de conservación de la energía se plantean las ecuaciones correspondientes de cada malla que deben ser iguales a cero.

En la hoja de cálculo Excel, utilizando el complemento Solver, observada en la Figura 2, se establecen las celdas correspondientes al objetivo, las celdas que contienen las variables a cambiar, las restricciones que deben cumplirse y el método de resolución GRG Nonlinear.



**Figura 2:** Parámetros para la resolución con Solver

La celda objetivo es la que contiene el presupuesto de la red, es decir la sumatoria de los precios de cada tramo de tubería. Esta celda es la que debe tener un valor mínimo.

Las celdas variables son las que contienen los diámetros interiores de las tuberías y los caudales que circulan en cada tramo.

Las restricciones se refieren a que la velocidad en cada tramo sea mayor a 0.60 m/s, las presiones dinámicas se encuentren entre la mínima establecida en el proyecto que es 15 mca, hasta un máximo de 50 mca, y las que calculan que la sumatoria de caudales en los nudos y de pérdidas de energía en las mallas sean iguales a cero, según se observa en la Tabla 7.

**Tabla 7:** Ecuaciones de la energía en cada malla

Malla No.	Ecuación de la energía en cada malla
I	0,00
II	0,00

En vista de que se está utilizando el método de programación no lineal se escoge el método de resolución GRG Non Linear.

### 3. RESULTADOS Y DISCUSIÓN

A continuación, el problema fue resuelto mediante la herramienta Solver que busca entre miles de combinaciones de diámetros de tuberías la solución que se ajuste al mínimo costo cumpliendo con todas las restricciones ya indicadas,

En la siguiente, Tabla 8, se muestra la solución obtenida:

**Tabla 8:** Solución obtenida con Solver de Excel

Tramo	Caudal Q (l/s)	Diámetro (mm)	Coefficiente de HW	Longitud (m)	Velocidad (m/s)	Pérdida de energía por fricción hf (mca)	Precio Unitario \$	Precio Total \$
1	40,0	231,0	140	1000	1,0	3,666	40,40	40.396,39
2	19,0	175,3	140	500	0,8	1,767	23,51	11.753,68
3	7,5	126,0	140	500	0,6	1,573	12,32	6.161,31
4	17,0	160,0	140	500	0,8	2,260	19,66	9.832,25
5	7,0	122,3	140	500	0,6	1,630	11,61	5.805,22
6	4,5	97,5	140	500	0,6	2,124	7,45	3.723,21
7	3,5	86,4	140	500	0,6	2,444	5,88	2.940,44
8	2,5	72,6	140	500	0,6	2,995	4,18	2.090,82
							Total	<b>82.703,31</b>
Restricciones								
Nudo	Cota nudo (m)	Caudal en el nudo qi (l/s)	Cota del terreno (m)	Presión dinámica (m)	Ecuación de continuidad en el nudo.			
1	25,00	0,00	25,00	0,00	0,000			
2	0,00	4,00	0,00	21,33	0,000			
3	0,00	7,00	0,00	19,57	0,000			
4	0,00	5,00	0,00	17,99	0,000			
5	0,00	10,00	0,00	19,07	0,000			
6	0,00	8,00	0,00	17,44	0,000			
7	0,00	6,00	0,00	15,00	0,000			
Malla No.	Ecuación de la energía en cada malla							
I	0,00							
II	0,00							

Los diámetros obtenidos corresponden a valores teóricos que cumplen con todas las restricciones. El costo total de la red es de \$82,703.31. Para una solución definitiva, estos diámetros deben ajustarse a los disponibles para el proyecto, como se indicó en la Tabla 4.

Cabe indicar que los caudales corresponden a esos diámetros teóricos, por lo que al colocar los diámetros reales debe recalcularse los caudales, velocidades y presiones nuevamente.

Para el presente caso los diámetros adoptados para las tuberías, mostrados en la Tabla 9, se han considerado los de la Tabla 4 que sean mayores o iguales a los teóricos calculados

**Tabla 9:** Solución obtenida para los diámetros de las tuberías

Diámetro calculado por Solver (mm)	Diámetro adoptado (mm)
231,04	234,40
175,26	187,60
126,05	131,60
160,00	187,60
122,27	131,60
97,47	103,20
86,41	103,20
72,61	84,40

Una vez que se dispone de los diámetros de las tuberías, el problema se convierte en el análisis de la red para determinar las presiones y los caudales en las tuberías, verificando además las restricciones impuestas.

Para el efecto se ha utilizado EPANET, que es un programa que permite realizar simulaciones en periodos prolongados (uno o varios días) del comportamiento hidráulico y de la evolución de la calidad del agua en redes de suministro a presión. Una red puede estar formada por tuberías, nudos, bombas, válvulas y tanques de almacenamiento o embalses. EPANET efectúa un seguimiento de la evolución de los caudales en las tuberías, las presiones en los nudos, los niveles en los depósitos, y la concentración de las especies químicas presentes en el agua, a lo largo del periodo de simulación, discretizado en múltiples intervalos de tiempo [18].

Es importante señalar que EPANET interpreta la altura como la cota piezométrica, es decir, la presión se obtiene al restar la cota del terreno a la cota piezométrica.

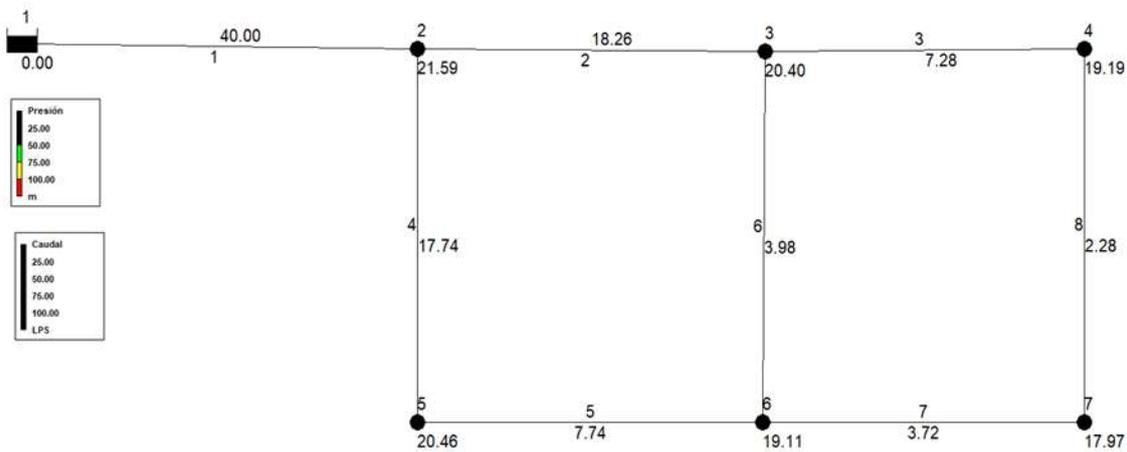
Una vez ingresados los datos al programa mencionado, se procede a la simulación obteniendo los resultados que se muestran en las Figuras 3, 4 y 5.

ID Nudo	Cota m	Demanda LPS	Altura m	Presión m	Calidad
Conexión 2	0	4.00	21.59	21.59	0.00
Conexión 3	0	7.00	20.40	20.40	0.00
Conexión 4	0	5.00	19.19	19.19	0.00
Conexión 5	0	10.00	20.46	20.46	0.00
Conexión 6	0	8.00	19.11	19.11	0.00
Conexión 7	0	6.00	17.97	17.97	0.00
Embalse 1	25	-40.00	25.00	0.00	0.00

**Figura 3:** Resultados en los nudos mediante EPANET

ID Línea	Longitud m	Diámetro mm	Rugosidad	Caudal LPS	Velocidad m/s	Pérd. Unit. m/km	Factor de Fricción
Tubería 1	1000	234.4	140	40.00	0.93	3.41	0.018
Tubería 2	500	187.6	140	18.26	0.66	2.36	0.020
Tubería 3	500	131.6	140	7.28	0.54	2.42	0.022
Tubería 4	500	187.6	140	17.74	0.64	2.24	0.020
Tubería 5	500	131.6	140	7.74	0.57	2.71	0.022
Tubería 6	500	103.2	140	3.98	0.48	2.59	0.023
Tubería 7	500	103.2	140	3.72	0.44	2.28	0.023
Tubería 8	500	84.4	140	2.28	0.41	2.45	0.024

**Figura 4:** Resultados de los tramos mediante EPANET



**Figura 5:** Caudales y presiones obtenidas mediante EPANET

Para comprobar los resultados obtenidos por EPANET, se ha utilizado otra hoja de cálculo en la que se ingresaron los diámetros reales de las tuberías. Nuevamente se utilizó el complemento Solver para resolver el sistema de 8 ecuaciones con igual cantidad de incógnitas, mostradas en la Tabla 10, las cuales son ahora los caudales que circulan por las tuberías.

**Tabla 10:** Ecuaciones de conservación de la masa y la energía

Ecuación	Observaciones
$Q_1 = Q_2 + Q_4 + Q_{n2}$	Nudo 2
$Q_2 = Q_3 + Q_6 + Q_{n3}$	Nudo 3
$Q_3 = Q_8 + Q_{n4}$	Nudo 4
$Q_4 = Q_5 + Q_{n5}$	Nudo 5
$Q_5 + Q_6 = Q_7 + Q_{n6}$	Nudo 6
$Q_7 + Q_8 = Q_{n7}$	Nudo 7
$r_2 Q_2^{1.852} + r_6 Q_6^{1.852} - r_4 Q_4^{1.852} - r_5 Q_5^{1.852} = 0$	Malla 1
$r_3 Q_3^{1.852} + r_8 Q_8^{1.852} - r_6 Q_6^{1.852} - r_7 Q_7^{1.852} = 0$	Malla 2

$$\text{Donde: } r = \frac{10.674 L}{C^{1.852} D^{4.871}} \quad (17)$$

Para el cálculo del término r para cada tramo, los valores de L, C y D son conocidos.

En la Tabla 11, se detallan los resultados, aplicando el complemento Solver para resolver el sistema de 8 ecuaciones con igual número de incógnitas. Se puede observar que se cumple la condición de que las presiones en los nudos sean mayores a 15 mca. de igual manera que las ecuaciones de conservación de la masa en cada nudo y de energía en cada malla sean iguales a cero. El costo total de la red es de \$92.957.64.

Si se compara con los hallazgos revelados con el programa EPANET, se puede observar que son similares, lo que demuestra que la hoja de cálculo permite obtener resultados satisfactorios para el análisis y diseño de redes de distribución de agua potable, además es de fácil manejo para el ingreso de datos y la obtención de los resultados.

Se debe anotar que, a pesar de que la hoja de cálculo permite determinar los diámetros de las tuberías de manera muy sencilla, no sustituye el criterio técnico que debe tener el diseñador para realizar el trazado de la red tomando en cuenta otros aspectos como el ambiental, socioeconómico, de operación y mantenimiento.

**Tabla 11: Resultados del diseño de la red**

Tramo	Caudal Q (l/s)	Diámetro teórico (mm)	Diámetro adoptado (mm)	Coefficiente de HW	Longitud (m)	Velocidad (m/s)	Pérdida de energía por fricción hf (mca)	Precio Unitario \$/m	Precio Total \$
1	40,000	231,0	234,4	140	1000	0,93	3,417	41,55	41.553,96
2	18,261	175,3	187,6	140	500	0,66	1,183	26,86	13.429,57
3	7,279	126,0	131,6	140	500	0,54	1,211	13,41	6.704,45
4	17,739	160,0	187,6	140	500	0,64	1,121	26,86	13.429,57
5	7,739	122,3	131,6	140	500	0,57	1,357	13,41	6.704,45
6	3,982	97,5	103,2	140	500	0,48	1,295	8,33	4.163,89
7	3,721	86,4	103,2	140	500	0,45	1,143	8,33	4.163,89
8	2,279	72,6	84,4	140	500	0,41	1,227	5,62	2.807,84
								<b>Total \$</b>	<b>92.957,64</b>
<b>Restricciones</b>									
Nudo	Cota nudo (m)		q en nudo (l/s)	Cota (m)	P. Disp (mca)	Eq contin. en nudo			
1	0,000		0,00	25,00	0,00	0,000			
2	0,000		4,00	0,00	21,58	0,000			
3	0,000		7,00	0,00	20,40	0,000			
4	0,000		5,00	0,00	19,19	0,000			
5	0,000		10,00	0,00	20,46	0,000			
6	0,000		8,00	0,00	19,10	0,000			
7	0,000		6,00	0,00	17,96	0,000			
Malla No.	Ecuación de la energía en cada malla								
I	0,000								
II	0,000								

#### 4. CONCLUSIONES

El presente trabajo permitió, diseñar una red de agua potable mallada, obteniendo los diámetros teóricos que luego han sido ajustados a diámetros discretos, cumpliendo con todas las restricciones hidráulicas establecidas incluyendo la variable costo de la red como función objetivo a minimizar. Cumplido en el diseño de la red, los principios de conservación de la masa y de la energía, así como las restricciones establecidas previamente.

La integración de herramientas computacionales, como la hoja de cálculo Excel equipada con el complemento Solver, es de fácil manejo para los diseñadores y estudiantes de Ingeniería Civil, ya que permite obtener la combinación de los diámetros teóricos óptimos, los cuales han sido ajustados a diámetros discretos con el objetivo de realizar un análisis de la red y verificar su funcionamiento hidráulico, además, los resultados han sido verificados con el programa EPANET, para garantizar su efectividad y modelar la red en varios escenarios posibles.

Este estudio permitió identificar las ventajas y posibles desafíos al aplicar esta metodología en proyectos reales. También, permitió observar el comportamiento de las presiones dentro de la red en función de límites seguros y eficientes. A futuro se podrá incluir una valoración económica de costos a largo plazo, en donde se podrá incluir aspectos fundamentales como el mantenimiento, la vida útil de los materiales y el consumo energético.

En una futura investigación se podrá enlazar los programas Excel y EPANET, para facilitar el ingreso de los datos de la red y aprovechar la capacidad del simulador para modelar la red en otros aspectos importantes como simulador en periodo extendido y de calidad del agua.

- [1] M. Qiu, M. Housh, and A. Ostfeld, "A Two-Stage LP-NLP Methodology for the Least-Cost Design and Operation of Water Distribution Systems," *Water*, vol. 12, no. 5, p. 1364, May 2020. <https://doi.org/10.3390/w12051364>
- [2] Inec, "Medición de los ODS en Ecuador," *Boletín INEC*, 2023.
- [3] H. Mala-Jetmarova, N. Sultanova, and D. Savic, "Lost in Optimization of Water Distribution Systems? A Literature Review of System Design," *Water*, vol. 10, no. 3, p. 307, Mar. 2018. <https://doi.org/10.3390/w10030307>
- [4] Trębicka, A. Numerical modeling and rational methods of water supply network operations in environmental engineering systems. *Appl Water Sci* 13, 18 Jan. 2023. <https://doi.org/10.1007/s13201-022-01819-9>
- [5] Sutharsan, M. E. Optimizing the water distribution network of community water supply using different computer simulation techniques. *Journal of Science of the University of Kelaniya*, 16(1), 01-14. May. 2023. <http://doi.org/10.4038/josuk.v16i1.8070>
- [6] O. M. Awe, S. T. A. Okolie, and O. S. I. Fayomi, "Optimization of Water Distribution Systems: A Review," *J. Phys. Conf. Ser.*, vol. 1378, p. 022068, Dec. 2019. <http://doi.org/10.1088/1742-6596/1378/2/022068>
- [7] H. Mala-Jetmarova, A. Barton, and A. Bagirov, "A History of Water Distribution Systems and their Optimization," *Water Sci. Technol. Water Supply*, vol. 15, no. 2, pp. 224–235, Feb. 2015. <https://doi.org/10.2166/ws.2014.115>
- [8] A. Chavan and U. L. Deshpande, "Design of Optimised Water Distribution System for Rural India with Reference To Jambhali, District-Satara, Maharashtra," *Journal of Indian Water Works Association*, vol. LII, no. July September 2020, pp. 65–70, jul. 2020. [\[Google Scholar\]](#)
- [9] N. Kourbasis, M. Patelis, S. Tsitsifli, and V. Kanakoudis, "Optimizing Water Age and Pressure in Drinking Water Distribution Networks," vol. 2, no. 1, p. 51, Sep. 2020. <https://doi.org/10.3390/environsciproc2020002051>
- [10] M. Niazkari and S. H. Afzali, "Analysis of water distribution networks using MATLAB and Excel spreadsheet: Q-based methods," *Comput. Appl. Eng. Educ.*, vol. 25, no. 2, pp. 277–289, Mar. 2017. [\[Google Scholar\]](#)
- [11] A. Moghaddam, A. Alizadeh, A. Faridhosseini, A. N. Ziaei, and D. F. Heravi, "Optimal design of water distribution networks using simple modified particle swarm optimization approach," *Desalination Water Treat.*, vol. 104, pp. 99–110, Jan. 2018. <https://doi.org/10.5004/dwt.2018.21911>
- [12] J. Saldarriaga, "Hidraulica de Tuberías." 2015.
- [13] R. Mansouri, H. Torabi, M. Hoseini, and H. Morshedzadeh, "Optimization of the Water Distribution Networks with Differential Evolution (DE) and Mixed Integer Linear Programming (MILP)," *J. Water Resource Prot.*, vol. 7, no. 09, pp. 715–729, Aug. 2015. <https://doi.org/10.4236/jwarp.2015.79059>
- [14] Y. Wang, V. Puig, and G. Cembrano, "Non-linear economic model predictive control of water distribution networks," *J. Process Control*, vol. 56, pp. 23–34, Aug. 2017. [\[Google Scholar\]](#)
- [15] F. J. Martínez-Solano, P. L. Iglesias-Rey, J. G. Saldarriaga, and D. Vallejo, "Creation of an SWMM Toolkit for Its Application in Urban Drainage Networks Optimization," *Water*, vol. 8, no. 6, p. 259, Jun. 2016. , <https://doi.org/10.3390/w806>
- [16] M. R. Pinnto, M. A. H. de Castro, J. M. C. Barbosa, and J. V. F. Maia Júnior, "Dimensionamento econômico otimizado de redes de distribuição de água considerando custos de manutenção," *Eng. Sanit. Ambient.*, vol. 22, no. 1, pp. 145–153, 2017. <https://doi.org/10.1590/S1413-41522016140349>
- [17] D. Singh, P. S. Mahar, and R. P. Singh, "Optimal Design of Gravity-Fed Sewer Lines Using Linear Programming," *Journal of The Institution of Engineers (India): Series A*, vol. 100, no. 4, pp. 719–729, Dec. 2019. <https://doi.org/10.1007/s11831-023-09944-7>
- [18] A. Saad, A. Abdulkarim, A. Emran, F. Abdulsalam, M. Abdolgawad, and A. Saleh, "Hydraulic design of water distribution network by using AutoCAD and EPANET softwares: Case study," *Indian Journal of Science*, 2020, [10.13140/RG.2.2.22396.16007](https://doi.org/10.13140/RG.2.2.22396.16007)

# 2

## *Variability of the compressive strength of concretes used in buildings of Havana in the 20th century*

*Variabilidad De La Resistencia A Compresión De Los Hormigones Empleados En Edificaciones De La Habana En El Siglo XX*

### **Autores**

**Alejandro Fernández Domínguez**

MSc. Ingeniero Civil, Universidad Tecnológica de la Habana “José Antonio Echevarría” CUJAE, La Habana,

[afernandezd@civil.cujae.edu.cu](mailto:afernandezd@civil.cujae.edu.cu); <https://orcid.org/0000-0001-5792-3031>

**Juan J. Howland Albear**

Dr. Ingeniero Civil, Juan J. Howland Albear, Universidad Tecnológica de la Habana “José Antonio Echevarría” CUJAE, La Habana,

<https://orcid.org/0000-0002-8022-6645>

**Alfredo M. del Castillo Serpa**

Dr. Ingeniero Eléctrico, Alfredo M. del Castillo Serpa Universidad Tecnológica de la Habana “José Antonio Echevarría” CUJAE, La Habana,

<https://orcid.org/0000-0001-5051-8324>

# 2

## Variability of the compressive strength of concretes used in buildings of Havana in the 20th century

### RESUMEN

La evaluación de estructuras de hormigón armado depende de la correcta determinación de la resistencia a compresión del hormigón. La mayoría de las normativas exige que esta se estime mediante ensayos destructivos y no destructivos sobre la estructura. En algunos casos dicha estimación puede ser complementada con valores mínimos de resistencia por diseño de los hormigones de acuerdo a la época de construcción. En Cuba, que cuenta con un patrimonio de hormigón armado de más de 100 años, no se cuenta con este tipo de información. Por esa razón este trabajo tiene como objetivo principal caracterizar la resistencia a compresión de las estructuras existentes en La Habana, a partir de una base de datos de más de 1960 testigos extraídos de más de 160 edificaciones construidas en la ciudad en el siglo XX. La caracterización es realizada en términos de valores medios y de coeficientes de variación, en seis segmentos del siglo XX. Finalmente se ajustaron los valores de resistencia media a compresión a las distribuciones de probabilidad normal y log-normal, obteniendo valiosa información tanto para la evaluación de estructuras individuales como para estudios de vulnerabilidad a gran escala ante eventos naturales como sismos o huracanes.

**Palabras claves:** factores de corrección, testigos de hormigón, resistencia a compresión del hormigón in-situ.

### ABSTRACT

Evaluating concrete structures is closely linked to the accurate estimation of concrete compressive strength. Most codes require this parameter to be determined through destructive and non-destructive tests on the structure. In some cases, this estimation can be complemented with default values based on the construction period of the structure under study. In Cuba, a country with a concrete heritage spanning more than 100 years, such data is currently unavailable. For this reason, this paper aims to characterize the concrete compressive strength of existing structures in Havana using a database of over 1,960 concrete cores extracted from more than 160 buildings constructed in the city during the 20th century. The characterization is presented in terms of mean values and coefficients of variation across six periods of the 20th century. Finally, the compressive strength values were approximated using normal and log-normal probability distributions, providing valuable information for the structural assessment of individual buildings and for conducting large-scale vulnerability evaluations of the city against natural phenomena such as earthquakes and hurricanes.

**Keywords:** in-situ concrete compressive strength, concrete cores; corrections factors.

**Nota Editorial: Recibido: Septiembre 2024 Aceptado: Diciembre 2024**

# 1. INTRODUCTION

The structural safety analysis of reinforced concrete (RC) structures can be motivated by several reasons, as widely referenced in relevant regulations such as BS 6089:2010 [1] and BS EN 12504-1:2019 [2] as well as in the literature [3].

In general, these reasons can be grouped into two cases: 1) in new constructions, where low standard cylinder compressive strength results are obtained and 2) in existing structures, either prior to a rehabilitation process or to a change in the structure's use that increases live loads, among other factors.

Specifically in the case of existing structures (case 2), the process is complex. It involves determining the actual dimensions of the structural elements and their reinforcement, defining the true actions acting on the structure, and obtaining the mechanical strength of the materials. These are indispensable variables for performing the modeling and safety assessment of the structure, which are the final steps in evaluating its safety.

Regarding the mechanical strength of materials within the structure, it is essential to determine the concrete compressive strength ( $f_c$ ). The ACI 562-19 "Code Requirements for Evaluation, Repair, and Rehabilitation of Concrete Buildings and Commentary" [4] states that the characterization of materials within the structure, particularly the concrete in an existing structure, can initially be based on historical data. Such data establish the concrete compressive strength for different structural elements according to the time of construction, as exemplified for the United States (see Table 1).

**Table 1:** Default compressive strength in concrete structures, MPa [4]

Stage	Fottings	Beams	Slabs	Columns	Walls
1900-1919	7	14	10	10	7
1920-1949	10	14	14	14	14
1950-1969	17	21	21	21	17
1970-present	21	21	21	21	21

Additionally, several studies found in the literature in recent years address the issue of compressive strengths in existing RC structures built during different periods.

In 2000, Shimizu et al. [5] conducted a study in Japan, statistically analyzing the compressive strengths of more than 10,788 cores taken from 1,130 buildings constructed between 1926 and 1984 to determine the compressive strengths of existing structures in that country.

In 2004, Ackay [6] carried out a study in which, based on core extraction, he determined the compressive strengths of 244 buildings in Istanbul, Turkey. Similarly, Inel et al. [7] conducted a study in 2008, analyzing 1,679 cores from 167 buildings constructed between 1960 and 1998 in Turkey. That same year, Maziligüney et al. [8] processed 4,647 cores from 693 buildings built between 1940 and 2002, also in Turkey, primarily in Istanbul.

In 2009, Masi and Vona [9] analyzed the results of a campaign conducted in the Basilicata region of Italy, where more than 800 cores were extracted, and over 3,600 non-destructive tests (NDT) (using sclerometer and ultrasound) were performed on more than 200 RC buildings constructed between 1946 and 1991. Later, in 2014, Masi et al. [10] presented updated results from this campaign, which by then included 1,500 cores from approximately 300 buildings.

In 2015, Cristofaro et al. [11] presented an analysis of destructive tests (DT) and NDT on 90 buildings in the Tuscany region of Italy, constructed between the 1950s and 1980s. A total of 803 compressive strength values were analyzed, corresponding to cores extracted from the structures, as well as 3,162 NDT performed on them.

All the studies mentioned above are part of or utilize data from campaigns motivated by the need to assess the vulnerability of buildings in these regions to seismic events.

On the other hand, in 2024, S.-H. Kwon et al. [12] analyzed the concrete compressive strength of more than 600 cores from dismantled elements of existing bridges in Korea, with service lives ranging from 20 to 45 years. They applied correction factors from ACI 214.4R-10 [13] in their analysis.

In the particular case of Cuba, which has a built heritage of RC structures spanning more than 100 years, there is no information available like that referenced earlier. It is considered that having this type of information could be of great benefit for many reasons, among which we can highlight:

- a) Providing data that enables large-scale vulnerability studies in the face of events such as hurricanes or earthquakes.

b) Provide designers of RC structure repair and rehabilitation projects with information that allows them to work during the conceptual ideas and preliminary design stages.

c) Provide specialists performing destructive tests (DT) and non-destructive tests (NDT) on RC structures with reference information.

To achieve this goal, this paper focuses on characterizing the compressive strengths of structural concretes used in Havana during the 20th century, utilizing a large database of concrete core compressive strengths from RC structures. The study is divided into six distinct periods, each statistically characterized by determining mean values and coefficients of variation for the concrete compressive strengths. Additionally, the Kolmogorov-Smirnov goodness-of-fit test is used to assess the fit of the data to normal and lognormal theoretical probability distributions. A previous statistical study characterizing the same database by construction period and structural element was also published by the authors in [14].

## 2. MATERIALS AND METHODS

### 2.1. Database Main Characteristics

This study was conducted by processing a database of 1,974 concrete core compressive strength values obtained from 160 RC structures built in Havana during the 20th century. These cores were extracted and tested for compression by two entities in the city: the National Company of Applied Research (ENIA) and the Center for Research and Development of Construction (CIDC), between 1998 and 2017. Table 2 summarizes the distribution of the cores in the database by structural element.

Table 2: Cores database distribution according to structural element type

Structural element	Number of cores	Percentage (%)
Column	354	17,9
Slab	899	45,4
Wall	40	2,0
Beam	333	16,9
Footing	348	17,6
<b>Total</b>	<b>1974</b>	<b>100</b>

### 2.2. Values Correction

Each concrete core compressive strength ( $f_{test}$ ) was corrected applying the correction factors proposed by Fernández and Howland (A Fernández Domínguez & Albear, 2017), resulting in the same number of corrected concrete core compressive strength values ( $f_{test,corr}$ ) (1).

$$f_{test,corr} = F_{h/d} * F_{dir} * F_{dañ} * F_a * f_{test} \quad (1)$$

Where:

$F_{h/d}$  is the correction factor associated with the slenderness of the core

$F_{dir}$  is the correction factor associated with the extraction direction of the core

$F_{dañ}$  is the correction factor associated with the damage suffered by the core during the extraction process

$F_a$  is the factor associated with the presence of reinforcing steel bars embedded in the core

### 2.3. Database Depuration

The next step in the process was depurating the database. First, following the criteria of ACI 214.4R-10(16) [13] in its appendix A.2, the  $f_{test,corr}$  values on each building were grouped by structural element type, and a student t-test was performed to determine whether these batches (group of cores) could all be considered representative of the same population. In 17 of the 160 RC structures, the batches were found to be different with a 95% confidence level, resulting in a total of 177 batches.

Next, each of these batches underwent an outlier identification process following the recommendations of ASTM E 178-21 [15]. After applying a two-sided test with a 5% significance level to the 177 batches, 9 batches were found to contain one or two outlier values, totaling 14 outliers. After removing these  $f_{test,corr}$  values, the database was reduced to 1960 cores. All the details of the depuration process presented in this paper can be found in [16].

### 3. RESULTS AND DISCUSSION

The average compressive strength ( $f_{cm, is}$ ), standard deviation ( $S$ ) and coefficient of variation ( $CV$ ) were determined on each of the 177 identified batches using equations 2,3 and 4 respectively. Figures 1 and 2 show the values of  $f_{cm, is}$  and  $CV$  of each of the 177 batches, plotted against their approximate year of construction. In both graphs, second-degree polynomial trend lines are included to describe the trend in the quality of the concretes over time, despite the significant scatter in the data. As shown in fig. 1, the  $f_{cm, is}$  exhibits an upward trend as the century progresses, with a slight decline toward the end. Conversely, and in complete agreement, the  $CV$  decreases as the century progresses but increases again toward the end.

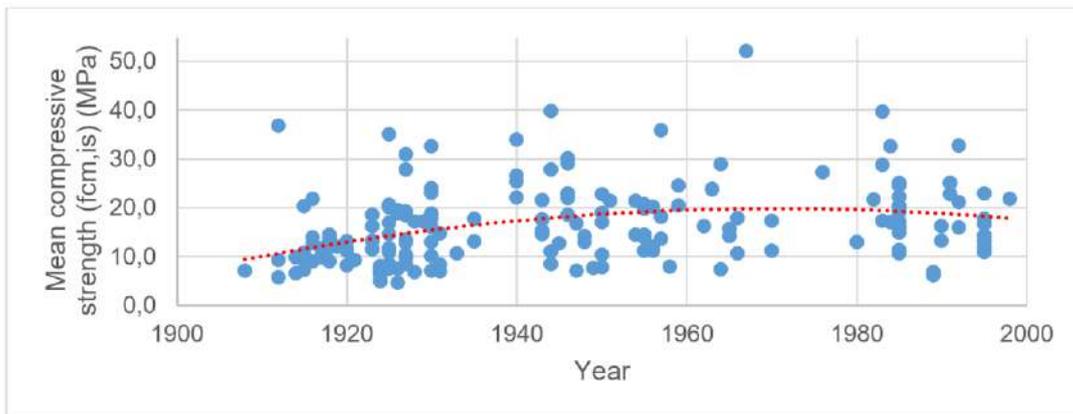
$$f_{cm, is} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n f_{test, corr} \quad (2)$$

$$S = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (f_{test, corr} - f_{cm, is})^2}{(n-1)}} \quad (3)$$

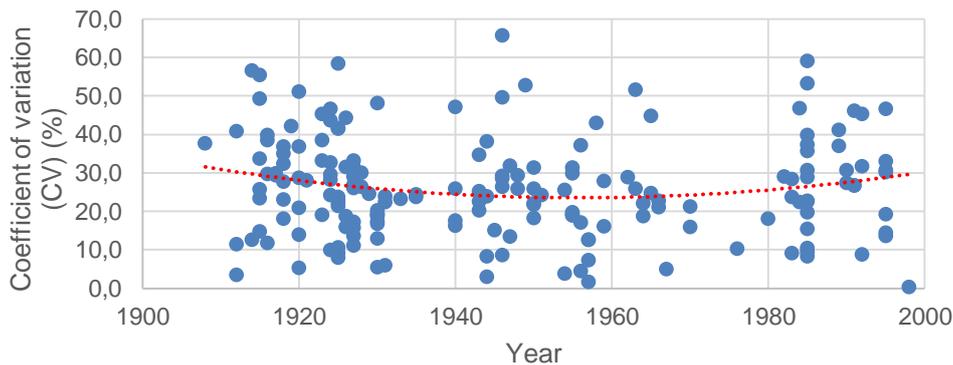
$$CV = f_{cm, is} / S \quad (4)$$

Where:

$n$ : is the number of  $f_{test, corr}$  values of each batch.



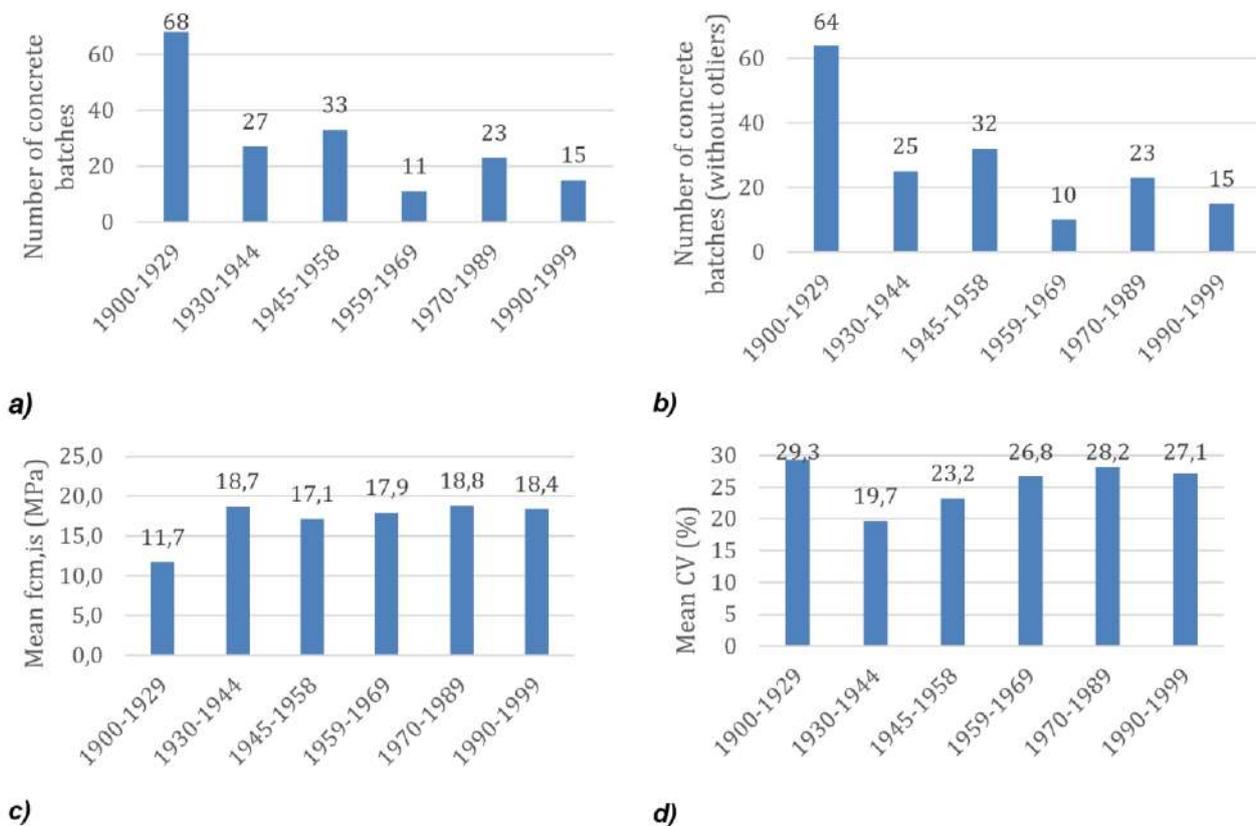
**Figure 1:** Mean compressive strength values ( $f_{cm, is}$ ) vs. construction year for each batch.



**Figure 2:** Coefficient of variation ( $CV$ ) vs. construction year for each batch

To perform a more precise characterization of throughout the 20th century, the century was divided into six periods based on historical, technical, and economic studies, the details of which are provided in [16]. The graphs in Figure 3 reflect the main statistical parameters for each period. As shown in fig 3.c, the mean values of  $f_{cm, is}$  remained relatively stable from the 1930s onward, without exceeding 20 MPa. Regarding the  $CV$  (fig 3.d) a similar pattern is observed, with values oscillating between 24.5% and 27.7% starting from 1945. The first period shows a logical behavior, with the highest value of  $CV$  coinciding with the lowest value of  $f_{cm, is}$ . All these parameters, including the confidence intervals for  $f_{cm, is}$  and  $CV$  determined at a 95% confidence level, are presented in Table 3.

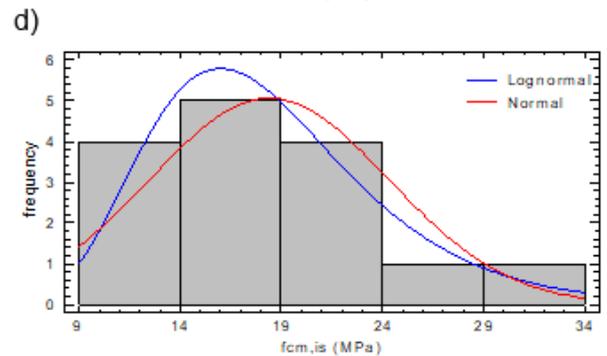
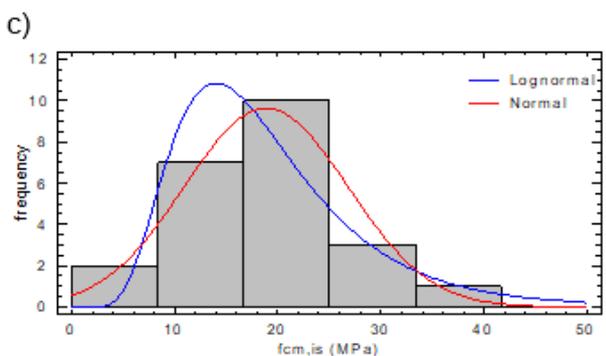
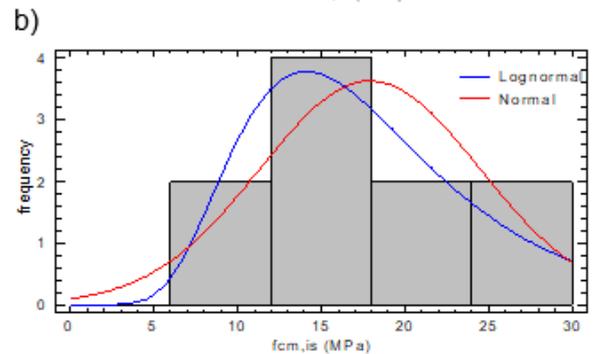
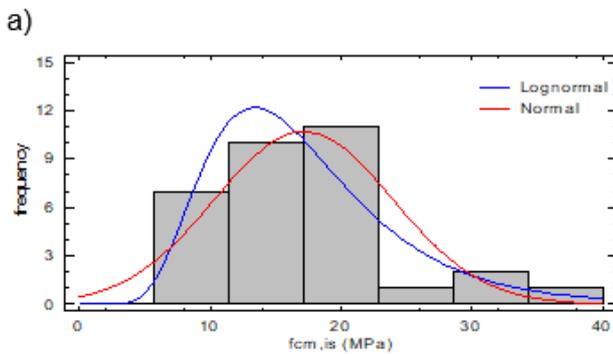
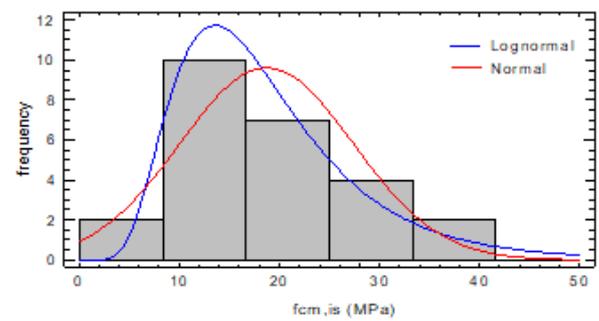
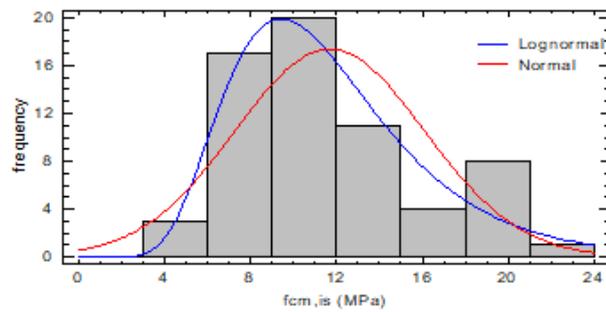
In figure 4, the frequency distributions (histograms) of  $f_{cm, is}$  for each period are shown alongside the theoretical distributions (normal and log-normal). To determine how well these distributions fit the data, the Kolmogorov-Smirnov (K-S) goodness-of-fit test was applied. The P-values for each period are shown also in Table 4. As can be observed, in four of the six periods, the  $f_{cm, is}$  values exhibited a better fit to the log-normal distribution (P-values close to 1). According to ACI 214.4-10(16) [13] this behavior is typical of concrete with low quality control. This finding aligns with the characteristics of each study period, as detailed in [16].



**Figure 3:** Main statistical parameters of the database for the six periods identified: a) number of concrete batches b) number of concrete batches (without outliers) c) Mean  $f_{cm, is}$  d) Mean CV

**Table 3:** Main statistical parameters of concrete strength by construction period.

Construction period	Number of batches	Mean $f_{cm, is}$ (MPa)	Mean $f_{cm, is}$ Confidence interval (MPa)	Mean CV (%)	Mean CV Confidence interval
1900-1929	68	11,7	[10,57; 12,77]	29,3	[26,17; 32,48]
1930-1944	27	18,7	[15,15; 22,29]	19,7	[16,30; 23,07]
1945-1958	33	17,1	[14,68; 19,59]	23,2	[18,76; 27,64]
1959-1969	11	17,9	[13,21; 22,63]	26,8	[20,23; 33,39]
1970-1989	23	18,8	[15,39; 22,26]	28,2	[22,25; 34,17]
1990-1999	15	18,4	[15,12; 21,67]	27,1	[19,50; 34,67]
<b>Total</b>	<b>177</b>				



**Figure 4:** Frequency distributions of concrete strength for each construction period: a) 1900-1929, b) 1930-1944, c) 1945-1958, d) 1959-1969, e) 1970-1989, f) 1990-1999.

**Table 4:** P-values and parameters of the normal and log-normal distributions for each period

Distributions	Construction period					
	1900-1929		1930-1944		1945-1958	
	Normal	Lognormal	Normal	Lognormal	Normal	Lognormal
P-value (K-S test)	0,600	0,973	0,692	0,9999	0,703	0,930
$\mu$	11,677	11,704	18,720	18,851	17,138	17,237
$\sigma$	4,407	4,616	8,650	9,330	6,822	7,396

**Table 4:** P-values and parameters of the normal and log-normal distributions for each period (continuation)

Distributions	Construction period					
	1959-1969		1970-1989		1990-1999	
	Normal	Lognormal	Normal	Lognormal	Normal	Lognormal
P-value (K-S test)	0,9997	0,989	0,968	0,879	0,902	0,978
$\mu$	17,920	18,193	18,826	19,058	18,4	18,441
$\sigma$	6,586	7,828	7,939	9,151	5,917	5,826

## 4. CONCLUSIONS

The results achieved in this work provide highly useful information for the future evaluation of reinforced concrete buildings in Havana. For individual cases, the average values of  $f_{cm, is}$  and CV for each studied period, as provided in this paper, can serve as fundamental references. For large-scale vulnerability assessments in Havana, in addition to the aforementioned values, the parameters associated with the normal and log-normal distributions (whichever provides the best fit in each case) will be particularly valuable. Expanding the database used for this study, as well as potentially redefining the periods outlined in it, could further enhance the results of this investigation.

## 5. ACKNOWLEDGMENTS

The authors would like to acknowledge two organizations, ENIA and CIDC, for providing the database used in this research, which is the result of years of diagnostic work conducted on Havana's reinforced concrete buildings.

- [1] BS 6089:2010. *Assessment of in-situ compressive strength in structures and precast concrete components. Complementary guidance to that given in BS EN 13791*, B. Standard, 2010. [Online]. Available: <https://www.bsigroup.com/en-GB/products-and-services/standards/>
- [2] BS EN 12504-1:2019. *Testing concrete in structures - Cored specimens. Taking, examining and testing in compression*, B. Standard, 2020. [Online]. Available: <https://www.bsigroup.com/en-GB/products-and-services/standards/>
- [3] D. Couto, M. Carvalho, A. Cintra, and P. Helene, "Estruturas de concreto. Contribuição à análise da segurança em estruturas existentes," *Revista IBRACON de Estruturas e Materiais*, vol. 8, pp. 365-389, 2015, doi: <https://doi.org/10.1590/S1983-41952015000300007>.
- [4] ACI 562-19: *Code Requirements for Assessment, Repair, and Rehabilitation of Existing Concrete Structures and Commentary*, A. C. I. ACI, 38800 Country Club Drive, Farmington Hills, MI, 2019. [Online]. Available: [https://www.concrete.org/store/productdetail.aspx?ItemID=562U19&Format=PROTECTED\\_PDF&Language=English&Units=US\\_Units](https://www.concrete.org/store/productdetail.aspx?ItemID=562U19&Format=PROTECTED_PDF&Language=English&Units=US_Units)
- [5] Y. Shimizu, M. Hirose, and J. Zhou, "Statistical analysis of concrete strength in existing reinforced concrete buildings in Japan," in *12th World conference on earthquake engineering, Auckland, New Zealand*, 2000. [Online]. Available: <https://iitk.ac.in/nicee/wcee/article/1499.pdf>. [Online].
- [6] B. Akçay, "Variation of in-place concrete core strength in structures from Istanbul area: Statistical analysis of concrete core data," *Journal of materials in civil engineering*, vol. 16, no. 5, pp. 507-510, 2004, doi: [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0899-1561\(2004\)16:5\(507\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0899-1561(2004)16:5(507)).
- [7] M. Inel, S. Senel, and H. Un, "Experimental evaluation of concrete strength in existing buildings," *Magazine of Concrete Research*, vol. 60, no. 4, pp. 279-289, 2008, doi: <https://doi.org/10.1680/macr.2007.00091>.
- [8] L. Mazılıgüney, F. Azılı, and İ. Yaman, "In-situ concrete compressive strength of residential, public and military structures," in *Proc., 8th Int. Congress on Advances in Civil Engineering*, 2008. [Online]. Available: <https://www.academia.edu/download/34454900/PAPER-ACE2008.pdf>.
- [9] A. Masi and M. Vona, "Estimation of the in-situ concrete strength: provisions of the European and Italian seismic codes and possible improvements," in *Eurocode*, 2009, vol. 8, pp. 67-77. [Online]. Available: <https://www.reluis.it/images/publicazioni/2/978-88-89972-16-8.pdf#page=76>.
- [10] A. Masi, A. Digrisolo, and G. Santarsiero, "Concrete strength variability in Italian RC buildings: analysis of a large database of core tests," *Applied mechanics and materials*, vol. 597, pp. 283-290, 2014, doi: <https://doi.org/10.4028/www.scientific.net/AMM.597.283>.
- [11] M. T. Cristofaro, R. Pucinotti, M. Tanganelli, and M. De Stefano, "The dispersion of concrete compressive strength of existing buildings," *Computational Methods, Seismic Protection, Hybrid Testing and Resilience in Earthquake Engineering: A Tribute to the Research Contributions of Prof. Andrei Reinhorn*, pp. 275-285, 2015, doi: [https://doi.org/10.1007/978-3-319-06394-2\\_16](https://doi.org/10.1007/978-3-319-06394-2_16).
- [12] S.-H. Kwon, J.-S. Lee, and H.-K. Kim, "On determination protocols of characteristic in-situ compressive strength of concrete for existing structure: Case study with core samples from actual bridges," *Case Studies in Construction Materials*, vol. 20, p. e03031, 2024, doi: <https://doi.org/10.1016/j.cscm.2024.e03031>.
- [13] ACI 214.4R-10(16): *Guide for obtaining Cores and Interpreting Compressive Strength Results*, A. C. I. ACI, 38800 Country Club Drive, Farmington Hills, MI 48331, U.S.A, 6/1/2010 2010. [Online]. Available: <https://www.concrete.org/publications/internationalconcreteabstractsportal/m/details/id/51663805>
- [14] A. F. Domínguez, J. J. H. Albear, and A. M. del Castillo Serpa, "Resistencias mecánicas de los hormigones estructurales in-situ empleados en edificaciones de la habana en el siglo XX," presented at the XIX Convención Científica de Ingeniería y Arquitectura, 2018. [Online]. Available: <https://www.researchgate.net/publication/329191339>.
- [15] ASTM E178-21 *Standard Practice for Dealing With Outlying Observations*, A. S. f. t. M. ASTM, 2021. [Online]. Available: <https://www.astm.org/e0178-21.html>
- [16] A. F. Domínguez, "Caracterización de las resistencias mecánicas de los hormigones estructurales empleados en edificaciones de La Habana en el siglo XX," Master, Technological University of Havana, CUJAE, 2018. [Online]. Available: [https://www.researchgate.net/publication/329403545\\_CARACTERIZACION\\_DE\\_LAS\\_RESISTENCIAS\\_MECANICAS\\_DE\\_LOS\\_HORMIGONES\\_ESTRUCTURALES\\_EMPLEADOS\\_EN\\_EDIFICACIONES\\_DE\\_LA\\_HABANA\\_EN\\_EL\\_SIGLO\\_XX](https://www.researchgate.net/publication/329403545_CARACTERIZACION_DE_LAS_RESISTENCIAS_MECANICAS_DE_LOS_HORMIGONES_ESTRUCTURALES_EMPLEADOS_EN_EDIFICACIONES_DE_LA_HABANA_EN_EL_SIGLO_XX)

# 3

## *Estudio De Cargas Para Diseño De Pavimentos En Tramos De La Vía Colectora Paso Lateral- Portoviejo*

*Loads Study For Pavement Design On  
Sections Of Collector Road Paso Lateral-  
Portoviejo*

### **Autores**

**Juan Marcelo Arias Quijije**

Estudiante de la carrera de Ingeniería Civil, Universidad Técnica de Manabí, Facultad de Ingeniería y Ciencias Aplicadas. Portoviejo, Manabí, Ecuador

[jarias0017@utm.edu.ec](mailto:jarias0017@utm.edu.ec); <https://orcid.org/0009-0007-6881-7358>

**José Adrián Navarrete Falcones**

Estudiante de la carrera de Ingeniería Civil, Universidad Técnica de Manabí, Facultad de Ingeniería y Ciencias Aplicadas, Portoviejo, Manabí, Ecuador

[jnavarrete6429@utm.edu.ec](mailto:jnavarrete6429@utm.edu.ec); <https://orcid.org/0009-0004-4330-5979>

**Eduardo Tejeda Piusseaut**

3 Ingeniero Civil, Doctor en Ciencias Técnicas, Docente en Universidad Técnica de Manabí, Facultad de Ingeniería y Ciencias Aplicadas, Portoviejo, Manabí, Ecuador

[eduardo.tejeda@utm.edu.ec](mailto:eduardo.tejeda@utm.edu.ec); <https://orcid.org/0000-0002-0589-9989>

# 3

## Estudio De Cargas Para Diseño De Pavimentos En Tramos De La Vía Colectora Paso Lateral-Portoviejo

### RESUMEN

El aumento del tráfico vehicular ha generado importantes desafíos para el diseño y mantenimiento de pavimentos, especialmente por el crecimiento en el tránsito de vehículos pesados y sobrecargados. Este fenómeno ha demandado exigencias estructurales sobre los pavimentos, acelerando su proceso de deterioro. En el presente estudio, se evaluó el tráfico vehicular en el Paso Lateral de Portoviejo a través de un método indirecto para determinar los espectros de carga, utilizando conteos manuales y la identificación de siluetas de vehículos según la normativa NEVI 12 de Ecuador. Se estimaron los ejes equivalentes que han transitado a lo largo de la vida útil del pavimento en tres tramos de la vía, y se evaluó el estado del pavimento mediante el Índice de Condición del Pavimento (PCI) en el carril con mayor flujo de tráfico pesado. Los resultados evidenciaron pocas variaciones en el Factor de Camión entre los tramos, aunque se observaron diferencias notables en el estado del pavimento. El primer tramo, caracterizado por la presencia de grietas longitudinales, transversales y de piel de cocodrilo, obtuvo un PCI de 43,2; el segundo tramo, con menor tráfico pesado, alcanzó un PCI de 59,6, reflejando una mejor condición; y el tercer tramo, afectado por fallas como ahuellamientos y corrugaciones, presentó un PCI de 53,1. La correlación entre el tráfico y la evaluación visual evidenció que el número de ejes acumulados contribuye de manera significativa en la aparición y severidad de las fallas, con una mayor incidencia en el primer tramo de la vía.

**Palabras clave:** factor camión, pavimentos, inspección visual, tráfico pesado, aforo vehicular.

### ABSTRACT

The increase in vehicular traffic in the city of Portoviejo has generated significant challenges for pavement design and maintenance, especially due to the growth in the transit of heavy and overloaded vehicles. This phenomenon has increased the structural demands on pavements, accelerating their deterioration process. In the present study, vehicular traffic in the Portoviejo Bypass was evaluated through an indirect method to determine the load spectra, using manual counts and the identification of vehicle silhouettes according to the NEVI 12 regulations of Ecuador. The equivalent axles that have traveled throughout the useful life of the pavement were estimated in three sections of the road, and the condition of the pavement was evaluated using the Pavement Condition Index (PCI) in the lane with the highest flow of heavy traffic. The results showed few variations in the Truck Factor between the sections, although notable differences were observed in the condition of the pavement. The first section, characterized by the presence of longitudinal, transverse and alligator skin cracks, obtained a PCI of 43,2; the second section, with less heavy traffic, reached a PCI of 59,6, reflecting a better condition; and the third section, affected by faults such as rutting and corrugations, presented a PCI of 53,1. The correlation between traffic and visual assessment showed that the number of accumulated axles has contributed significantly to the appearance and severity of the faults, with a higher incidence in the first section of the road.

**Keywords:** truck factor, pavements, visual inspection, heavy traffic, vehicle count.

**Nota Editorial: Recibido: Noviembre 2024 Aceptado: Enero 2025**

## 1. INTRODUCCIÓN

El desarrollo urbanístico de la ciudad de Portoviejo y el incremento de la relación de vehículos por persona han generado un notable aumento en el flujo vehicular, especialmente en las vías principales de la ciudad. Esto subraya la importancia de evaluar y analizar el tráfico para la planificación y el diseño de infraestructuras viales adecuadas [1].

Las entradas principales y las intersecciones de la ciudad de Portoviejo, a pesar de contar con un diseño adecuado, requieren una rehabilitación vial, debido a la alta afluencia de vehículos pesados, para ello, es necesario llevar a cabo estudios exhaustivos que cumplan con los estándares establecidos en las normativas vigentes del Estado ecuatoriano. Sin embargo, la falta de básculas de pesaje impide contar con datos precisos sobre las cargas reales de los vehículos pesados que transitan por estas vías. La importancia de establecer y controlar el peso de los vehículos pesados se basa en el efecto que éste tiene sobre el deterioro de los pavimentos, considerando que la carga ejercida sobre la estructura de pavimentos es directamente relacionada con el peso y dimensiones de vehículos que transitan sobre éstos. El exceso de carga en los vehículos pesados conduce a un incremento de niveles de carga y exponiendo una mayor probabilidad de daños dentro de la estructura del pavimento [1].

Además, se ha observado que, aunque los vehículos ligeros no suelen ser considerados en los estudios de tráfico para el diseño del pavimento, sus cargas en ocasiones superan las magnitudes máximas permitidas. Esto incrementa el número de ejes equivalente que transitan por las vías, por consiguiente, también contribuye al daño acelerado del pavimento y a la reducción de su vida útil [1]. A estos factores se añaden problemas derivados de cálculos inadecuados basados en datos que no reflejan con precisión la realidad geográfica de Portoviejo, la aplicación de criterios de diseño inapropiados y un análisis insuficiente de las condiciones climatológicas y de la subrasante. Realizar un estudio exhaustivo del tráfico vehicular pesado que considere las características particulares del cantón, resulta fundamental para desarrollar un diseño de pavimento que responda de manera racional a las exigencias previstas durante su vida útil. El tráfico pesado puede evaluarse mediante un método de aforo manual que clasifica los camiones según su tipo y configuración de ejes, lo que permite calcular el Factor Camión y el Número de Ejes Equivalentes (ESALs) en el flujo vehicular [2].

El Índice de Condición del Pavimento (PCI) es un método basado en la inspección visual de los deterioros presentes en la superficie del pavimento, sea rígido o flexible, dada su funcionalidad lo convierte en una herramienta eficaz para identificar zonas críticas que requieren mantenimiento [3]. Este índice utiliza un sistema de calificación que permite evaluar el estado del pavimento de manera sencilla, aunque no proporciona información sobre la capacidad estructural ni sobre la regularidad superficial [4].

La combinación del PCI con el análisis del tráfico pesado en una vía, permite determinar si el deterioro del pavimento está significativamente influenciado por el tránsito de vehículos pesados, o si, por el contrario, se debe a factores asociados con la calidad de la construcción o los materiales utilizados.

El presente estudio tiene como objetivo correlacionar la evaluación actual del Índice de Condición del Pavimento (PCI) en la Vía Colectora 39A (Paso Lateral), ubicada en la ciudad de Portoviejo, provincia de Manabí, con los resultados del análisis del tráfico pesado, considerando el Número de Ejes Equivalentes (ESALs, por sus siglas en inglés) estimado a lo largo de los años transcurridos desde su construcción.

Se han delimitado tres tramos de diferentes longitudes a lo largo de la vía, en los cuales se ha realizado un aforo vehicular empleando el "Método Indirecto de Determinación de las Cargas de Tráfico" [5] para estimar el Número de Ejes Equivalentes (ESALs) acumulado desde su construcción, así como para caracterizar los factores asociados al tráfico pesado en el carril de diseño. En estos mismos tramos se ha medido el PCI actual, siguiendo el procedimiento normado [6]. Dado que la vía presenta una estructura de pavimento homogénea a lo largo de su extensión, se consideró que las diferencias observadas en el estado del pavimento se deben principalmente a las variaciones en las solicitaciones recibidas por los vehículos pesados desde su construcción.

Las condiciones actuales del pavimento en las zonas de estudio evidencian deterioros significativos relacionados con el tráfico, ya que estas vías funcionan como arterias principales que soportan una alta carga de vehículos pesados [2]. Este tipo de tráfico, sumado a la sobrecarga generada por vehículos que superan las capacidades de diseño afectan el comportamiento estructural del pavimento y acorta su vida útil.

## 2. METODOLOGÍA EMPLEADA PARA EL ESTUDIO

El presente estudio de investigación es de tipo correlacional, mediante la estimación del Índice de Condición del Pavimento se evalúa el estado del pavimento del Paso Lateral de Portoviejo. Para ello, la investigación se estructuró de la siguiente manera:

- a) Definición de los tramos de estudio: Se seleccionaron tres tramos en la vía, donde se han observado ciertas diferencias en el PCI en los tramos viales estudiados. Para la evaluación se empleó el “Método Indirecto para la Determinación de las Cargas de Tráfico”, clasificando los vehículos según su silueta y asignándoles tres niveles de carga: vacío, intermedio y lleno, de acuerdo con la percepción del evaluador.
- b) Aforo vehicular y análisis de sus resultados, para determinar en cada tramo:
  - El porcentaje de vehículos pesados por cada carril, identificando el carril de diseño.
  - El porcentaje de vehículos pesados en la corriente vehicular.
  - Cálculo del Factor Camión:
- a) Estimación del número de ejes equivalentes que han transitado en el carril de diseño durante la hora de máximo volumen de tráfico pesado y a lo largo de los años desde la construcción de la vía, considerando una tasa de crecimiento del tráfico aplicable a dicho período.
- b) Evaluación del estado del pavimento. Se empleó el Método del PCI para evaluar el estado integral del pavimento, identificando el estado de conservación y los tipos de deterioros con más frecuentes en cada tramo.
- c) Correlación de resultados: Se correlacionaron los valores del PCI con los resultados del conteo de tráfico, para analizar la relación entre el deterioro del pavimento y las solicitudes vehiculares recibidas.

## 2.1. Vía En Estudio

La vía en estudio corresponde a la Vía Colectora Manabí Guillem, conocida como “Paso Lateral”, ubicada en la ciudad de Portoviejo, provincia de Manabí (ver Figura 1). Para este análisis, se dividió la vía en tres tramos, basándose en las recomendaciones de ingenieros especializados en vialidad. La delimitación de los tramos se realizó considerando los redondeles o rotondas que conectan con las principales avenidas hacia el centro de la ciudad, resultando en secciones con diferentes longitudes. Según el inventario preliminar, todos los tramos presentan el mismo tipo de pavimento flexible y sección transversal, diferenciándose únicamente por su longitud. En cada tramo se evaluó el estado del pavimento y los volúmenes de tráfico actuales, clasificados en vehículos ligeros y pesados, siendo estos últimos agrupados según su silueta.



**Figura 1.** Ubicación y Características de la Vía Estudiada

La vía en estudio tiene una longitud total de 7,65 km, incluyendo las distancias generadas en las rotondas, aunque estos segmentos fueron excluidos del análisis de este trabajo. La división en tramos se realizó considerando los puntos de inicio y fin definidos por las intersecciones con las principales avenidas de la ciudad, quedando distribuida de la siguiente manera: el primer tramo abarca desde el Monumento a la Agricultura Manabita (R1) hasta el Monumento a San Pedro y San Pablo (R2), con una longitud de 3,7 km; el segundo tramo se extiende desde el Monumento a San Pedro y San Pablo (R2) hasta el redondel de la Ciudadela Los Cerezos (R3), con 1,1 km de longitud; y el tercer tramo se desarrolla desde el redondel de la Ciudadela Los Cerezos (R3) hasta el Hemiciclo de las Banderas (R4), con 2,85 km de longitud. El ancho de la vía se mantiene constante en 3,65 metros por carril, salvo en las curvas, donde se incrementa a 3,75 metros mediante un sobrecancho para mejorar la maniobrabilidad vehicular.

## 2.2. Aforo Vehicular

El conteo vehicular se realizó de forma manual durante 3 horas diarias en una semana por cada tramo, realizadas del 4 al 24 en el mes de febrero del 2024 en horarios de máxima afluencia de tráfico entre las 7:00 am a 10:00 am, 12:00 pm a 3:00 pm y 4:00 pm a 7:00 pm (horas pico), registrando la cantidad de vehículos ligeros y pesados que transitaron por cada carril de la sección transversal. Los vehículos pesados fueron clasificados según su silueta, y se registró adicionalmente su estado de carga. De acuerdo con el “Método Indirecto para la Determinación de Cargas de Tráfico”, el estado de carga de los vehículos pesados se divide en tres niveles: vacío, lleno e intermedio, siendo este último utilizado cuando el observador no puede determinar con certeza el estado de carga.

Para estimar la carga de los vehículos pesados, se establecieron pesos máximos específicos para cada tipo de silueta, tomando como referencia los límites estipulados por la normativa ecuatoriana [7]. Además, se identificaron los tipos de ejes y los porcentajes de carga transmitidos por cada uno. Para completar la base de datos de cada categoría vehicular, se realizó un análisis exhaustivo de diversas marcas y modelos de camiones, utilizando información proporcionada por empresas distribuidoras y catálogos técnicos. Este análisis permitió determinar la carga de los vehículos en tres escenarios: vehículo vacío, vehículo con el 50% de su capacidad de carga y vehículo con carga completa. En la figura 2 se presenta el modelo desarrollado para el aforo vehicular, donde se ilustran las diferentes siluetas posibles de los vehículos pesados.

DATOS DE CONTEO DE TRÁFICO									
N°	TIPO DE VEHÍCULO	SILUETA	DESCRIPCIÓN	NUMERO DE VEHÍCULOS					
				CARRIL					
				EXTERIOR			INTERIOR		
VACIO	MEDIO	LLENO	VACIO	MEDIO	LLENO				
1	AUTOS		2 EJES PEQUEÑOS						
2	BUS		BUS DE 2 EJES						
3	BUS		BUS DE 3 EJES						
4	2D		CAMIÓN DE 2 EJES PEQUEÑOS						
5	2DA		CAMIÓN DE 2 EJES MEDIANOS						
6	2DB		CAMIÓN DE 2 EJES GRANDES						
7	3A		CAMIÓN DE 3 EJES						
8	4C		CAMIÓN DE 4 EJES						
9	2S1		TRACTO CAMIÓN DE 2 EJES Y SEMIREMOLQUE DE 1 EJE						
10	2S2		TRACTO CAMIÓN DE 2 EJES Y SEMIREMOLQUE DE 2 EJE						
11	2S3		TRACTO CAMIÓN DE 2 EJES Y SEMIREMOLQUE DE 3 EJE						
12	3S1		TRACTO CAMIÓN DE 3 EJES Y SEMIREMOLQUE DE 1 EJE						
13	3S2		TRACTO CAMIÓN DE 3 EJES Y SEMIREMOLQUE DE 2 EJE						
14	3S3		TRACTO CAMIÓN DE 3 EJES Y SEMIREMOLQUE DE 3 EJE						
15	2R2		CAMIÓN REMOLCADOR DE 2 EJES Y REMOLQUE DE 2 EJES						

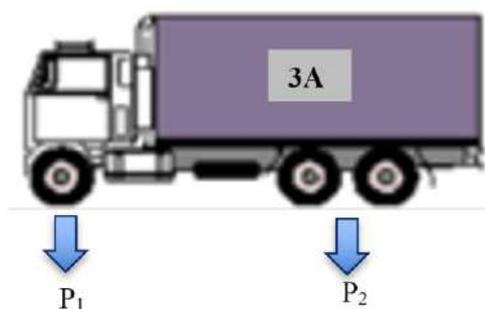
Figura 2. Modelo elaborado para el aforo vehicular, incluyendo las diferentes siluetas de vehículos pesados

Cada vehículo pesado registrado en la muestra fue clasificado como vacío, intermedio o lleno, según el estado de carga observado por el aforador, quien marcó la columna correspondiente en el formulario. Para el procesamiento de los datos, se aplica el siguiente criterio:

- Si el vehículo se clasifica como vacío, su peso total corresponde a la tara del vehículo.
- Si se clasifica como intermedio, se estima que su peso total es la suma de la tara más el 50% de su capacidad de carga.
- Si se clasifica como lleno, el peso total será la carga máxima permitida para ese tipo de vehículo.

Para el cálculo de los ejes simples equivalentes es necesario conocer las cargas que bajan por cada tipo de eje, sea simple con ruedas simples, simples con ruedas duales, tándem o trídem. Por eso la carga total estimada en cada vehículo, según la condición de carga registrada, se distribuye en cada uno de los ejes de acuerdo a la configuración que tenga cada tipo de vehículo o silueta.

En la figura 3 se muestra un ejemplo con un camión rígido (3A) compuesto por dos ejes: un eje delantero simple con ruedas simples, de 7 toneladas y el trasero es un eje tándem de 20 toneladas. Este tipo de camión tiene una distribución de 25,9 % del peso por el eje delantero y 74,1% del peso total por el eje trasero. Considerando dicha distribución se pueden determinar los pesos de cada eje en las tres condiciones de carga consideradas Kilolibra-Fuerza (kipf).



**Figura 3.** Distribución de peso por eje en vehículo pesado (3A)

**Tabla 1.** Valores de peso según la capacidad del vehículo pesado 3A en kips

Ejes del vehículo	Símbolo	Peso (toneladas)	Vacío (kips)	Intermedio (kips)	Lleno (kips)
Delantero	$P_1$	7	4,84	10,12	15,40
Trasero	$P_2$	20	13,84	28,82	44,00
<b>Peso total</b>	$P_T$	27	18,68	39,94	59,40

A partir del aforo de vehículos, se determinaron los siguientes aspectos en cada tramo:

- Número total de vehículos que circulan por la sección transversal, divididos en ligeros y pesados.
- Porcentaje de camiones en la corriente vehicular.
- Porcentaje de camiones por cada carril de la sección transversal y selección del carril de diseño, con el mayor porcentaje de camiones.
- Cálculo del Factor Camión.
- Estimación del número de ejes acumulados en cada tramo durante el periodo de tiempo transcurrido desde la construcción de la vía.

### 2.3. Número De Ejes Equivalentes (Esals)

Se calculó el número de ejes equivalentes (ESALs) que han transitado por dicho carril desde la construcción de la vía, como variable de referencia para evaluar el estado del pavimento en los tres tramos analizados. Dado que el conteo vehicular se centró en las horas de mayor tráfico, el cálculo de ESALs se focalizó en la hora de máxima carga, empleando esta métrica como base para comparar con los resultados de la inspección visual del pavimento.

El cálculo de ejes acumulados en la hora de mayor tráfico de vehículos pesados incorporó una tasa de crecimiento anual de camiones y autobuses, basada en los valores del MTOP para el período 2005-2025.

Según datos actualizados del MTOP, la tasa de crecimiento del tránsito en el país osciló entre 2,22% y 1,97% para los autobuses, y entre 2,18% y 1,94% para los camiones en dicho período. Con base en los porcentajes de autobuses y camiones obtenidos del conteo en cada tramo, así como en las tasas de la época, se calculó una tasa media ponderada de 2,07%.

Dado que el conteo vehicular se realizó durante tres horas en febrero, se empleó el Tráfico Promedio Horario Anual (TPHA) en lugar del Tráfico Promedio Diario Anual (TPDA). Esto evita inexactitudes derivadas de aplicar factores de corrección para estimar el TPDA a partir de un conteo corto (menor a 24 horas). Sin embargo, se aplicaron factores de ajuste semanal y mensual para obtener el TPHA (Tráfico Promedio Horario Anual) en el carril de diseño de cada tramo.

Debido a la falta de referencias específicas sobre factores de corrección del TPDA en Manabí, el factor semanal se determinó como promedio de estudios realizados en otras localidades del país, con un valor promedio de 1,107 para el mes de febrero, cuando se realizaron los conteos. El factor mensual se estableció en función de un estudio de consumo de combustibles en Ecuador en 2019, con un valor de 0,907.

El cálculo de ejes equivalentes acumulados (Ecuación 1) se basa en el modelo de cálculo de ESALs propuesto por la AASHTO.

Donde:

*ADT*: Tráfico Diario Anual

*TKS*: Porcentaje de vehículos pesados

*GF*: Factor de crecimiento del tráfico

*DD*: Porcentaje de vehículos en cada sentido de circulación

*LD*: Porcentaje de vehículos pesados en el carril de diseño

*TF*: Factor de camión

Para el cálculo del ESALs específico de la hora de máximo tráfico se empleó una expresión simplificada (Ecuación 2):

$$ESALs = ADT * GF * TF * 365 \quad (2)$$

Donde:

*AHT*: Tiempo Medio de Operación

Una vez definido el modelo de conteo, sus pesos totales y por tipo de ejes, se procede a obtener la carga de cálculo para cada vía a partir de un espectro de cargas por su tipo de eje y posteriormente convertir a números de ejes simples equivalentes de una rueda dual (ecuación 3). De igual manera, por el tipo de eje y la carga que éste mismo ejerce, se obtuvo el factor de equivalencia de carga (LEF, por sus siglas en inglés) [8].

El factor de equivalencia de carga (LEF) para cada tipo de eje de los vehículos se obtuvo a partir de los parámetros y datos calculados previamente. La suma de los LEFs multiplicada por su frecuencia da como resultado el factor ESAL para ese tipo de vehículo en específico" [9].

$$ESALs = \sum LEF * Frecuencia \quad (3)$$

La frecuencia observada por tipo de ejes, se multiplica por el factor de equivalencia correspondiente y dicho factor se calcula con la sumatoria de ejes simples equivalentes de todo el espectro, dividido para la frecuencia de tipo de camiones (*Frecuencia*) que intervienen en la muestra [5] como se muestra en la ecuación 4.

$$ESALs = AHT * GF * TF * 365 \quad (4)$$

## 2.4. Evaluación del estado del pavimento mediante el Índice de Condición del Pavimento (PCI)

Para evaluar el estado del pavimento en cada tramo, se utilizó el Índice de Condición del Pavimento (PCI). Esta evaluación ofrece una visión general de la condición estructural del pavimento y se aplicó exclusivamente en el carril de diseño, permitiendo cuantificar su estado actual mediante la inspección visual de los deterioros presentes en la superficie.

El método PCI establece un rango recomendado para el área de las unidades de medición, que debe estar entre 270 m<sup>2</sup> y 630 m<sup>2</sup>, según [11]. En este estudio, se utilizó un área de 300 m<sup>2</sup>. La longitud de la unidad de medición se calculó dividiendo el área seleccionada entre el ancho del carril, obteniendo una longitud de muestra de 82,19 m para todos los tramos evaluados.

El número total de muestras se determinó dividiendo el área total de la vía por el área de cada unidad de medición. Para garantizar la precisión de los resultados, se consideró una desviación estándar de 10 para pavimentos asfálticos y un error admisible del 5%. El número mínimo de unidades de medición necesarias se obtuvo aplicando estos valores como se tiene en la ecuación 5:

$$n = \frac{Ns^2}{\left(\left(\frac{e^2}{4}\right) * (N - 1) + s^2\right)} \quad (5)$$

Donde:

$n$  = Número mínimo de unidades de muestreo a evaluar

$N$  = Número total de unidades de muestra en la sección del pavimento

$s$  = Desviación estándar del PCI. Se asume una desviación estándar del PCI de 10 para pavimento asfáltico,

$e$  = Error admisible ( $e=5\%$ )

Cada tipo de deterioro se clasifica en tres niveles de severidad: Baja (L), Media (M) y Alta (H) [12]. En función de la severidad registrada, se asigna un valor deducido a cada tipo de deterioro, el cual se obtiene mediante gráficos específicos desarrollados por el método, considerando la densidad y el nivel de severidad del daño.

Se debe obtener el número máximo admisible de valores deducidos mediante la ecuación 6.

$$mi = 1 + \left(\frac{9}{98}\right) * (100 - HDVi) \quad (6)$$

Donde:

$m_i$  = Número máximo de valores deducidos permitidos por cada unidad de muestra,

$HDV_i$  es el Valor deducido individual para las unidades de muestreo.

Si en una muestra determinada se tienen menos valores deducidos que el máximo, se utiliza el valor deducido total, la cual es la sumatoria de valores deducidos [13].

La calificación del PCI se obtiene calculando el promedio ponderado de los PCI registrados en cada unidad de muestra. La figura 4 muestra la escala de calificaciones que se obtienen según el valor de PCI obtenido [10].

85 - 100	EXCELENTE
70 - 85	MUY BUENO
55 - 70	BUENO
40 - 55	REGULAR
25 - 40	MALO
10 - 25	MUY MALO
0 - 10	FALLADO

Figura 4. Escala de calificación del estado del pavimento [4]

### 3. AFORO VEHICULAR

A lo largo de la vía estudiada, se observó que la mayoría de los camiones pesados recorren su totalidad, lo que indica una distribución uniforme del tráfico pesado en los tres tramos evaluados. Las cargas ejercidas entre tramos mostraron similitudes significativas debido a la demanda vehicular.

La tabla 2 presenta los resultados del aforo realizado en los tres tramos definidos de la vía, detallando el Factor de Camión por tipo de vehículo en cada tramo y en las tres condiciones estructurales consideradas (SN = 3, SN = 4 y SN = 5). Los volúmenes de tráfico registrados indican diferencias mínimas entre los tramos. El aforo facilitó la selección del carril con mayor porcentaje de tráfico pesado, el cual fue objeto de la evaluación visual del pavimento, dado que es el más susceptible al deterioro bajo la influencia de vehículos pesados [7].

Tabla 2. Resúmenes de ejes equivalentes y factor camión

TRAMOS		SN3			SN4			SN5		
		VACIO	MEDIO	LLENO	VACIO	MEDIO	LLENO	VACIO	MEDIO	LLENO
TRAMO 1	TOTAL.VEH.PESADO	706	139	1748	706	139	1748	706	139	1748
	FACTOR CAMION (FC)	0,32	0,98	2,60	0,39	0,95	2,47	0,28	0,95	2,55
	ESALs	225,92	136,35	4540,93	275,34	132,14	4317,63	197,68	132,55	4465,78
	MEDIDA PESADA (FC)	1,89			1,82			1,85		
TRAMO 2	TOTAL.VEH.PESADO	700	269	1377	700	269	1377	700	269	1377
	FACTOR CAMION (FC)	0,29	1,16	2,67	0,22	1,07	2,65	0,26	1,75	2,56
	ESALs	203,00	312,04	3676,59	152,03	288,04	3649,05	182,00	470,75	3519,53
	MEDIDA PESADA (FC)	1,79			1,74			1,78		
TRAMO 3	TOTAL.VEH.PESADO	664	139	1718	664	139	1781	664	139	1781
	FACTOR CAMION (FC)	0,37	1,08	2,48	0,32	0,95	2,42	0,31	1,01	2,48
	ESALs	245,68	150,12	4260,64	212,84	132,14	4312,11	205,84	140,39	4416,88
	MEDIDA PESADA (FC)	1,85			1,80			1,84		

Los resultados del Factor de Camión para cada tramo evidencian diferencias mínimas en los cálculos. Para evaluar la influencia del espesor del pavimento en el Factor de Camión, se utilizaron valores variables del Número Estructural (SN), ya que no se dispone de información precisa sobre este aspecto. Los resultados indican que el valor del SN tiene poca influencia en el Factor de Camión, observándose únicamente una ligera disminución al considerar un SN = 4, en comparación con los valores de SN = 3 y SN = 5.

Los resultados del Factor Camión indican valores más altos en los tramos 1 y 3, especialmente en el tramo 1, aunque las diferencias no son considerables. Esta información permitirá realizar comparaciones detalladas con los resultados de la evaluación de deterioro en estos tramos, utilizando el Índice de Condición de Pavimento (PCI).

#### 3.2. Carril De Diseño

Se realizó la comparativa entre frecuencias de vehículos que transitan en cada carril en puntos estratégicos ubicados a lo largo de toda la vía realizando el respectivo conteo en las horas más transitadas del día. Con los datos obtenidos del aforo manual se seleccionó el carril de diseño, que corresponde al carril por el cual transita el mayor porcentaje de vehículos pesados.

En el análisis de la frecuencia de vehículos pesados por carriles (Ver tabla 3), los resultados son los siguientes: en el Tramo 1, el 72,72% de los vehículos pesados transitan por el carril exterior, en el tramo 2, esta cifra es del 69,36%; en el carril exterior y de igual manera el tramo 3, el 66,72% del carril exterior, estos porcentajes reflejan la prevalencia de tráfico pesado en los carriles exteriores de cada tramo. Siendo el primer tramo donde existe mayor frecuencia de vehículos pesados.

**Tabla 3.** Porcentaje de vehículos por carril y porcentaje de vehículos pesados por carril.

TRAMOS	RESUMENES DE PORCENTAJES POR CARRIL DE DISEÑO-TRAMOS							
	Porcentajes Veh/sentido				Porcentajes Veh/sentido			
	1	2	3	4	1	2	3	4
TRAMO 1	46,27	57,73	51,29	48,71	72,72	27,28	32,69	67,31
TRAMO 2	54,67	45,33	52,39	47,61	69,36	30,64	53,32	46,68
TRAMO 3	46,03	53,97	51,29	49,05	66,72	33,28	50,71	49,29

Se determinó que el carril exterior a lo largo de toda la vía, corresponde con el de mayor número de vehículos pesados, por lo que se considera como el carril de diseño. Este análisis facilitó la identificación del carril donde se aplicará el método del Índice de Condición del Pavimento (PCI) para evaluar el estado funcional del pavimento mediante la clasificación de los deterioros en cada tramo, proporcionando un diagnóstico detallado de su condición.

### 3.3. Número De Ejes Acumulados En El Carril De Diseño Desde La Construcción Del Paso Lateral

A partir de la información obtenida en el conteo vehicular realizado durante una semana, enfocándose en las tres horas de mayor tráfico, se identificó el carril con el mayor flujo de vehículos pesados, el cual puede considerarse como el carril de diseño para el pavimento.

Donde:

En este cálculo, AHT representa el número de camiones en la hora de mayor tráfico, eliminando la variable TKS de la fórmula. Las variables DD y LD se establecen en 1, dado que el conteo se realizó en el sentido y carril de mayor tráfico de camiones. La variable TF se calculó a partir del conteo de cargas específico en cada tramo analizado. El valor de ESALs obtenido representa el número de ejes equivalentes acumulados durante la hora de máximo tráfico para el carril de diseño. Los resultados de estos cálculos se resumen en la tabla 4.

**Tabla 4.** Factores de ajuste y tráfico promedio horario anual para cada tramo

Variables de cálculo del TPHA	Tramo 1	Tramo 2	Tramo 3
Tráfico actual promedio por hora (Veh/hora)	5706	3713	5178
Porcentaje de vehículos pesados (TKS)	11,70	14,80	11,90
Tráfico horario máximo de vehículos pesados (Veh/hora)	56	46	51
Tráfico horario máximo de vehículos pesados inicial (Veh/hora)	37	30	34
Factor semanal (FS)	1,107		
Factor mensual (FM)	0,907		
Factor de crecimiento del tráfico pesados (GF)	24,71	24,71	24,71
Factor de camión (TF)	1,85	1,783	1,833
Ejes equivalentes acumulados en una hora (ESALs)	6,16E+05	4,89E+05	5,64E+05

### 3.4. Evaluación Del Pavimento En La Vía Paso Lateral

Por ejemplo, en el tramo 1, el valor deducido para la falla "piel de cocodrilo" de 44,79 se obtuvo de la sumatoria de los valores deducidos de severidad baja, media y alta dividida entre el número de muestras. En este caso, la sumatoria total fue de 537,5, la cual se dividió entre 12, ya que se analizaron 12 muestras como se muestra en la tabla 5.

En el tramo 1 (12 muestras), la falla predominante es la “piel de cocodrilo”, con un valor deducido de 44,79 representando el 52,87% de todas las fallas en este tramo. Esto indica que más de la mitad del deterioro está relacionado con esta falla, evidenciando problemas de fatiga avanzada. Las fallas secundarias incluyen baches, con un valor deducido de 24,63 (29,06%), y fisuras, con un valor de 12,89 (15,22%), afectando la funcionalidad estructural de la vía.

En el tramo 2 (10 muestras), la “piel de cocodrilo” también es la falla más significativa, con un valor deducido de 25,95, (44,10%). Las fisuras siguen, con un valor deducido de 12 (20,39%), y los baches, con un valor de 10 (16,99%).

En el tramo 3 (12 muestras), la “piel de cocodrilo” es nuevamente predominante, con un valor deducido de 23,96, representando el 35,74% de las fallas. Sin embargo, este tramo exhibe una mayor diversidad de deterioros, incluyendo baches 15,58 (23,26%), corrugaciones 7,33 (10,94%), y fisuras 7,38 (11%), lo que sugiere deterioro vinculado a posibles problemas en la subrasante y una condición más compleja.

En la tabla de valores deducidos (Ver tabla 5), se identifican distintos tipos de fallas con sus respectivas severidades a lo largo de los tres tramos analizados. Se presentan resultados del análisis detallado para el valor deducido dependiendo su falla y su porcentaje, lo que permite destacar las fallas predominantes en cada tramo.

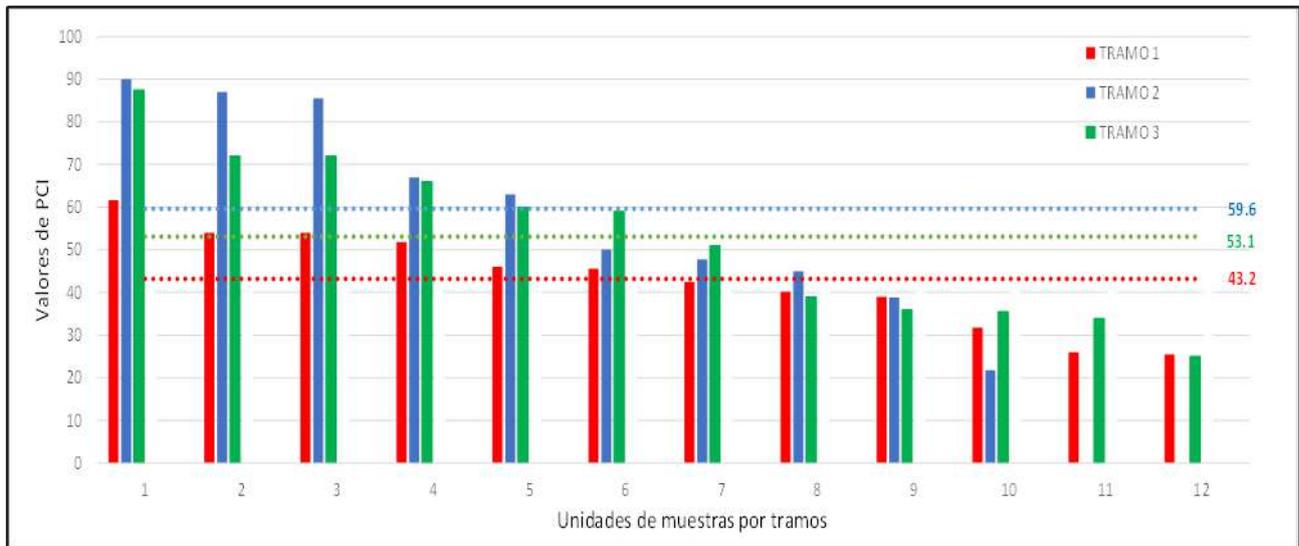
**Tabla 5. Porcentaje de Valor Deducido de falla estudiada**

VALOR DEDUCIDO PARA CADA TIPO DE FALLA															
FALLAS	TRAMO 1					TRAMO 2					TRAMO 3				
	L (LOW)	M (MEDIUM)	H (HIGH)	TOTAL VD	%	L (LOW)	M (MEDIUM)	H (HIGH)	TOTAL VD	%	L (LOW)	M (MEDIUM)	H (HIGH)	TOTAL VD	%
Piel de cocodrilo	0	537,5	0	53,75	52,87	0	259,5	0	25,95	44,10	13,5	274	0	28,75	35,74
Exudación	0	4,5	0	0,45	0,44	0	0	0	0	0,00	0	7	0	0,7	0,87
Abultamientos y hundimientos	0	0	0	0	0,00	0	0	35	3,5	5,95	0	38	0	3,8	4,72
Corrugación	0	0	0	0	0,00	0	0	0	0	0,00	0	88	0	8,8	10,94
Fisuras longitudinales y transversales	38,9	115,8	0	15,47	15,22	7,25	112,75	0	12	20,39	28	60,5	0	8,85	11,00
Parches y parches de corte utilitarios	0	22	0	2,2	2,16	13	40	0	5,3	9,01	0	32	0	3,2	3,98
Baches	80,5	174	41	29,55	29,06	14	54	32	10	16,99	0	26	0	2,6	3,23
Ahuellamientos	0	0	0	0	0,00	0	0	0	0	0,00	0	187	0	18,7	23,24
Desplazamientos	0	0	0	0	0,00	5	5	11	2,1	3,57	0	24,5	0	2,45	3,05
Desprendimientos de agregados	2,5	0	0	0,25	0,25	0	0	0	0	0,00	0	26	0	2,6	3,23
					100,00					100,00					100,00

Las fallas estructurales se evaluaron conforme al método PCI, determinando su densidad y clasificando su severidad en cada tramo. Las grietas longitudinales, transversales y la falla en “piel de cocodrilo” fueron las más comunes, indicando un nivel avanzado de fatiga del pavimento.

El PCI del primer tramo arrojó un promedio de 43.2, clasificando el estado del pavimento como “muy pobre” (rango PCI: 40-55), debido a la cantidad y severidad de las fallas en cada unidad de muestreo (ver tabla 2). En el segundo tramo, el PCI alcanzó un valor de 59,6, lo que indica una mejora y clasifica el estado del pavimento como “pobre” (rango PCI: 55-70), atribuido a la falta de intersecciones importantes que disminuyen el tráfico pesado y el desgaste. En el tercer tramo, con características similares de tráfico y dimensiones, el PCI fue de 53,1, clasificándolo también como “muy pobre”. Este tramo presentó fallas adicionales, como ahuellamientos, corrugaciones y depresiones significativas, posiblemente causadas por problemas en la subrasante, lo que sugiere la necesidad de una evaluación más detallada para plantear soluciones adecuadas.

El PCI se calculó con la fórmula  $PCI = 100 - CDV$ , donde CDV es el valor deducido corregido que refleja el deterioro en las unidades de muestreo. Los resultados resaltan la necesidad de intervenciones correctivas en el pavimento para mejorar su condición estructural y funcional (ver figura 5).

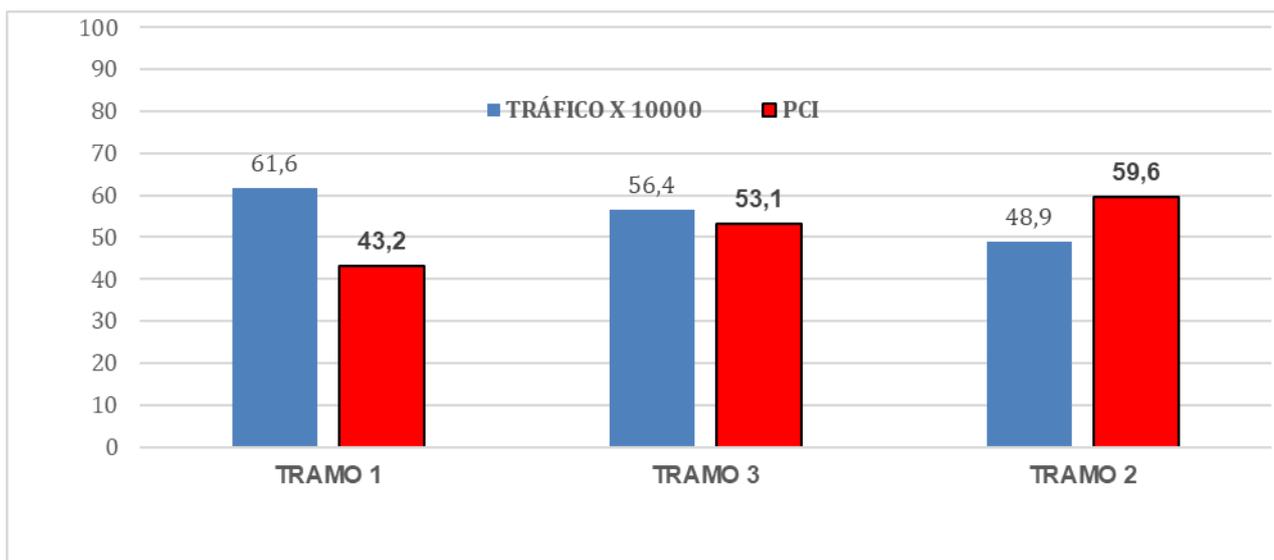


**Figura 5.** PCI de unidades de muestra para cada tramo

Aunque los volúmenes de tráfico entre los tramos presentan diferencias mínimas, el Factor de Camión es mayor en los tramos 1 y 3, con el tramo 1 registrando los valores más altos. Esto sugiere que el tráfico pesado puede ser la variable que más influye en el deterioro del pavimento en estos tramos.

El cálculo de ESALs, utilizando una tasa de crecimiento ponderada y basado en la hora de mayor tráfico, permitió una estimación objetiva de las cargas que ha soportado el pavimento en los últimos 20 años. El tramo 1 registra el mayor acumulado de ESALs, lo cual se asocia con un mayor deterioro y justifica su clasificación como “muy pobre” en términos de PCI.

En la figura 6 se muestra una correlación entre los tráficos acumulados (expresados como ESALs/10<sup>4</sup>) con los valores observados del PCI en cada tramo. Estos resultados demuestran que los mayores valores de tráfico se corresponden con mayor cantidad de deterioros, por tanto, menores valores en el PCI.



**Figura 6.** Representación entre ESAL's Acumulados y valores del PCI para cada tramo

## 4. CONCLUSIONES

La evaluación de la Vía Colectora 39A “Paso Lateral” muestra un fuerte impacto del tráfico pesado en el deterioro del pavimento a lo largo de sus tres tramos, lo que evidencia la relación directa entre el tránsito de vehículos pesados y el desgaste estructural de la vía.

La “piel de cocodrilo” es el daño predominante y se observa en todos los tramos, evidenciando fatiga estructural avanzada del pavimento, particularmente en el tramo 1, donde la concentración de este daño es mayor. El tramo 3, por otro lado, presenta una mayor variedad de daños, posiblemente debido a una combinación de tráfico pesado y condiciones de la subrasante.

Las condiciones climáticas extremas, combinadas con las cargas vehiculares, influyen significativamente en el estado del pavimento. Durante la temporada de lluvias, la infiltración de agua en las capas del pavimento debilita su estructura, reduciendo su capacidad para soportar cargas pesadas y provocando fallas prematuras. Por otro lado, las altas temperaturas, frecuentes en la región, generan expansión térmica en los materiales del pavimento, ocasionando fisuras que facilitan aún más la entrada de agua. Este ciclo de expansión, contracción e infiltración acelera los procesos de deterioro, especialmente en pavimentos expuestos a tráfico constante.

Adicionalmente, las cargas vehiculares, particularmente de vehículos pesados, incrementan las tensiones internas en el pavimento. Durante el período de estudio, las ESALs acumuladas proyectadas para un período de 20 años reflejan un tráfico significativo, lo que, sumado a las sobrecargas frecuentes y las condiciones climáticas, contribuye a la aparición de defectos como grietas longitudinales, baches y deformaciones.

En este contexto, los tipos de deterioro observados en los tramos analizados pueden relacionarse con las posibles causas identificadas. Por ejemplo, las grietas longitudinales suelen asociarse a la expansión térmica causada por las altas temperaturas, mientras que los baches se originan por la infiltración de agua durante la temporada de lluvias. Las deformaciones plásticas, en cambio, se deben principalmente a la combinación de altas temperaturas y cargas vehiculares intensas.

- 1.M. Pagola, O. Giovanon y J. Ramoneda, "Análisis de los factores de deterioro de camión en la zona central de Argentina", Rosario, 2020. URL: <http://hdl.handle.net/2133/21363>
- 2.P. Condarco, "Análisis y Procedimiento para un Estudio de cargas por eje", La Ley, vol.20, pp. 50, 2016. URL: <https://bit.ly/4hnR4zD>
- 3.H. Gonzáles-Fernández, P. Ruiz-Caballero y D. Guerrero-Valverde, "Propuesta de metodología para la evaluación de pavimentos mediante el Índice de Condición del Pavimento (PCI)", Ciencia en su PC, vol.1, n°1, pp. 58-72, 2019. URL: <https://www.redalyc.org/articulo.oa?id=181358738015>
- 4.ASTM D 6433, "Standard Practice for Roads and Parking Lots Pavement Condition Index Surveys", ed. USA: ASTM International, 2007. DOI: <https://doi.org/10.1520/d6433-23>
- 5.Carreteras-Pavimentos Flexibles-Métodos de Cálculo, NC: 334/2004, 2004.
- 6.Giler y S. Bladimiro Flores-De Valgas, "Evaluación funcional del pavimento flexible en la red vial rural de Portoviejo, Ecuador", Revista Científica Multidisciplinaria Arbitrada Yachasun-ISSN: 2697-3456, vol.7, n°13, pp. 212-235, 2023. URL: <https://editorialibkn.com/index.php/Yachasun/article/view/404>
- 7.MTOP, "Norma Ecuatoriana Vial NEVI-12", ed. Ecuador: Ministerio de Transporte y Obras Públicas, 2012. URL: <https://bit.ly/42jLFW5>
- 8.M. Raheel, R. Khan, A. Khan, M. T. Khan, I. Ali, B. Alam, and B. Wali, "Impact of axle overload, asphalt pavement thickness and subgrade modulus on load equivalency factor using modified ESALS equation", Cogent Engineering, vol.5, n°1, pp. 12, 2018. DOI: <https://doi.org/10.1080/23311916.2018.1528044>
- 9.S. S. Kim, J. J. Yang, S. A. Durham, I. K. Kim, and N. T. Yaghoubi, "Determination of Equivalent Single Axle Load (ESAL) Factor for Georgia Pavement Design," Report # FHWA-GA-21-1804, Georgia Dept. of Transportation, Office of Performance-Based Management and Research, 2021. URL: [https://rosap.ntl.bts.gov/view/dot/57399/dot\\_57399\\_DS1.pdf](https://rosap.ntl.bts.gov/view/dot/57399/dot_57399_DS1.pdf)
- 10.B. Baque, "Evaluación del estado del pavimento flexible mediante el método del PCI de la carretera puerto-aeropuerto (Tramo II), Manta. Provincia de Manabí", Dominio de las Ciencias, vol.6, n°2, pp. 203-228, 2020. DOI: <http://dx.doi.org/10.23857/dc.v6i2.1163>
- 11.C. Quinto, J. Mallqui, "Evaluación superficial del pavimento asfáltico apoyada por el método PCI en pistas de aterrizaje de aeropuertos", Universidad Ciencia y Tecnología, vol.27, n°118, pp. 87-98, 2023. DOI: <https://doi.org/10.47460/uct.v27i118.690>
- 12.R. P. Hasibuan and M. S. Surbakti, "Study of Pavement Condition Index (PCI) relationship with International Roughness Index (IRI) on Flexible Pavement," MATEC Web of Conferences, vol. 258, p. 03019, 2019. DOI: <https://doi.org/10.1051/mateconf/201925803019>
- 13.R. Álava y F. Pico, "Modelo para la gestión de la conservación vial del Paso Lateral "Manabí Guillem" en la ciudad de Portoviejo-Manabí-Ecuador", Ciencia y Construcción, vol.6, n°2, pp. 39-47. 2024. URL: <https://rcc.cujae.edu.cu/index.php/rcc/article/view/250>

# 4

## *Influencia De La Longitud Del Elemento Enlace En El Comportamiento De Pórticos Excéntricos De Acero*

*Influence Of Link Element Length On The Behavior Of Eccentric Steel Frames*

### **Autores**

**Luis Alfredo Ormeño Bazurto,**

Ingeniero Civil, Maestría en Ingeniería Civil con Mención en Estructuras, Facultad de Posgrado, Universidad Técnica de Manabí, Portoviejo-Ecuador,

[lormeno1305@utm.edu.ec](mailto:lormeno1305@utm.edu.ec); <https://orcid.org/0000-0002-6577-239X>

**Stalin Alcívar**

Ingeniero Civil, Departamento de Construcciones Civiles, Arquitectura y Geología, Facultad de Ingeniería y Ciencias Aplicadas, Universidad Técnica de Manabí, Portoviejo-Ecuador,

[william.alcivar@utm.edu.ec](mailto:william.alcivar@utm.edu.ec); <https://orcid.org/0000-0001-8430-0534>

# 4

## Diseño Optimizado De Redes De Distribución De Agua Mediante Programación No Lineal

### RESUMEN

El presente artículo analiza la influencia de la longitud del enlace en el comportamiento de pórticos excéntricos de acero, considerando su longitud y el número de pisos como variables. Los sistemas estructurales, diseñados según el AISC 360-22 y la NEC-2015, fueron evaluados mediante análisis dinámico no lineal tipo Tiempo-Historia con tres registros sísmicos y análisis estático no lineal Pushover. Los resultados evidencian que la longitud del enlace afecta la rigidez, disipación de energía y distribución de fuerzas. Enlaces cortos ofrecen mayor rigidez y control de derivas, aunque generan mayores esfuerzos internos; los intermedios logran un equilibrio entre rigidez y capacidad de carga, mientras que los largos mejoran la distribución de la energía sísmica con menor rigidez inicial. Estos hallazgos resaltan la importancia de ajustar la longitud del enlace para optimizar el desempeño sísmico de estas estructuras.

**Palabras claves:** Pórticos arriostrados excéntricamente, longitud del enlace, Método Pushover.

### ABSTRACT

This article analyzes the influence of link length on the behavior of eccentrically braced steel frames, considering link length and the number of stories as variables. The structural systems, designed according to AISC 360-22 and NEC-2015, were evaluated using nonlinear dynamic time-history analysis with three seismic records and nonlinear static pushover analysis. The results show that link length significantly affects stiffness, energy dissipation, and force distribution. Short links provide higher stiffness and better drift control but generate greater internal forces; intermediate links achieve a balance between stiffness and load capacity, while long links improve seismic energy distribution at the expense of lower initial stiffness. These findings highlight the importance of optimizing link length to enhance the seismic performance of these structures.

**Keywords:** Eccentrically braced frames, link length, Pushover Method.

**Nota Editorial: Recibido: Septiembre 2024 Aceptado: Diciembre 2024**

## 1. INTRODUCCIÓN

El diseño sismorresistente en el contexto local de Ecuador es fundamental debido al alto riesgo sísmico que tiene el país. Por ello, la implementación de sistemas sismorresistentes como los pórticos arriostrados excéntricamente (PAE) en estructuras de acero, cobra gran relevancia.

Los PAE están caracterizados por diagonales que no llegan al centro del vano de la viga y no se interceptan entre sí. Esto les proporciona una gran rigidez elástica y alta ductilidad antes grandes derivas de piso, además de disipar energía por fluencia a flexión o corte, controlada por un elemento estructural llamado enlace (link). El enlace es el tramo donde se induce la excentricidad horizontal o vertical en la viga, generando fuerzas de corte y momentos flectores elevados durante un evento sísmico, incursiona en el rango inelástico mientras el resto de los elementos de la estructura se diseñan para permanecer en el rango elástico.

Según Cagua et al. [1], las estructuras se rigidizan mejor con diagonales excéntricas, lo que resulta en menores desplazamientos y derivas comparado con pórticos de diagonales concéntricas.

El enlace de los PAE debe ser sismorresistente, al igual que las diagonales de arriostramiento, las columnas y los segmentos de vigas fuera de los enlaces, diseñados para permanecer elásticos ante las cargas generadas en el enlace debido a su fluencia y de endurecimiento por deformación [2].

Según el American Institute of Steel Construction [3], los enlaces se clasifican en: cortos, donde la longitud es menor o igual a 1,6 la relación entre su resistencia a flexión esperada ( $M_{ce}$ ) y su resistencia a corte esperada ( $V_{ce}$ ), ecuación 1; largos a flexión, donde la longitud es mayor o igual a 2,6 la relación entre su  $M_{ce}$  y  $V_{ce}$ , ecuación 2; e intermedios, donde la longitud cumple con la relación indicada en la ecuación 3.

$$e \leq \frac{1,6 M_{CE}}{V_{CE}} \quad (1)$$

$$e \geq \frac{2,6 M_{CE}}{V_{CE}} \quad (2)$$

$$\frac{1,6 M_{CE}}{V_{CE}} < e < \frac{2,6 M_{CE}}{V_{CE}} \quad (3)$$

Usualmente, los enlaces se diseñan con longitudes reducidas para que funcionen como enlaces cortos, esto es, para inducir la formación de rótulas de corte. Los datos experimentales y los resultados de estudios analíticos muestran la conveniencia de este tipo de enlace, debido principalmente a que la fluencia se distribuye en forma más o menos uniforme en toda el alma del perfil del enlace [4]. Es por ello que, la concentración de deformación plástica es menor que las que se originan en enlaces largos, donde la falla se produce normalmente por fractura del acero en las alas. No obstante, el uso de enlaces largos está permitido, dado que puede resultar necesario en ciertos casos donde existen requerimientos arquitectónicos o funcionales especiales [4].

Los enlaces están diseñados específicamente para disipar energía de forma controlada, transfiriendo las fuerzas axiales inducidas en las riostras mediante esfuerzos de corte y flexión generados en ellos, mientras que el resto de los elementos estructurales permanecen en un régimen elástico [4].

En este trabajo, se estudió la influencia de la longitud del enlace sobre el comportamiento de pórticos excéntricos de acero mediante análisis no lineal estático y dinámico con técnicas Pushover y Tiempo-Historia.

Según Zheng [5], el análisis de tiempo historia es un método numérico riguroso que integra el movimiento de la estructura directamente mediante ecuaciones diferenciales. Este método permite determinar la respuesta dinámica en términos de desplazamientos, aceleraciones, y velocidades en cada paso del tiempo. En casos de sismos significativos que generan demandas severas de deformación en la estructura, el análisis no lineal tiempo historia es indispensable para evaluar el desempeño estructural y las vulnerabilidades causadas por el sismo de diseño.

Por otra parte, la técnica Pushover tiene como objetivo estimar el comportamiento esperado del sistema estructural evaluando su resistencia y deformaciones bajo cargas sísmicas mediante un análisis no lineal estático. Este método compara las demandas sísmicas con las capacidades disponibles en los niveles de desempeño previstos [5].

Es crucial identificar los patrones de distribución de cargas para reconocer los elementos que deben ser verificados adecuadamente en ambos tipos de análisis, estático no lineal y tiempo-historia [6].

Tso & Moghadam [7] describen el análisis no lineal estático (Pushover) como una técnica simplificada y eficiente para determinar la curva de capacidad de una estructura sometida a cargas inerciales aumentadas de forma monotónica hasta alcanzar su capacidad máxima.

## 2. METODOLOGÍA

Esta investigación se fundamenta en un enfoque metodológico cuantitativo con un diseño experimental, donde se evaluaron los efectos del elemento enlace al modificar la longitud de este. Se trata de un estudio descriptivo cuyo propósito principal es profundizar, describir y medir conceptos y situaciones. Se llevó a cabo un análisis transversal, definido como un estudio observacional que analiza múltiples variables en un momento dado. La fuente de información utilizada fue documental, orientada a abordar una situación o problema mediante la selección y recopilación de información a través de la lectura crítica de documentos y materiales bibliográficos.

Como parte del procedimiento de la investigación se consideraron 9 tipos de pórticos planos, variando el número de pisos y la longitud del elemento enlace. Se analizaron estructuras de 3, 5 y 8 pisos, utilizando tres longitudes diferentes para el elemento enlace: longitud máxima (enlace a flexión), longitud mínima (enlace corto) y una longitud promedio (enlace intermedio). El número de pisos de las estructuras fueron seleccionados para incluir una estructura de baja altura, una de altura media y una de gran altura, representativas de las edificaciones típicas en Ecuador.

Se llevó a cabo un análisis modal espectral para el diseño de los pórticos mencionados, seguido de un análisis no lineal estático y dinámico mediante las técnicas Pushover y Tiempo-Historia, utilizando el software ETABS [8].

Se evaluó la fuerza de corte en el elemento enlace y la curva de capacidad en cada uno de los pórticos para los análisis planteados.

### 2.1. Descripción Geométrica Y Propiedades De Los Elementos De Análisis

El diseño de los pórticos planos se realizó utilizando el método de diseño por factores de carga y resistencia (LRFD) conforme a las disposiciones del AISC 360-22 [3]. Las cargas y combinaciones de carga se basaron en la NEC-2015 [9].

En la figura 1 se muestran los diferentes sistemas estructurales empotrados, además de un pórtico (de un solo vano) simplemente apoyado, con vigas y columnas articuladas, cuyas articulaciones se representan con un círculo. Este último permite incorporar la masa concentrada del sistema de cargas gravitacionales al sistema de cargas laterales, sin aportar rigidez. Todos los casos tienen una altura de entrepiso de 3,2 m y una longitud libre de 6,0 m en los vanos laterales y 8,0 m en el vano central.

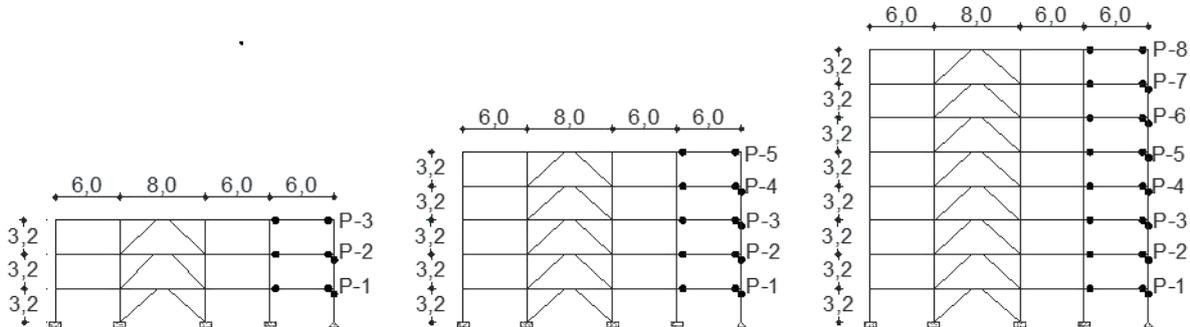


Figura 1: Vista en elevación de los modelos matemáticos en análisis.

Los pórticos fueron analizados en el eje 'X'. En cuanto a la longitud del enlace, se utilizaron 1,0 m para enlaces a corte, 1,6 m para enlaces a flexión y 1,3 m para enlaces intermedios, como se muestra en la figura 2. La figura 2 presenta solo el caso de la estructura con tres pisos; sin embargo, esta longitud de excentricidad también se utilizó para el análisis de los pórticos de 5 y 8 pisos. Los elementos a flexión fueron arriostrados lateralmente para simular la presencia de vigas secundarias a lo largo del eje "Y".

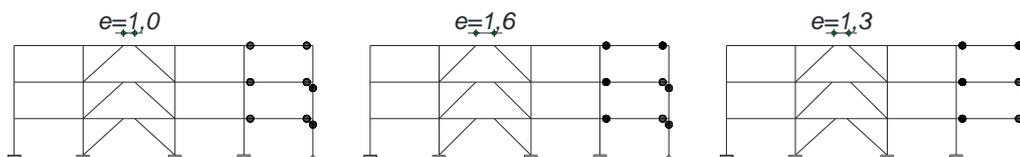
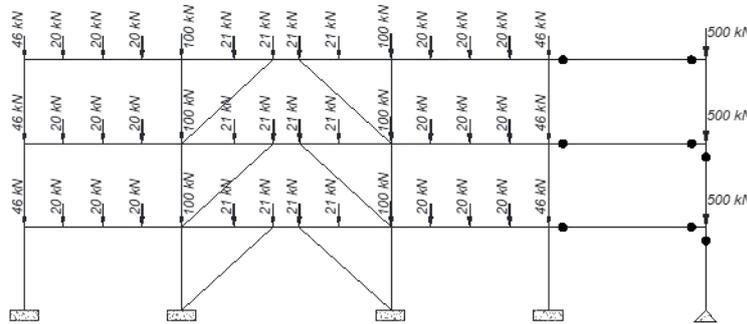


Figura 2: Esquema de longitudes de enlaces: (a) enlace a corte,  $e=1,0$  m; (b) enlace a flexión,  $e=1,6$  m; (c) enlace intermedio,  $e=1,3$  m.

En los vanos laterales y central se aplicaron cargas puntuales calculadas a partir del modelo original en planta (cargas gravitacionales por área tributaria): 46 kN y 100 kN en los ejes de columnas, 20 kN y 21 kN distribuidas en las ubicaciones de las vigas secundarias en el eje "Y" de los vanos laterales y central respectivamente. En el pórtico de gravedad, se colocó una carga puntual de 500 kN en el eje de la columna para el análisis correspondiente. La figura 3 muestra las cargas puntuales aplicadas al modelo.



**Figura 3:** Esquema de cargas puntuales aplicadas.

Para el método Pushover se utilizaron rotulas plásticas Auto P para carga axial en el arriostramiento, debido a su articulación. En las columnas se emplearon rótulas P-M3 para carga axial y momento, mientras que en las vigas y el enlace se utilizaron rótulas M3 para momento (flexión), todas ellas localizadas respectivamente al 5 % y 95 % de la altura de cada elemento. Además, para el estudio de análisis de tiempo-historia, se utilizaron tres registros sísmicos: (i) Registro Ecuador-Portoviejo 2016; (ii) Registro de Taiwán-Chichi 1999, y (iii) Registro de Italia-Friuli 1976.

Estos registros corresponden a eventos de subducción propios de la zona de estudio. Asimismo, se escaló cada registro sísmico para ajustarlos al espectro objetivo de acuerdo con la Norma Ecuatoriana de la Construcción [9], obteniendo un factor de 1,8. Este factor se multiplicó por la aceleración gravitacional de cada registro para obtener los resultados del análisis utilizando el software ETABS.

Los sistemas estructurales analizados corresponden a pórticos especiales arriostrados excéntricamente con perfiles de acero laminado en caliente. Las secciones utilizadas para cada elemento estructural fueron: HEB 550 para columnas, IPE 360 para vigas, y HSS 6x6x3/8 para diagonales. Las uniones entre vigas y columnas fueron continuas, mientras que en los extremos de las diagonales se asignaron articulaciones para que estas trabajen principalmente a esfuerzos axiales. El tipo de acero utilizado fue ASTM A36, comúnmente utilizado en Ecuador debido a su disponibilidad; sus propiedades están descritas en la tabla 1.

**Tabla 1:** Propiedades del acero estructural ASTM A36

Acero ASTM A36	Límite de fluencia	$f_y = 250 \text{ MPa}$
	Límite de rotura de acero	$f_u = 400 \text{ MPa}$
	Módulo de elasticidad	$E = 200000 \text{ MPa}$

## 2.2. Parámetros De Diseño Según La NEC-2015

Para las cargas gravitacionales de diseño en los modelos, se siguieron las especificaciones del capítulo "Cargas no Sísmicas NEC-SE-CG", de la Norma Ecuatoriana de la Construcción, NEC [9]. La carga permanente calculada y las cargas de uso aplicadas al modelo se detallan en la tabla 2.

**Tabla 2:** Cargas gravitacionales de servicio.

CARGA DE SERVICIO	$\text{kN/m}^2$
Carga muerta (D)	4,90
Carga muerta en la cubierta ( $D_{\text{cub}}$ )	2,45
Carga viva (L)	2,00
Carga viva en la cubierta ( $L_{\text{cub}}$ )	0,70

### 2.3. Combinaciones de carga

El diseño de los elementos estructurales se realizó utilizando el método LRFD, el cual aplica factores de carga y combina diferentes estados de carga para incrementar la seguridad de los elementos, asegurando que cumplan con las condiciones de funcionamiento requeridas. Estas combinaciones están adaptadas al contexto local del país, conforme a la normativa NEC-SE-CG [9], y se detallan en las ecuaciones enumeradas del 4 al 7.

$$\text{Combinación 1:} \quad 1,4 D \quad (4)$$

$$\text{Combinación 2:} \quad 1,2 D + 1,6 L \quad (5)$$

$$\text{Combinación 3:} \quad 1,2 D + 1,0 E + 1,0 L \quad (6)$$

$$\text{Combinación 4:} \quad 0,9 D + 1,0 E \quad (7)$$

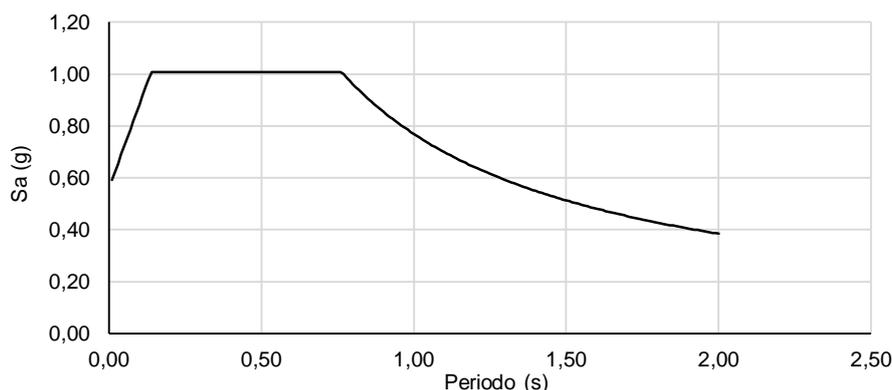
### 2.4. Acción Sísmica

Para desarrollar un espectro elástico de respuesta que simule un movimiento sísmico, la acción sísmica considera parámetros basados en las características del suelo local, la estructura y naturaleza del sismo.

En este estudio, se definió el espectro de diseño de acuerdo con la NEC-SE-DS [9], para la ciudad de Portoviejo, ubicada en la zona sísmica VI, considerando un suelo tipo D. Para el cálculo de las fuerzas laterales, se adoptó un valor conservador del factor de reducción de fuerzas sísmicas,  $R = 6$ , garantizando que las fuerzas sísmicas sean mayores que las utilizadas para el diseño estructural. La Tabla 3 presenta los parámetros para definir la acción sísmica, mientras que la figura 4 muestra el espectro elástico de diseño.

**Tabla 3:** Parámetros sísmicos de diseño.

<b>I</b>	1,00	Factor de importancia
<b>Zona sísmica</b>	VI	-
<b>Z</b>	0,50	Factor de zona
<b>Suelo tipo</b>	D	Perfil del Suelo
<b>F<sub>a</sub></b>	1,12	Coficiente de amplificación del suelo en la zona de periodo corto
<b>F<sub>d</sub></b>	1,11	Coficiente de desplazamientos para diseño en roca
<b>F<sub>s</sub></b>	1,40	Coficiente que considera el comportamiento no lineal de los suelos
<b>Φ<sub>p</sub></b>	1,00	Coficiente de irregularidad en planta
<b>Φ<sub>E</sub></b>	1,00	Coficiente de irregularidad en elevación
<b>R</b>	6,00	Coficiente de reducción de fuerzas sísmicas
<b>r</b>	1,00	Factor usado en el espectro de diseño elástico
<b>η</b>	1,80	Relación de amplificación espectral



**Figura 4:** Espectro de diseño elástico según la NEC-2015 para una Zona sísmica VI, y Suelo D.

### 2.5. Análisis No Lineal

El análisis no lineal considera el comportamiento no lineal de los materiales y estructuras, abordando cómo varía la respuesta de la estructura conforme aumentan progresivamente las cargas. Esto incluye deformaciones que exceden el rango elástico, comportamiento plástico y efectos de segundo orden.

Para el análisis tiempo historia se emplearon tres registros sísmicos escalados según el espectro de diseño indicado en la Norma Ecuatoriana de la Construcción. Los registros escalados se presentan la figura 5. La figura 5a corresponde al registro Ecuador-Portoviejo 2016; la figura 5b corresponde al registro Taiwán-Chichi 1999 y la figura 5c corresponde al registro Italia-Friuli 1976. En el caso de la técnica Pushover, se consideró una carga lateral consistente con el primer modo de vibración obtenido de un análisis modal en dirección 'X'.

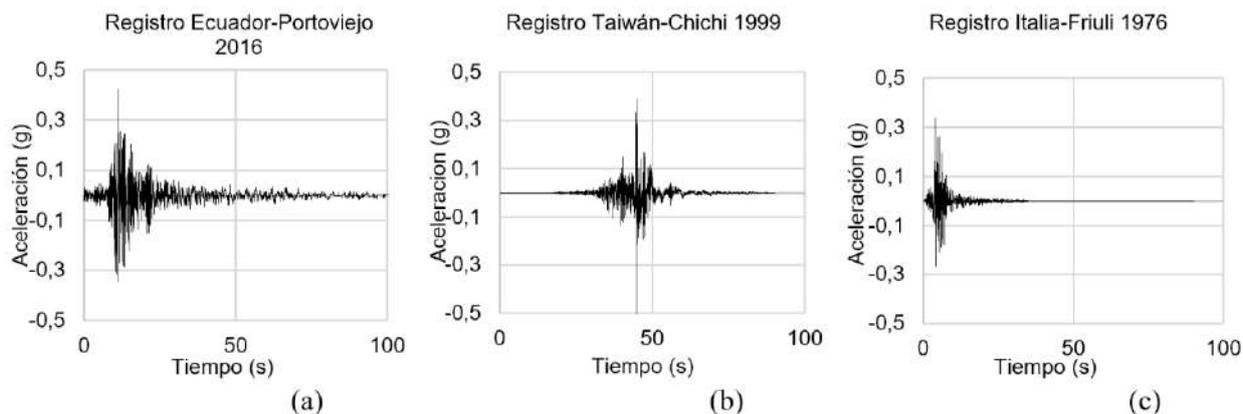


Figura 5: Registros sísmicos para el caso de análisis no lineal Dinámico Tiempo-Historia.

## 2.6. Rótulas Plásticas

La rótula plástica es un modelo matemático diseñado para alcanzar un estado plástico y así disipar energía. Estas rótulas se ubican en los extremos y zonas específicas de los elementos estructurales, mejorando la distribución de esfuerzos en el rango no lineal [10].

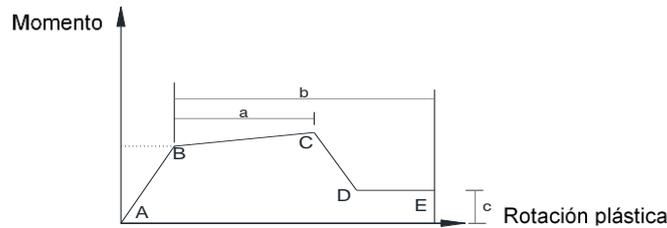
Según Salcedo [11] las rótulas funcionan como articulaciones en los elementos estructurales, permitiéndoles girar libremente. En teoría, no ofrecen resistencia a flexión, pero son capaces de transmitir cargas axiales y cortantes.

Durante un evento sísmico, se espera que la estructura experimente deformaciones no elásticas, dando lugar a la formación de zonas de alta demanda dinámica conocidas como rótulas plásticas. En el caso de vigas, estas zonas se localizan o se presuponen cercanas de los nudos [12].

El diseño de las rótulas plásticas se basa en las tablas proporcionadas por el ASCE 41-17 [13], las cuales se utilizaron para el análisis no lineal en este estudio. Estas tablas establecen condiciones específicas para determinar el comportamiento de los elementos estructurales, incluyendo la relación de fuerza residual (c), los ángulos de rotación (a, b) y los criterios de aceptación como ocupación inmediata (IO), seguridad de vida (LS) y prevención al colapso (CP), para vigas, columnas y enlaces. Estos parámetros se detallan en la tabla 4 y se representan de manera esquemática en la figura 6.

Tabla 4: Parámetros y criterios de aceptación para la creación de rótulas plásticas.

VIGAS FLEXIÓN	Parámetros de modelación			Criterios de aceptación		
	Ángulo de rotación plástica, radianes	Relación de resistencia residual		Ángulo de rotación plástica, radianes		
	a	b	c	IO	LS	CP
<b>VIGAS FLEXIÓN</b>						
a. $\frac{b_f}{2t_f} \leq \frac{52}{\sqrt{F_{ye}}} \text{ y } \frac{h}{t_w} \leq \frac{418}{\sqrt{F_{ye}}}$	$9 \theta_y$	$11 \theta_y$	0,6	$1 \theta_y$	$9 \theta_y$	$11 \theta_y$
b. $\frac{b_f}{2t_f} \geq \frac{65}{\sqrt{F_{ye}}} \text{ o } \frac{h}{t_w} \geq \frac{640}{\sqrt{F_{ye}}}$	$4 \theta_y$	$6 \theta_y$	0,2	$0,25 \theta_y$	$3 \theta_y$	$4 \theta_y$
c. Otro	La interpolación lineal entre los valores de las líneas a y b para ambos términos, la esbeltez de ala (primer término) y la esbeltez de alma (segundo término), se llevará a cabo, y se utilizará el valor resultante más bajo.					
<b>COLUMNAS FLEXIÓN</b>						
Para $P/PL_{CL} < 0,2$						
a. $\frac{b_f}{2t_f} \leq \frac{52}{\sqrt{F_{ye}}} \text{ y } \frac{h}{t_w} \leq \frac{300}{\sqrt{F_{ye}}}$	$9 \theta_y$	$11 \theta_y$	0,6	$1 \theta_y$	$9 \theta_y$	$11 \theta_y$
b. $\frac{b_f}{2t_f} \geq \frac{65}{\sqrt{F_{ye}}} \text{ o } \frac{h}{t_w} \geq \frac{460}{\sqrt{F_{ye}}}$	$4 \theta_y$	$6 \theta_y$	0,2	$0,25 \theta_y$	$3 \theta_y$	$4 \theta_y$
c. Otro	La interpolación lineal entre los valores de las líneas a y b para ambos términos, la esbeltez de ala (primer término) y la esbeltez de alma (segundo término), se llevará a cabo, y se utilizará el valor resultante más bajo.					
<b>EBF VIGA ENLACE</b>						
a. $e \leq \frac{1,6 M_{CE}}{V_{CE}}$	0,15	0,17	0,80	0,005	0,14	0,16
b. $e \geq \frac{2,6 M_{CE}}{V_{CE}}$	Igual que en el caso de las vigas					
c. $\frac{1,6 M_{CE}}{V_{CE}} < e < \frac{2,6 M_{CE}}{V_{CE}}$	Se deberá usar interpolación lineal					



**Figura 6:** Esquema momento – rotación plástica en rótulas a flexión.

### 3. RESULTADOS Y DISCUSIÓN

En el análisis realizado, se definieron como variables independientes el número de pisos de la estructura, la longitud del enlace y el registro sísmico empleado. Por su parte, las variables dependientes consideradas fueron: la fuerza cortante basal, el desplazamiento máximo de la estructura, las fuerzas cortantes y momentos de volcamiento de la estructura, las fuerzas cortantes y momentos flectores en los enlaces, la formación de rótulas plásticas y los ciclos de histéresis asociados a dichas rótulas. Los resultados obtenidos para estas variables se presentan en esta sección.

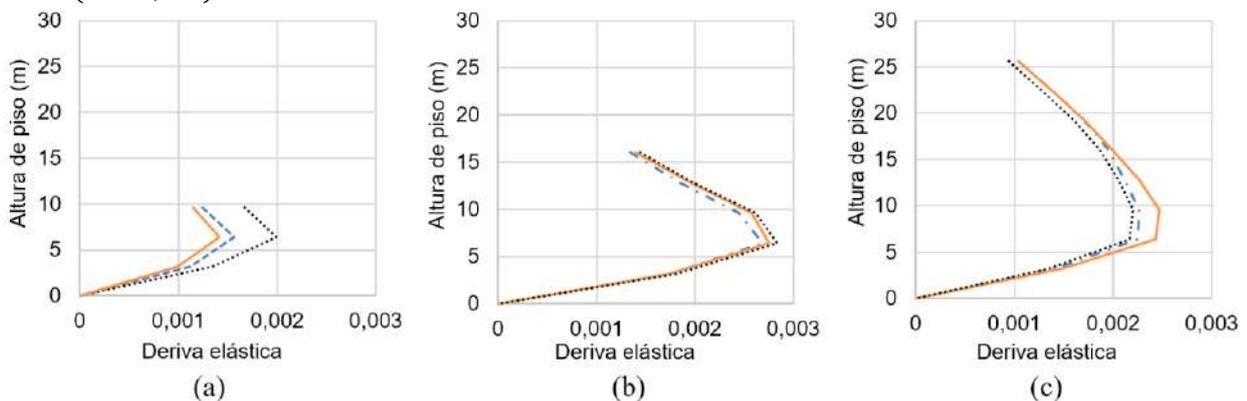
#### 3.1. Derivas Inelásticas Máximas Según La NEC-2015

La deriva máxima inelástica no debe ser mayor que el 2% de la altura de entrepiso, y se determina como se indica en la ecuación 8.

$$\Delta_M = 0,75 * R * \Delta_E \quad (8)$$

En la ecuación 8,  $\Delta_M$  representa la deriva inelástica;  $R$  es el factor de reducción de fuerzas sísmicas, y  $\Delta_E$  corresponde al valor de la deriva elástica.

En la figura 7 se muestran las derivas elásticas de la estructura analizada, tanto a corte como a flexión e intermedio, para los pórticos de 3, 5 y 8 pisos. Se observó que, para las estructuras de tres y cinco pisos, los valores máximos se obtuvieron en el segundo nivel, mientras que para la estructura de 8 pisos los valores máximos se registraron en el tercer nivel, debido a la mayor altura de esta última estructura. La máxima deriva para la estructura de tres niveles fue de 0,001991 para el enlace a flexión ( $e = 1,6 m$ ), para la estructura de cinco pisos fue de 0,002830 para el enlace a flexión ( $e = 1,6 m$ ), y para la estructura ocho pisos fue de 0,002469 para el enlace intermedio ( $e = 1,3 m$ ).



**Figura 7:** Derivas máximas elásticas: (a) Tres pisos; (b) cinco pisos; (c) ocho pisos.  
Enlace a corte: ----, enlace intermedio — y enlace a flexión - · - · -

En la tabla 5 se presentan las derivas inelásticas, las cuales representan el porcentaje de la altura de piso respecto al desplazamiento para cada uno de los sistemas estructurales en la dirección 'X'. Las diferencias en los porcentajes de derivas entre los pórticos de 3, 5 y 8 pisos, tanto en el enlace a corte, a flexión e intermedio, se deben a la longitud del enlace y la altura de los pórticos. La máxima deriva inelástica para los pórticos de 3 y 5 pisos se registró en el segundo piso, alcanzando un porcentaje máximo de 1,27 % para el enlace intermedio ( $e = 1,3 m$ ) del pórtico de 5 pisos, mientras que para el pórtico de 8 pisos fue de 1,11% para enlace a flexión ( $e = 1,6 m$ ) en el tercer piso. Las derivas máximas inelásticas se encuentran en niveles por debajo del límite de 2 % establecido en la NEC – 2015. Se puede notar que la longitud del enlace tiene un efecto en la deriva máxima, pero este efecto no es lineal; en algunos casos, el aumento de la longitud del enlace produce un incremento en la deriva, mientras que en otros la deriva se mantiene constante e incluso disminuye.

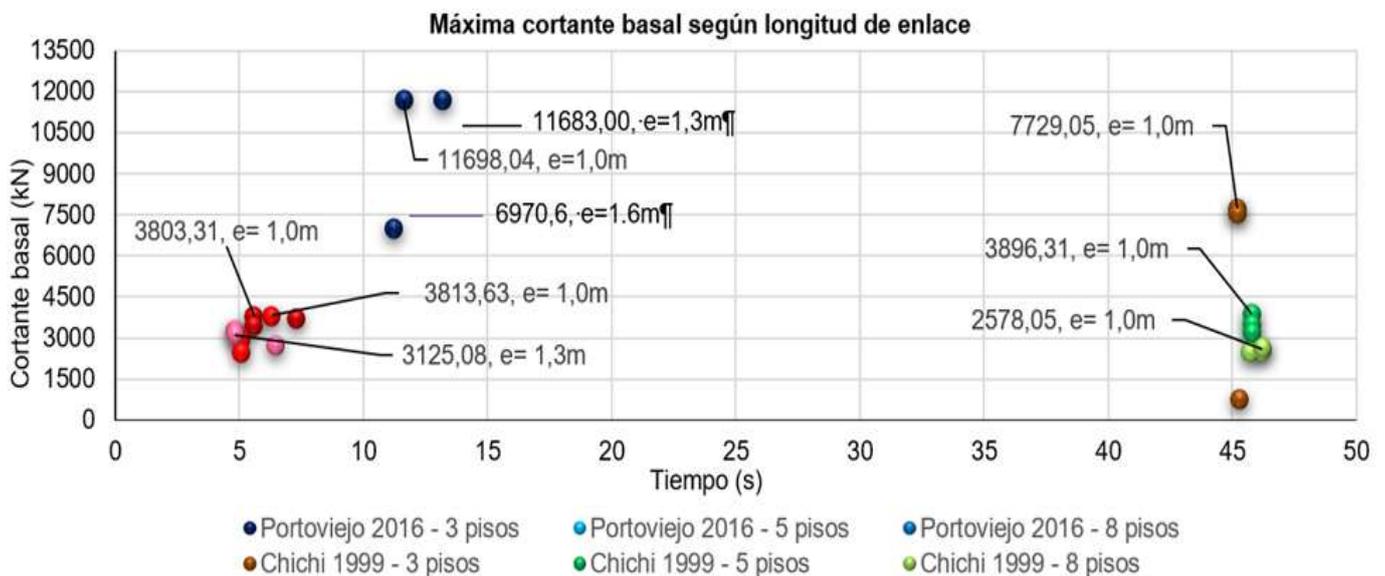
**Tabla 5:** Derivas máximas inelásticas de los sistemas estructurales

N. Pisos	Caso de carga	Longitud del enlace (m)	Piso	Derivas máximas inelásticas
3	Modal espectral 'X'	1,0	2	0,70 %
		1,3	2	0,64 %
		1,6	2	0,90 %
5		1,0	2	1,21 %
		1,3	2	1,27 %
		1,6	2	1,24 %
8		1,0	3	1,02 %
		1,3	3	0,99 %
		1,6	3	1,11 %

### 3.2. Cortante Basal

En el análisis tiempo historia, el máximo cortante basal en cada estructura (con su respectiva longitud de enlace y número de pisos) se muestra en la figura 8. Este diagrama refleja el cortante máximo alcanzado en un punto específico durante el registro sísmico, coincidiendo con el momento de máximo desplazamiento. El mayor cortante basal se registró para el registro sísmico de Ecuador – Portoviejo 2016, alcanzando un valor de 11698,04 kN a los 11,60 segundos, con un desplazamiento máximo de 22,80 cm en ese punto.

Es importante destacar que cada registro está representado por 3 puntos del mismo color, los cuales indican la longitud del enlace. Los sistemas estructurales con enlace corto ( $e = 1,0 m$ ) muestran mayores desplazamientos.



**Figura 8:** Diagrama de máximo cortante basal según la longitud de enlace y el número de pisos.

La tabla 6 muestra el desplazamiento máximo correspondiente al cortante basal máximo alcanzado, según la longitud del enlace y número de pisos de cada sistema estructural, basado en los diagramas del análisis tiempo historia, para los tres registros analizados.

**Tabla 6:** Resumen de desplazamientos máximos según la longitud del enlace y número de pisos en base a diferentes registros sísmicos.

Registro sísmico	e (m)	N. Pisos	Tiempo (s)	Cortante basal máxima (kN)	Desplazamiento máximo (cm)
Portoviejo 2016	1,00	3	11,60	11698,04	22,84
	1,30		11,60	11683,00	19,68
	1,60		11,20	6977,60	19,57
	1,00	5	15,40	3228,65	7,76
	1,30		15,50	3791,14	14,93
	1,60		15,40	3539,28	10,00
	1,00	8	11,50	6228,80	13,62
	1,30		10,80	5739,56	12,52
	1,60		11,60	5914,75	16,85
Chichi 1999	1,00	3	45,20	7729,05	15,93
	1,30		45,20	7572,40	14,69
	1,60		45,30	6391,73	15,97
	1,00	5	45,80	3896,31	14,71
	1,30		45,80	3206,51	14,85
	1,60		45,80	3537,37	14,51
	1,00	8	46,20	2578,05	7,64
	1,30		46,20	2614,69	7,12
	1,60		45,70	2453,10	7,79
Friuli 1976	1,00	3	5,60	3803,31	7,52
	1,30		5,60	3459,13	6,33
	1,60		7,30	3757,60	9,74
	1,00	5	6,30	3813,63	10,66
	1,30		5,10	2466,95	5,45
	1,60		5,10	2935,46	6,94
	1,00	8	4,80	3305,38	10,42
	1,30		4,80	3125,08	9,43
	1,60		6,40	2733,81	7,71

La fuerza de cortante basal máxima generalmente disminuye con el aumento de la longitud del enlace, lo que indica una disipación de energía más eficaz y menores fuerzas internas. En los tres registros sísmicos, los pórticos de menor altura (3 pisos) presentan cortantes basales máximas más altas que los de mayor altura, especialmente para el enlace de 1,0 m. Esto podría deberse a la mayor rigidez de los pórticos de baja altura, que genera una respuesta más rígida ante las cargas laterales.

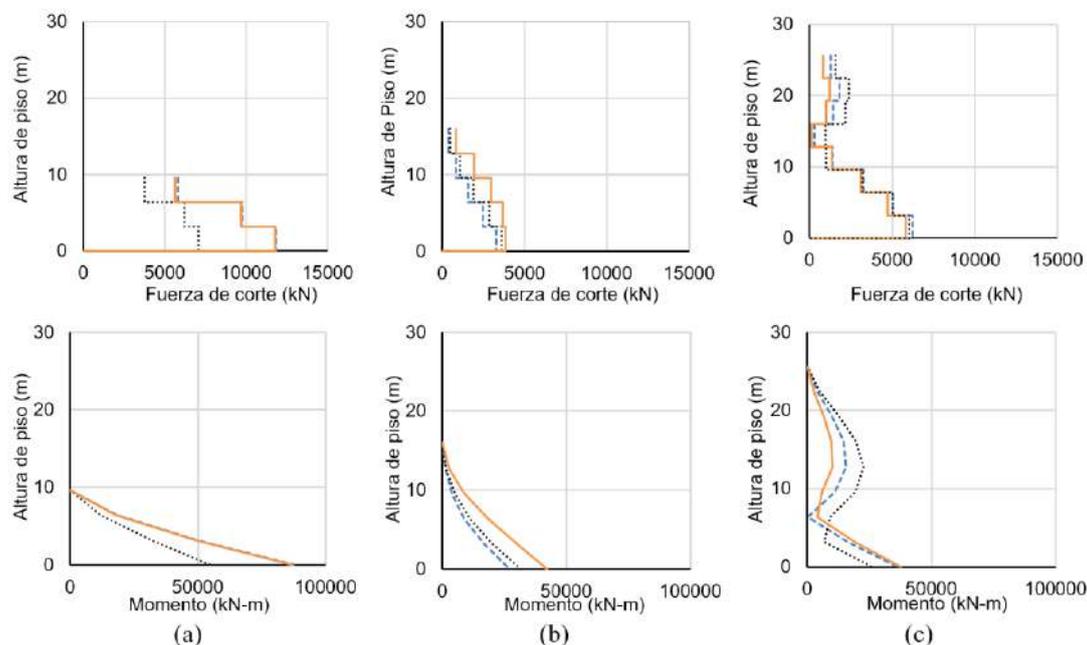
El desplazamiento máximo varía significativamente entre registros sísmicos y es influenciado tanto por el número de pisos como por la longitud del enlace. En el registro de Portoviejo 2016, el desplazamiento máximo típicamente disminuye a medida que aumenta la longitud del enlace, lo que indica que un enlace más largo puede ayudar a reducir los desplazamientos en pórticos de baja altura. En el caso de la estructura de 8 pisos, sin embargo, se obtuvo un mayor desplazamiento con una mayor longitud de enlace. El valor más alto (22,84 cm) se presenta en el pórtico de 3 pisos con un enlace de 1,0 m. Para el registro de Chichi 1999, se observa una tendencia similar, aunque los desplazamientos máximos son menores en comparación con el registro de Portoviejo. El desplazamiento máximo es de 14,78 cm, y también disminuye con la longitud del enlace. En el registro de Friuli 1976, los desplazamientos máximos son, en general, los más bajos entre los tres registros sísmicos. Esto puede ser indicativo de una menor demanda en este sismo. El desplazamiento máximo en este caso es de 10,86 cm para un pórtico de 3 pisos con un enlace de 1,0 m.

En general, los pórticos de menor altura (3 pisos) tienden a experimentar mayores desplazamientos y cortantes basales en comparación con los de 8 pisos. Esto sugiere que los pórticos más altos, al ser más flexibles, logran distribuir mejor la energía sísmica a través de la estructura.

Los desplazamientos laterales presentados en la tabla 6 muestran una tendencia general de disminución a medida que se aumenta la longitud del enlace. Sin embargo, el análisis ANOVA arroja un valor p de 0,267, lo superior al umbral de significancia de 0,05, lo que indica que las diferencias en los desplazamientos máximos entre las distintas longitudes de enlace no son estadísticamente significativas. La correlación de Pearson entre la longitud del enlace y el desplazamiento máximo es de  $-0,30$ , con un valor p de 0,127, lo que sugiere una relación negativa moderada (a medida que la longitud de enlace se incrementa, el desplazamiento tiende a reducir), aunque esta correlación tampoco es estadísticamente significativa. En conclusión, aunque parece existir una leve tendencia a que los desplazamientos disminuyan con enlaces más largos, los resultados del ANOVA y de la correlación de Pearson no permiten afirmar con certeza estadística que esta relación sea significativa en este conjunto de datos.

### 3.3. Fuerza Cortante Y Momento De La Estructura

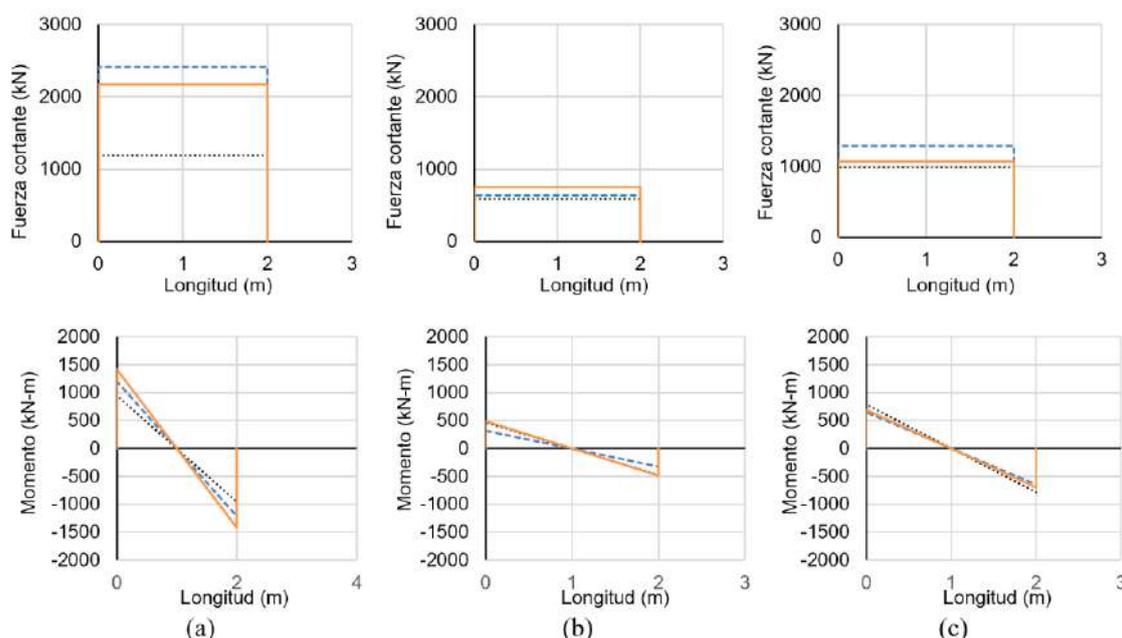
En la figura 9 se observan los diagramas de fuerzas cortantes y momentos flectores de los pórticos de 3, 5 y 8 pisos de la estructura para corte, flexión e intermedio. El análisis se realizó según el registro sísmico de Portoviejo 2016, se exhibe el mayor cortante basal y desplazamiento. Se verificó que las fuerzas cortantes y momentos flectores en la base de la estructura alcanzaron valores máximos de  $11794,48 \text{ kN}$  y  $87545,92 \text{ kN} \cdot \text{m}$  respectivamente para los pórticos de 3 pisos, utilizando un enlace corto ( $e = 1,0 \text{ m}$ ), obtenidos mediante un software comercial.



**Figura 9:** Diagrama de fuerza cortante y momento de volcamiento de la estructura según longitud del enlace y el número de pisos. (a) Tres pisos; (b) cinco pisos; (c) ocho pisos. Enlace a corte: ----, enlace intermedio — y enlace a flexión .....

### 3.4. Fuerza Cortante Y Momento Del Enlace

En la figura 10 se muestran los diagramas de fuerzas cortantes y momentos flectores del enlace de los pórticos de 3, 5 y 8 pisos para corte, flexión e intermedio. Se realizó el análisis del primer piso de cada nivel con el registro sísmico de Portoviejo 2016. Se verificó que las mayores fuerzas cortantes se produjeron en los pórticos de 3 pisos con enlace a corte ( $e=1,0\text{m}$ ), obteniendo valores máximos de  $2412,0 \text{ kN}$ . El momento flector, por su parte, se generó en los pórticos de 3 pisos para el enlace intermedio alcanzando un valor de  $1416 \text{ kN} \cdot \text{m}$ .



**Figura 10:** Diagrama de cortante y momento según longitud de enlace y número de pisos. (a) Tres pisos; (b) cinco pisos; (c) ocho pisos. Enlace a corte: ----, enlace intermedio — y enlace a flexión .....

### 3.5. Rótulas Plásticas Y Ciclos De Histéresis

En esta sección se presentan los resultados obtenidos con el registro sísmico de Portoviejo 2016 en los pórticos de 3 pisos, los cuales mostraron las mayores fuerzas cortantes y momentos flectores en el primer piso en comparación con los otros registros analizados. Se asignaron rótulas a flexión en los elementos de enlace, así como rótulas a flexión y corte en columnas, vigas y diagonales. La figura 11 muestra la aparición de las primeras rótulas para la estructura de tres pisos, las cuales se generan en un tiempo cercano a 9,2 segundos del registro. Se observó que estas rótulas aparecieron en los elementos enlaces del segundo piso para las tres longitudes de enlaces. En el caso de la estructura con el enlace a flexión, también se evidenció la formación de rótulas en una de las diagonales, junto con las rótulas en el elemento enlace.

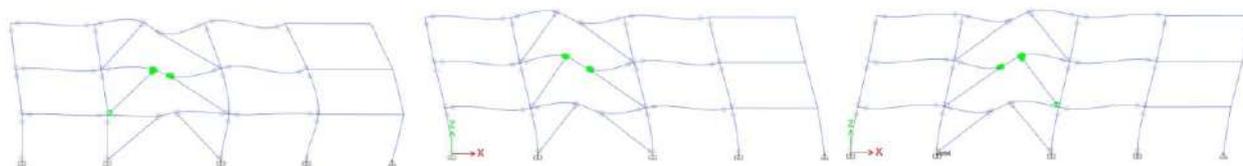


Figura 11: Esquema de aparición de las primeras rótulas plásticas en la estructura de tres pisos.

La figura 12 muestra estado de formación de rótulas plásticas para el registro de Portoviejo 2016 en los tiempos de 11,6 segundos, 11,2 segundos y 11,6 segundos respectivamente. En cuanto a la formación de las rótulas plásticas, estas se distribuyeron de forma adecuada en pie de columnas, las vigas y en el enlace. A pesar de las altas fuerzas cortantes y momentos flectores, no se observaron daños en los elementos principales del pórtico, lo que indica que el nivel de daño de las rótulas corresponde a un nivel operacional.

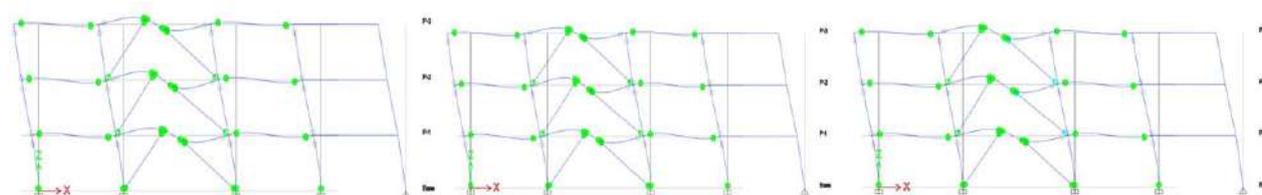


Figura 12: Esquema final de rótulas plásticas en la estructura de tres pisos.

La disipación de energía puede cuantificarse mediante el área de los ciclos de histéresis que puede desarrollar la estructura a medida que se deforma en el rango inelástico bajo la acción sísmica [4]. Se utilizaron rótulas a flexión M3 en los enlaces y la figura 13 muestra el comportamiento histerético de las rótulas asignadas en los extremos izquierdo del elemento enlace del primer piso para la estructura de tres pisos. Dichas rótulas fueron designadas en el análisis como B8H5 para el enlace a corte, B3H5 para el enlace a flexión, y B3H5 para el enlace intermedio. Se puede observar que el comportamiento histerético del enlace es adecuado, mostrando ciclos de histéresis estables durante las cargas y descargas en el pórtico con enlace corto. Este comportamiento evidencia una baja degradación de la rigidez y la resistencia del material, permitiendo una disipación estable de energía y asegurando una ductilidad óptima del sistema. De las curvas de histéresis se puede notar que existe disipación de energía por histéresis, al incurrir las rótulas en el rango no lineal. Los valores de rotación plástica en las rótulas analizadas son cercanos a 0,0006, valor inferior al límite de comportamiento de ocupación inmediata 0,005, por lo que las estructuras analizadas en general se encuentran en un nivel de desempeño de ocupación inmediata IO.

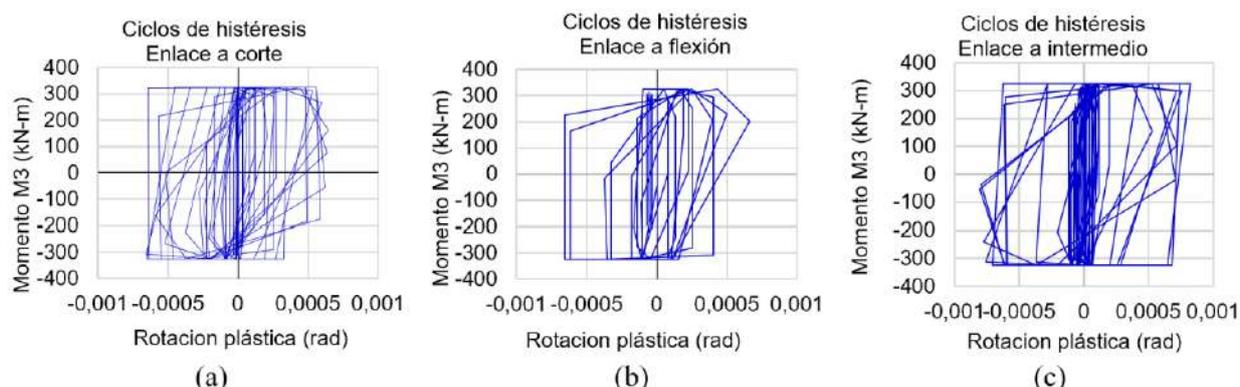
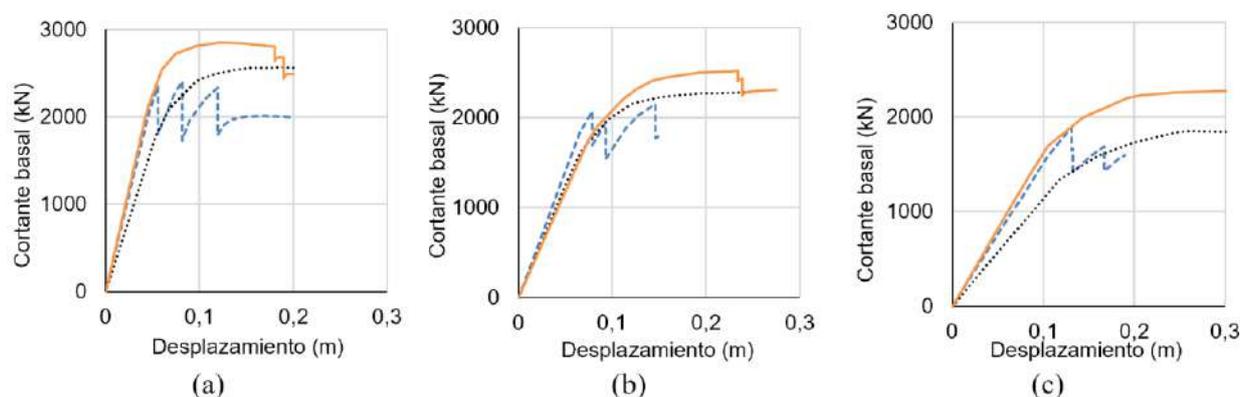


Figura 13: Diagrama de rotulas plásticas y ciclos de histéresis según longitud de enlace. a) Enlace a corte; (b) enlace a flexión; (c) enlace intermedio.

### 3.6. Curva De Capacidad De Análisis Pushover

En cuando a la técnica Pushover, la curva de capacidad se representa como la relación entre el cortante basal máxima y el desplazamiento máximo en el tope de la estructura, la figura 14 muestra los diagramas de los pórticos de 3, 5 y 8 pisos, se representa por líneas segmentadas de color azul la estructura con el enlace a corte, con línea llena de color naranja la estructura con enlace intermedio y con línea negra la estructura con enlace a flexión. El enlace intermedio presenta una capacidad de cortante basal superior en comparación con los enlaces a corte y a flexión en las tres configuraciones de altura, lo que sugiere que una longitud de enlace intermedia proporciona un balance favorable entre rigidez y capacidad de carga, permitiendo resistir mayores fuerzas laterales sin experimentar grandes desplazamientos. En cuanto al comportamiento de los enlaces a corte y a flexión, los enlaces a corte al ser más cortos muestran una mayor rigidez inicial y permiten menores desplazamientos, además de que se observa una menor ductilidad en comparación con los enlaces a flexión, aspecto que lo pone en desventaja en situaciones donde se requiere flexibilidad estructural. En contraste, los enlaces a flexión, al ser más largos presentan un comportamiento inicialmente más flexible, y alcanzan valores de cortante basal menores que el enlace intermedio, esto se dio para las tres configuraciones de altura. A medida que aumenta la altura del edificio (de tres a ocho pisos), las diferencias en capacidad de carga entre los tipos de enlace tienden a disminuir, lo cual sugiere que, en edificios altos, el impacto de la longitud del enlace en la rigidez y resistencia estructural se reduce, posiblemente debido a la influencia dominante de la masa y la rigidez del sistema estructural completo.



**Figura 14:** Curvas de capacidad de los sistemas estructurales en función del número de pisos y longitud del enlace. (a) Tres pisos; (b) cinco pisos; (c) ocho pisos. Enlace a corte: ---, enlace intermedio — y enlace a flexión .....

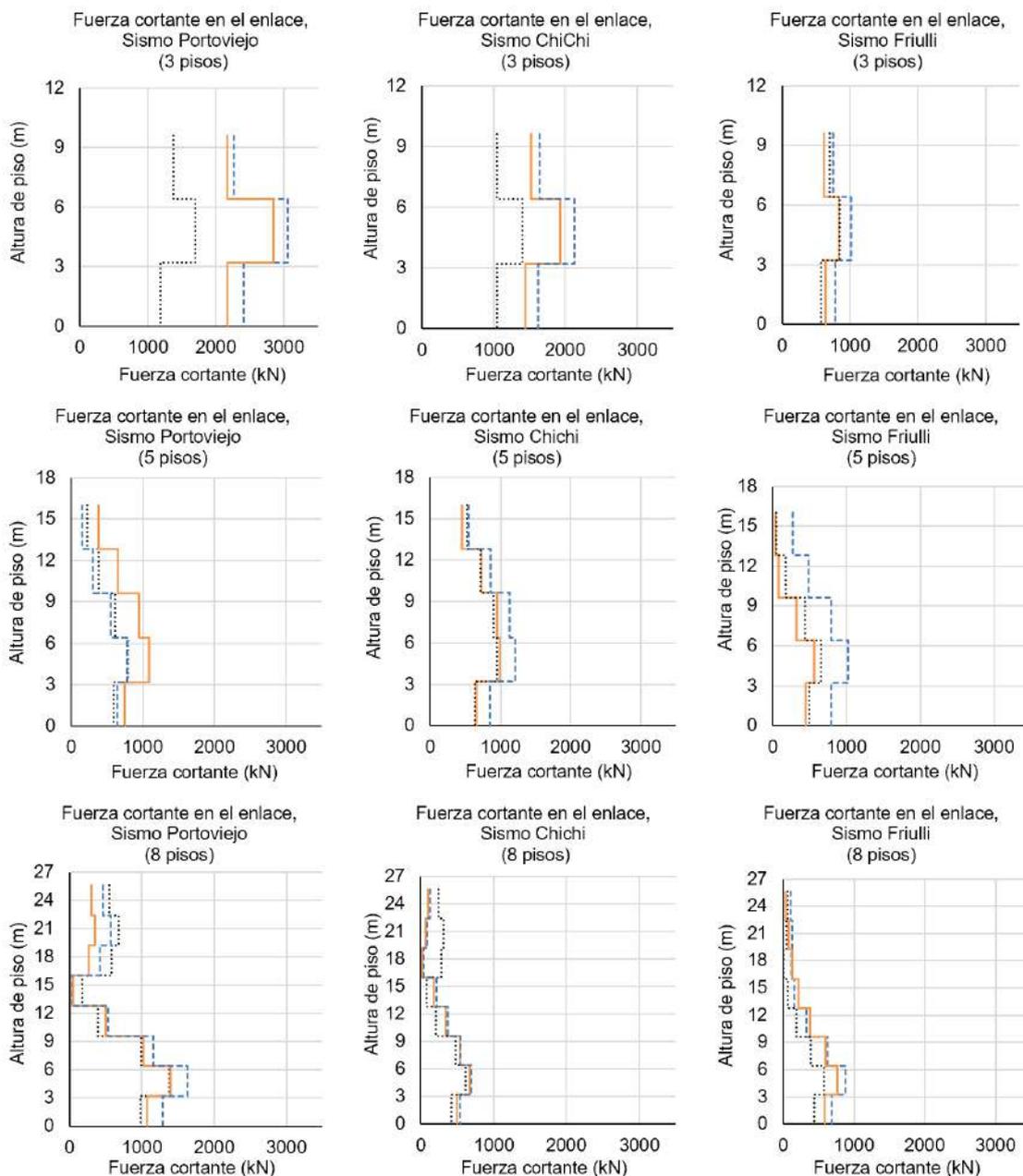
### 3.7. Fuerza Cortante En Los Diferentes Tipos De Enlaces

En la figura 15 se presentan los diagramas con los resultados del análisis de las fuerzas cortantes por piso, considerando los registros sísmicos de Portoviejo 2016, Chichi 1999 y Friuli 1976, para las diferentes longitudes de los enlaces: estructura con enlace a corte, enlace intermedio y enlace a flexión. Los resultados se ilustran para las tres configuraciones estructurales de altura: 3, 5 y 8 pisos.

Para los tres casos analizados (estructuras de tres, cinco y ocho pisos), la variación en la longitud del enlace mostró influencia significativa en la distribución y magnitud de fuerza cortante en el sistema estructural bajo condiciones de carga sísmica. Los enlaces más cortos ( $e = 1 m$ ) desarrollaron mayores fuerzas cortantes en comparación con los enlaces de longitud intermedia y larga. Este fenómeno puede ser atribuido a que los enlaces cortos tienen una menor capacidad de deformación, lo que resulta en una mayor acumulación de fuerzas en cada piso. Este comportamiento se mantuvo de forma similar en todas las alturas y para cada registro sísmico analizado.

A pesar de las variaciones en altura y en los registros sísmicos, el efecto de la longitud del enlace fue un factor dominante en la respuesta estructural. En cada caso, el sismo de Portoviejo generó mayores fuerzas cortantes en comparación con ChiChi y Friuli, pero el patrón de comportamiento respecto a la longitud del enlace se mantuvo inalterado. En las tres configuraciones de pisos se observó que la fuerza cortante en los enlaces es mayor en los pisos inferiores y disminuye a medida que aumenta la altura. Este patrón es característico, ya que los pisos inferiores tienden a absorber una mayor porción de la energía sísmica.

Los resultados sugieren que utilizar enlaces más largos puede ser una estrategia efectiva para reducir las fuerzas cortantes en los elementos de enlace, especialmente en estructuras altas donde la distribución de fuerzas a lo largo de los niveles es más compleja. Sin embargo, en situaciones donde se requiera una mayor rigidez, los enlaces cortos podrían ser necesarios, aunque esto implicaría soportar mayores fuerzas cortantes y posiblemente mayores esfuerzos en los pisos inferiores.



**Figura 15:** Fuerzas cortantes máximas en los enlaces según su longitud y número de pisos en base a registros sísmicos.

Enlace a corte: ----, enlace intermedio — y enlace a flexión .....

## 4. CONCLUSIONES

La longitud del enlace influye significativamente en el comportamiento de los pórticos excéntricos de acero, afectando su rigidez y capacidad de disipación de energía. Los pórticos con enlaces cortos presentan mayor rigidez y mejor control de las derivas de piso, pero implican mayores esfuerzos internos. Por otro lado, los enlaces intermedios logran un equilibrio favorable entre rigidez y capacidad de carga, permitiendo resistir mayores fuerzas laterales sin grandes desplazamientos. Además, las fuerzas cortantes y momentos flectores tienden a ser más elevados en pórticos de menor altura, especialmente en el primer piso estructural. Finalmente, los pórticos con enlaces más largos distribuyen mejor la energía sísmica, reduciendo fuerzas internas, aunque con menor rigidez inicial.

1. B. Cagua, R. Aguiar y J. Pilatasig, «Nuevas funciones CEINCI-LAB para el análisis y diseño de pórticos de acero acorde a la NEC-15.» Revista Internacional de Ingeniería de Estructuras., p. 4 (26) , 2021. <http://dx.doi.org/10.24133/riie.v26i1.1958>. <https://doi.org/10.24133/riie.v24i3.1335>
2. A. G. López y M. N. Sanabria, «Estudio comparativo del diseño sismo resistente de una edificación de estructura metálica de cinco pisos con arriostramientos concéntrico y excéntrico en la Unidad Educativa Tres de Marzo,» Maestría en Ingeniería Civil con Mención en Estructuras Metálicas, Ambato , 2023. <https://repositorio.uta.edu.ec/handle/123456789/38259>
3. American Institute of Steel Construction, «Seismic Provisions for Structural Steel Buildings AISC 341-22,» Smarter Stronger Steel, Chicago, 2022. [Seismic Provisions for Structural Steel Buildings \(ANSI/AISC 341-22\) Download | American Institute of Steel Construction](#)
4. F. J. Crisafulli, Diseño Sismorresistente de construcción de acero., Mendoza: Asociación Latinoamericana del Acero Quinta Edición , 2018. [diseno\\_sismorresistente\\_de\\_construcciones\\_de\\_acero\\_5ta\\_ed\\_20135148cc.pdf](#)
5. M. Zheng, «Modal Pushover Analysis for High-rise Buildings,» Massachusetts Institute of technology, Massachusetts , 2013. <http://hdl.handle.net/1721.1/82829>
6. J. M. Vega y L. Chahuares, «Estimación de demandas sísmicas usando diferentes patrones básicos de distribución de carga en análisis estático no lineal,» Revista Ingeniería Investiga., pp. pp 5-20 , 2023. <https://doi.org/10.47796/ing.v5i0.724>
7. W. K. Tso y A. S. Moghadam, «Pushover procedure for seismic analysis of buildings,» Progress in Structural Engineering and Materials., pp. 1(3), 337–344. , 2021. <https://doi.org/10.1002/pse.2260010317>
8. Computers & structures INC, «Analysis Reference manual for SAP 2000. ETABS, SAFE and CDiBridge. CSI Analysis Reference Manual.,» Bridge, Berkeley, CA , 2017. <https://docs.csiamerica.com/manuals/sap2000/CSiRefer.pdf>. [SapRefer3.vp](#)
9. Norma Ecuatoriana de la Construcción, «Cargas sísmicas. Diseño sismo resistente,» NEC-SE-DS, Quito , 2015. [Capítulos de la NEC \(Norma Ecuatoriana de la Construcción\) – MIDUVI – Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda](#)
10. R. d. J. Samillán, «Análisis del desempeño sísmico no lineal estático (pushover) en una edificación de ocho pisos Chiclayo-Lambayeque,» Maestría en Ingeniería Civil con Mención en Estructuras, Chiclayo , 2019. <https://hdl.handle.net/20.500.12692/38705>
11. C. A. Salcedo, «Evaluación del comportamiento sísmico del Puente Villena construido en 1967 usando un método basado en el desempeño,» Magister en Ingeniería Civil, Lima , 2021. <http://hdl.handle.net/20.500.12404/22733>
12. J. W. Cevallos, «Diseño por capacidad partiendo de un análisis comparativo entre el Método Modal Espectral y el Método Tiempo historia con el uso de acelerogramas sintéticos y la norma ecuatoriana de la construcción 2015; de un edificio de 9 pisos en estructura metálica,» Magister en Ingeniería Civil con Mención en Estructuras Metálicas., Ambato , 2022. <https://repositorio.uta.edu.ec/handle/123456789/36417> <https://doi.org/10.1061/9780784414859>
13. American Society of Civil Engineers;ASCE, «ASCE 41-17: Seismic evaluation and retrofit of existing buildings,» American Society of Civil Engineers, Reston, VA, 2017. <https://doi.org/10.1061/9780784414859>
14. M. Jalilkhani, S. H. Ghasemi y M. Danesh, «A multi-mode adaptive pushover analysis procedure for estimating the seismic demands of RC moment-resisting frames,» Engineering Structures, p. 213. , 2020. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2020.110528>
15. American Institute of Steel Construction, «Specification for Structural Steel Buildings - AISC 360-22,» Smarter Stronger Steel, Chicago, 2022. [Specification for Structural Steel Buildings \(ANSI/AISC 360-22\) Download | American Institute of Steel Construction](#)

# 5

## *Efecto En La Resistencia A CBR De Un Material Granular Por La Contaminación Con Un Suelo Arcilloso*

*Effect On The CBR Resistance Of A Granular  
Material Due To Contamination With A Clay  
Soil*

### **Autores**

**Aida Ivanna Maldonado López**

Estudiante de la carrera de Ingeniería Civil, Universidad Técnica de Manabí, Facultad de Ingeniería y Ciencias Aplicadas. Portoviejo, Manabí, Ecuador,  
[amaldonado5756@utm.edu.ec](mailto:amaldonado5756@utm.edu.ec) ; <https://orcid.org/0009-0007-5058-5421>

**Carla Gisell Sandoval Arteaga**

Estudiante de la carrera de Ingeniería Civil, Universidad Técnica de Manabí, Facultad de Ingeniería y Ciencias Aplicadas. Portoviejo, Manabí, Ecuador,  
[csandoval5947@utm.edu.ec](mailto:csandoval5947@utm.edu.ec) ; <https://orcid.org/0009-0006-6630-6274>

**Eduardo Tejeda Piusseaut**

Ingeniero Civil, Docente en Universidad Técnica de Manabí, Facultad de Ingeniería y Ciencias Aplicadas, Portoviejo, Manabí, Ecuador,  
[eduardo.tejeda@utm.edu.ec](mailto:eduardo.tejeda@utm.edu.ec) ; <https://orcid.org/0000-0002-0589-9989>

# 5

## Efecto En La Resistencia A CBR De Un Material Granular Por La Contaminación Con Un Suelo Arcilloso

### RESUMEN

La presencia de suelos cohesivos, especialmente los de alta plasticidad, impacta negativamente las propiedades mecánicas de materiales granulares, lo que pone en riesgo la estabilidad y durabilidad de las estructuras viales. El material granular estudiado fue sometido a ensayos físicos y mecánicos, confirmando su idoneidad para su uso en subbases. Se verificó que es no plástico, con un límite líquido inferior al 25 % y un CBR superior al 30 %. Como contaminante, se empleó un suelo limo-arcilloso de alta plasticidad, clasificado según la metodología AASHTO como tipo A-7-6, caracterizado por su bajo valor de CBR y elevada plasticidad. La metodología implicó mezclar el material granular con distintas proporciones de suelo cohesivo y evaluar su resistencia mediante pruebas de CBR. Los resultados evidenciaron que el incremento del suelo cohesivo en las mezclas aumenta la cantidad de partículas finas retenidas en el tamiz No. 40 y, en consecuencia, la plasticidad del material. Esto ocasiona una disminución significativa en los valores de CBR, lo que implica una pérdida de capacidad de soporte. En conclusión, la contaminación por suelos cohesivos, especialmente aquellos con alta plasticidad, reduce la capacidad de carga de los materiales granulares, afectando la durabilidad de los pavimentos. Por tanto, es esencial controlar dicha contaminación para garantizar el buen desempeño de las capas estructurales.

**Palabras claves:** contaminación de materiales granulares, materiales de bases y subbases, pavimentos asfálticos, resistencia a CBR

### ABSTRACT

The presence of cohesive soils, especially those with high plasticity, negatively impacts the mechanical properties of granular materials, posing a risk to the stability and durability of road structures. The studied granular material was subjected to physical and mechanical tests, confirming its suitability for use in subbases. It was verified to be non-plastic, with a liquid limit below 25% and a CBR value above 30%. As a contaminant, a high-plasticity silty clay soil was used, classified according to the AASHTO methodology as type A-7-6, characterized by its low CBR value and high plasticity. The methodology involved mixing the granular material with different proportions of cohesive soil and evaluating its strength through CBR tests. Two contamination levels were established, varying the amount of cohesive soil as the independent variable and considering the CBR value as the dependent variable. The results showed that increasing the proportion of cohesive soil in the mixtures raises the amount of fine particles retained on the No. 40 sieve, thereby increasing the material's plasticity. This leads to a significant reduction in CBR values, implying a loss in load-bearing capacity. In conclusion, contamination by cohesive soils, particularly those with high plasticity, reduces the load-bearing capacity of granular materials, affecting pavement durability. Therefore, it is essential to control such contamination to ensure the proper performance of structural layers.

**Keywords:** asphalt pavements, base and subbase materials, CBR resistance, contamination of granular materials

**Nota Editorial: Recibido: Noviembre 2024 Aceptado: Febrero 2025**

## 1. INTRODUCCIÓN

Los materiales contaminantes en pavimentos son aquellos que, al mezclarse o infiltrarse en los materiales de construcción, alteran negativamente sus propiedades físicas y mecánicas. Estos contaminantes pueden afectar la capacidad de soporte, la durabilidad y el comportamiento de las capas de pavimento, lo que puede resultar en fallos prematuros o en la necesidad de un mantenimiento más frecuente [1].

Entre los contaminantes se incluyen materiales orgánicos como restos vegetales, raíces y otros residuos biológicos, que, al descomponerse, debilitan la estructura del material granular [2]. Otros contaminantes, como polvo, arenas muy finas o materiales que no cumplen con las especificaciones granulométricas, pueden reducir la capacidad de carga y drenaje [3]. Asimismo, residuos de aceites, combustibles o productos químicos industriales pueden comprometer la cohesión, durabilidad y resistencia del material granular. Aunque el agua no es un contaminante por sí misma, su presencia excesiva puede transportar contaminantes o causar problemas de compactación y estabilidad [4].

Sin embargo, el contaminante más común que afecta a los materiales triturados, especialmente los producidos en cantera, son las partículas finas, como arcillas y limos en exceso, que interfieren significativamente con la cohesión y estabilidad de los agregados en la capa base. Las arcillas y limos como contaminantes de los materiales granulares pueden tener varias consecuencias negativas, según López et al. [5], algunas son:

- Reducción de resistencia: la presencia de estas partículas puede disminuir la resistencia del material granular, afectando su capacidad para soportar cargas de tráfico y provocando mayores deformaciones bajo carga, lo que genera asentamientos no deseados en la estructura del pavimento.
- Hinchamiento y contracción: la arcilla en presencia de agua puede hincharse, y al secarse, contraerse, lo que resulta en fisuras y pérdida de integridad estructural.
- Dificultades en el drenaje: los materiales finos y arcillosos pueden dificultar el drenaje al reducir la permeabilidad del material granular, aumentando la susceptibilidad al daño por acumulación de agua. La retención de humedad debido a la presencia de arcilla puede mantener el material granular en un estado de saturación, disminuyendo su capacidad de soporte.
- Complicaciones en la compactación: la presencia de materiales arcillosos puede dificultar la compactación, impidiendo que se alcance la densidad y cohesión necesarias para una base sólida. Esto puede causar variaciones en la densidad del tramo compactado, resultando en una base no uniforme y susceptible a fallos localizados.
- Disminución de la calidad del material: la presencia de estos contaminantes reduce la calidad del material granular, acelerando el proceso de fatiga bajo cargas repetidas de tráfico, disminuyendo la vida útil del pavimento, y debilitando la unión entre partículas, lo que facilita la formación y propagación de fisuras en la capa base.
- Deterioro acelerado del pavimento: los efectos acumulativos de estos contaminantes pueden llevar a un deterioro más rápido del pavimento, requiriendo reparaciones y mantenimientos más frecuentes y costosos.

Estos efectos destacan la importancia de controlar la calidad del material granular utilizado en la capa base de los pavimentos, asegurándose de que esté libre de contaminantes para garantizar un comportamiento óptimo y una mayor vida útil de la estructura. Por ello, para asegurar la durabilidad y el desempeño adecuado de los pavimentos asfálticos, los materiales de base y subbase deben cumplir con especificaciones técnicas estrictas, conforme a lo establecido por la Norma del Ministerio de Transporte y Obras Públicas NEVI-12- MTOP, que define los requisitos mínimos que deben cumplir estos materiales para asegurar la calidad de las infraestructuras viales [6].

El uso de materiales granulares en capas de pavimentos es clave para garantizar la capacidad de carga y durabilidad de las vías. Sin embargo, la contaminación con suelos arcillosos puede afectar sus propiedades físicas y químicas, reduciendo su compactación, estabilidad y resistencia, medida mediante el ensayo CBR. Como caso de estudio, se analiza un material granular triturado mezclado con distintos porcentajes de suelo limo-arcilloso de alta plasticidad, evaluando el impacto de esta contaminación en su resistencia CBR tras ser sometido a inmersión.

## 2. MATERIALES Y MÉTODOS

### 2.1. Caracterización Del Material Granular

Zapata et al. definen un pavimento como una estructura compuesta por diversas capas granulares y una capa de rodadura, que se apoya sobre la subrasante [7]. Los pavimentos flexibles se caracterizan por una capa asfáltica que descansa sobre capas granulares de menor rigidez. Estas capas disipan los esfuerzos generados por el tránsito, transmitiéndolos a la subrasante, la cual debe poseer una capacidad mecánica suficiente para evitar deformaciones que afecten la durabilidad y funcionalidad de la vía. Además, las capas deben resistir las influencias ambientales para garantizar el desempeño adecuado del pavimento [8].

La capa de base, ubicada directamente bajo la capa asfáltica, tiene como función distribuir los esfuerzos hacia las capas inferiores, facilitando una transición controlada de las cargas hasta la subrasante. Está compuesta por materiales granulares como piedra triturada, grava, arena y suelo natural, cuyas propiedades, como la gradación, densidad relativa, fricción interna y cohesión, determinan su estabilidad. La forma y el contenido de finos en el material de base juegan un papel clave en su comportamiento estructural [9].

Por su parte, la capa de subbase se construye con materiales más económicos que los utilizados en las capas superiores, y su principal función es facilitar el drenaje del agua que pueda infiltrarse por la superficie o ascender por capilaridad [8]. Además, proporciona un soporte adecuado para distribuir las cargas que se transmiten desde las capas superiores. La subrasante, puede consistir en el terreno natural, aunque en algunos casos requiere estabilización para mejorar sus características y garantizar su capacidad de soportar las cargas sin sufrir deformaciones [10].

Para asegurar el buen desempeño de los materiales granulares, es fundamental que estos cumplan con las especificaciones de gradación y calidad establecidas por normas como AASHTO T-27 y T-11. Entre los requisitos claves se incluyen la calidad y el comportamiento adecuado de los materiales utilizados en cada capa del pavimento, lo que contribuye a la longevidad y funcionalidad de la estructura [6].

El conjunto de requisitos establecidos para los materiales de base y de subbases de los pavimentos, asegura la calidad y el desempeño adecuado de estos materiales, contribuyendo a la durabilidad y funcionalidad de la estructura.

En la Figura 1 se presenta la distribución granulométrica del material granular seleccionado para la investigación, obtenida a partir de ensayos realizados según las normas INEN 696 y 697 (equivalentes a AASHTO T-11 y T-27). Este material fue elegido debido a su pureza, índice de plasticidad, desgaste por abrasión, tamaño de partículas, equivalente de arena y material de relleno adicional.

En la gráfica se compara la granulometría del material con el huso granulométrico de la Clase 1-A, observándose que los porcentajes de material que pasan por cada tamiz cumplen con estas especificaciones, aunque se encuentran cercanos a los límites superiores establecidos.

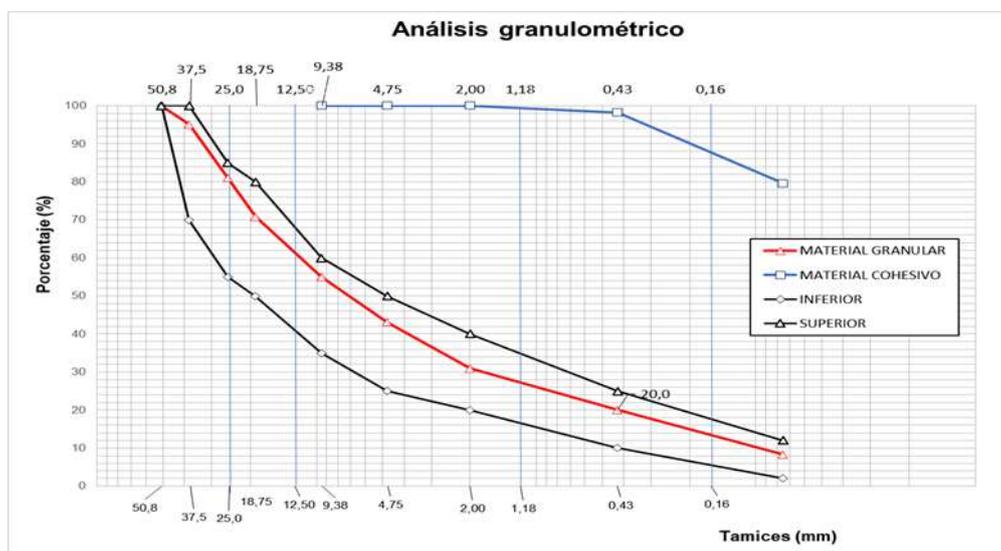
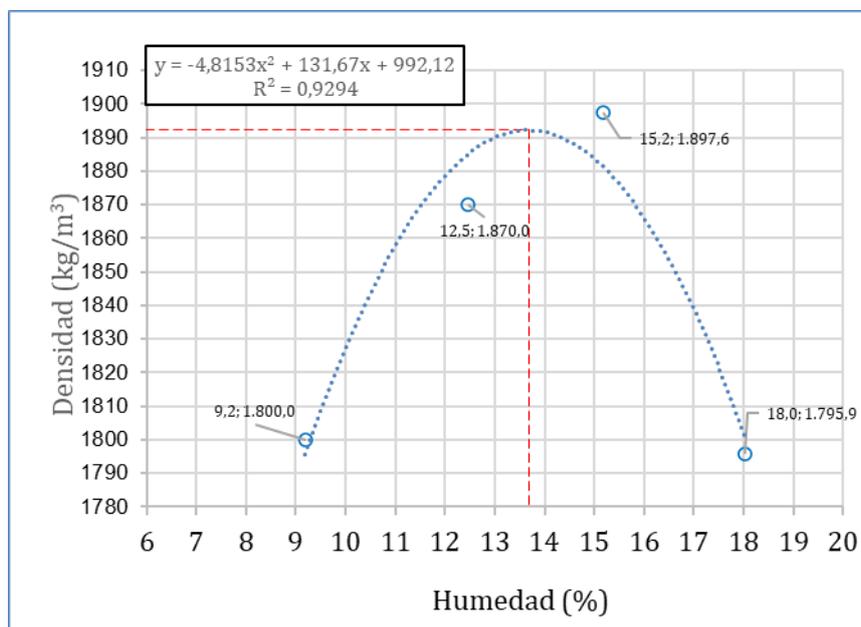


Figura 1. Ensayo de granulometría del material granular, con la norma AASTHO T-88

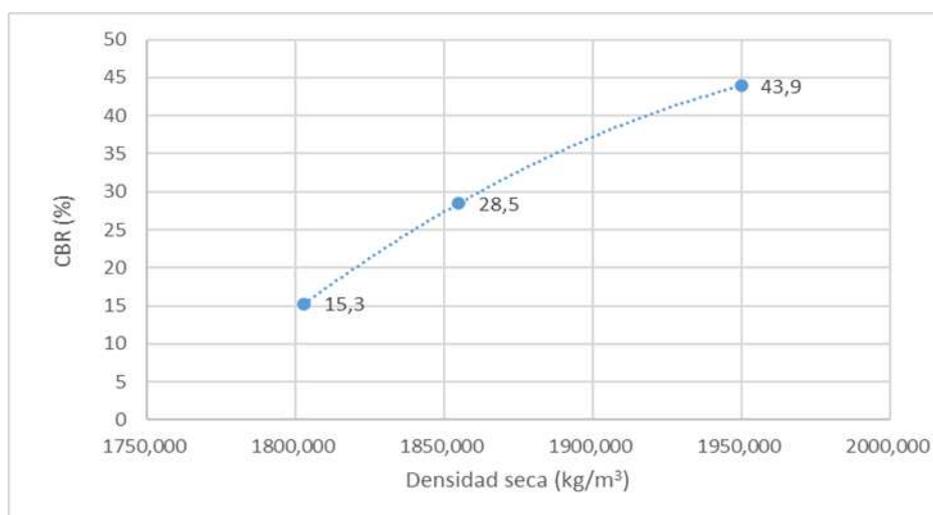
A través de los ensayos realizados, se determinó que el material presenta un comportamiento no plástico, dado que el límite líquido es inferior al 25 % y el índice de plasticidad es menor a 6 %.

En la Figura 2 se presentan los resultados del ensayo de compactación Proctor modificado. Los resultados muestran una densidad seca máxima de 1892,2 kg/m<sup>3</sup> y un contenido de humedad óptimo del 13,7%.

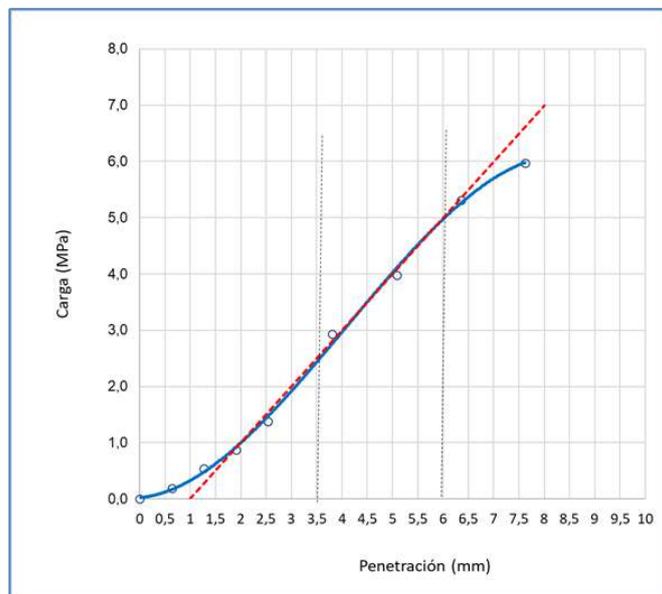


**Figura 2.** Gráfico del ensayo Proctor, realizado con la energía del Proctor Modificado

El ensayo CBR del material se realizó conforme a la norma AASHTO T-193, aplicando tres niveles de energía diferentes al variar el número de golpes por capa: 61 golpes por capa para simular la energía del Proctor Modificado, 27 golpes para una energía Intermedia y 25 golpes para la energía Estándar. Todas las muestras se compactaron utilizando el contenido de humedad óptimo obtenido en el ensayo Modificado, que es del 13,7 %. Los resultados se presentan en la Figura 3, donde se observa que los valores de resistencia a CBR son superiores al especificado por el MTOP para una capa de subbase, con el material compactado al 100% del ensayo Proctor Modificado.



**Figura 3.** Variación del CBR con la densidad seca para muestras preparadas con la humedad óptima del ensayo Modificado



**Figura 4.** Gráfico de Carga (MPa) vs Penetración (mm) obtenido del ensayo de CBR saturado para el material granular

La Figura 4 muestra el gráfico de carga versus penetración obtenido en el ensayo de CBR, específicamente en la modalidad de CBR tras inmersión por cuatro días, que simula las condiciones de diseño para una capa de base o subbase. En general, este ensayo produce una curva ascendente que inicia en el origen, con una concavidad hacia abajo, hasta alcanzar una leve disminución de la pendiente. Esto indica que el pistón requiere una carga menor para continuar su avance en la penetración. Sin embargo, el gráfico obtenido muestra inicialmente un cambio en la concavidad, evidenciando que la penetración progresa sin un aumento significativo en la carga aplicada.

Para interpretar correctamente los resultados se definieron las cargas correspondientes a las penetraciones de 2,54 mm y 5,08 mm del pistón. Esta corrección consiste en trasladar el origen del eje de penetración mediante el trazo de una línea recta que coincida con la sección más lineal del gráfico, la cual se extiende hasta el eje de las ordenadas (x) para establecer un nuevo punto de origen.

Con las mediciones ajustadas, se obtuvo que la carga necesaria para alcanzar una penetración de 2,54 mm es de 1373,69 kN/m<sup>2</sup>, y para 5,08 mm es de 3976,78 kN/m<sup>2</sup>, resultando en valores de CBR del 36,2 % y 48,5 % respectivamente. Así, el valor de CBR representativo para el material granular en condiciones de inmersión, y al 100 % de la densidad máxima del Proctor Modificado, es del 48,5%.

## 2.2. Caracterización Del Suelo Limo-Arcilloso

El suelo se define como un agregado no cementado de granos minerales, con cierto contenido de materia orgánica en estado de descomposición. Los suelos también contienen líquidos y gases que ocupan los espacios vacíos entre las partículas sólidas [11].

La cohesión, definida como la atracción entre moléculas en partículas del suelo, es la principal característica que distingue a los suelos arcillosos [12]. Según Molina [13], este tipo de suelo es típico de zonas cálidas y húmedas (tropicales), donde la evapotranspiración supera a la precipitación, aunque también puede encontrarse en áreas frías o secas. Chen et al., [14] afirman que un suelo con al menos un 20% de material arcilloso y un contenido adecuado de humedad se comporta como cohesivo.

Desde el punto de vista químico, los suelos limo arcillosos presentan un alto contenido de materia orgánica y una considerable capacidad de intercambio catiónico (CIC), lo que permite una mayor disponibilidad de nutrientes esenciales para las plantas. Sin embargo, su manejo puede ser complicado debido a su tendencia a la compactación y la formación de costras superficiales cuando se secan, lo que limita la infiltración de agua y el intercambio gaseoso [15]. Por ello, estos suelos requieren prácticas de manejo específicas para evitar problemas de compactación y erosión.

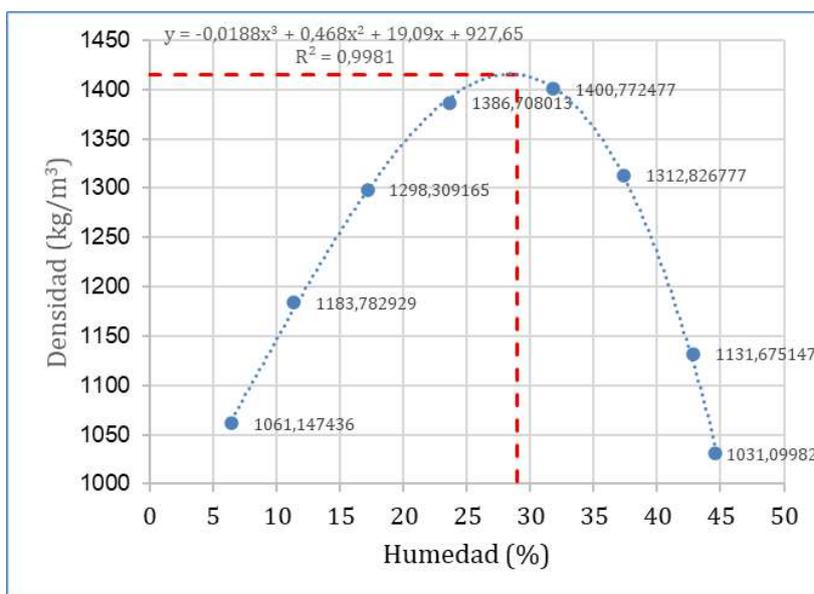
En la tabla 1 se muestra el resultado del análisis granulométrico efectuado al suelo cohesivo. Este suelo presenta un porcentaje pasado por el tamiz No. 200 igual a 79% por, lo que se puede clasificar como un material limo-arcilloso, según el Sistema de clasificación AASTHO, ya que se supera el 35%. Presenta además un elevado porcentaje de partículas que son menores al tamiz No. 40, por lo que es obvio que prácticamente todo el material interviene en la plasticidad del suelo.

**Tabla 1.** Resultados el análisis granulométrico del suelo cohesivo

Tamices	Peso retenido parcial (g)	Peso retenido acumulado (g)	% Retenido	% Pasado
N°4	-			
N°10	0	0	0	100
N°40	5,16	5,16	1,81	98,19
N°200	55,13	60,29	21,18	78,82

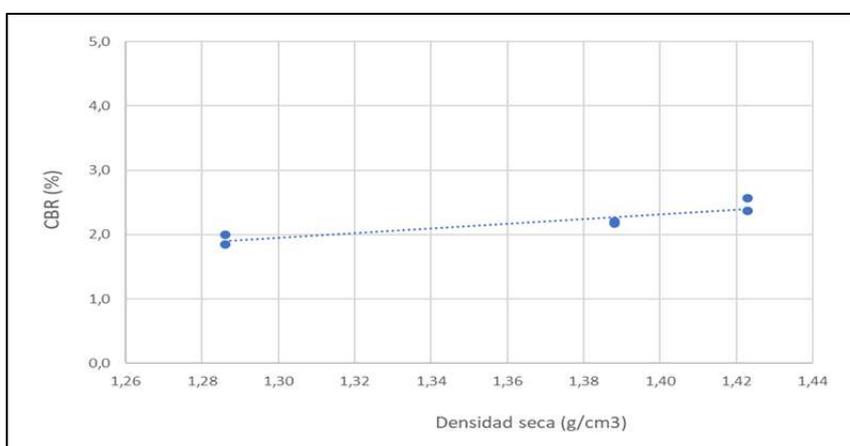
Los ensayos de los límites de consistencia realizados al suelo dieron como resultado un límite líquido (LL) de 78% y un límite plástico (LP) de 26,72%. El índice de plasticidad (IP) es elevado, igual a 51,28%. Como el IP es mayor que la diferencia entre el LL-30, el suelo puede clasificarse dentro del subgrupo A-7-6.

La Figura 5 muestra los resultados obtenidos del ensayo de compactación realizado sobre el suelo, empleando la energía correspondiente al Proctor Modificado. Los resultados muestran una densidad seca máxima de 1415 kg/m<sup>3</sup> y un contenido de humedad óptimo del 29%.



**Figura 5.** Gráfico del ensayo Proctor Modificado.

Se aplicó también el ensayo CBR al suelo conforme a la norma AASHTO T-193, utilizando tres niveles de energía al variar el número de golpes por capa. De igual manera, las muestras fueron compactadas con el contenido de humedad óptimo obtenido en el ensayo Modificado, que para el suelo es del 29%. Los resultados se presentan en la Figura 6, donde se observa que los valores de resistencia CBR son muy bajos en condiciones de saturación, tras mantener las muestras en inmersión durante cuatro días. Los resultados de la prueba demuestran que la densidad seca ejerce una influencia mínima en el aumento de resistencia, dado que se obtuvieron valores muy similares en las mediciones realizadas.



**Figura 6.** Variación del CBR con la densidad seca para muestras del suelo preparadas con la humedad óptima del ensayo Modificado

### 3. RESULTADOS Y ANÁLISIS

La Tabla 2 presenta la granulometría del material granular, del suelo cohesivo y de las mezclas obtenidas al combinar ambos en dos proporciones distintas: a) con un 5% de material cohesivo y b) con un 3% de material cohesivo. En la tabla, la mezcla a) se identifica como 95-5 y la mezcla b) como 97-3.

**Tabla 2.** Granulometría de los materiales: granular, cohesivo y las mezclas de ambos

TAMIZ #	TAMIZ (mm)	MATERIAL GRANULAR	MATERIAL COHESIVO	MATERIAL GRANULAR		95	97
				SUELO COHESIVO		5	3
				Tipo A		MEZCLA 95-5	MEZCLA 97-3
INFERIOR	SUPERIOR						
2"	50,8	100,0	100,0	100	100	100	100
1 1/2"	38,1	95,0	100,0	70	100	95	95
1"	25,4	81,0	100,0	55	85	82	82
3/4"	19,0	70,8	100,0	50	80	72	72
3/8"	9,50	55,0	100,0	35	60	57	56
No. 4	4,76	43,0	100,0	25	50	46	45
No. 10	2,00	30,9	100,0	20	40	34	33
No. 40	0,43	20,0	98,3	10	25	24	22
No. 200	0,075	8,3	79,6	2	12	12	10

Los límites de consistencia se determinan en función del contenido de material que pasa por el tamiz No. 40, por lo que es fundamental analizar este porcentaje para evaluar cómo esta fracción afecta los resultados de la mezcla. Como se observa en la tabla 2, el material granular tiene solo un 20% de partículas que pasan por el tamiz No. 40, mientras que en el suelo cohesivo este valor es del 98,3%, es decir, casi la totalidad del material es menor a este tamaño. Así, al agregar un 5% de suelo cohesivo al material granular, el porcentaje de material pasado por el tamiz No. 40 en la mezcla apenas varía, alcanzando un 24%. Con una adición del 3% de suelo cohesivo, este porcentaje se reduce ligeramente al 22%. Esto indica que la incorporación de suelo cohesivo en el material granular debe influir significativamente en la plasticidad de la mezcla.

La tabla 3 contiene el resultado de los cálculos de los límites de consistencia para las mezclas formadas con el material granular y el 5% y 3% de suelo cohesivo añadido. El material granular es no plástico (NP) por lo que no aporta plasticidad en las mezclas, mientras que el material cohesivo tiene una alta plasticidad, con un IP del 50,9%.

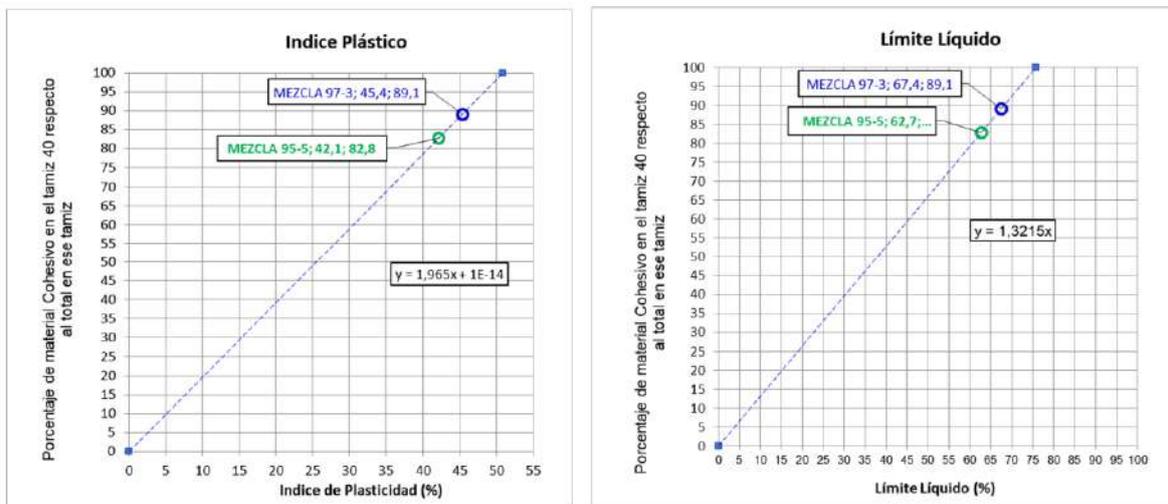
Conociendo la contribución de cada material al tamiz No. 40 y los resultados del Límite Líquido y Límite Plástico, es posible estimar los valores correspondientes en las mezclas. Por ejemplo, al incorporar un 5% de suelo cohesivo al material granular, en una mezcla total de 1000 g, esta estará compuesta por 950 g de material granular y 50 g de suelo cohesivo. Dado que el material granular presenta un paso de partículas del 24,9% por el tamiz No. 40, su contribución específica será de 236,6 g. Por otro lado, el suelo cohesivo, con un porcentaje pasado del 98,3%, aportará 49,1 g a dicho tamiz. Al expresar estos aportes en términos porcentuales, se obtiene que el material granular contribuye con un 82,8% y el suelo cohesivo con un 17,2% en el tamiz No. 40. De manera similar, se pueden calcular los aportes porcentuales en una mezcla que contenga un 97% de material granular y un 3% de suelo cohesivo. Este procedimiento permite predecir cómo cada componente influye en las propiedades de la mezcla, especialmente en lo referente a los límites de consistencia y el comportamiento del material ante diferentes condiciones.

Los resultados de la incorporación del suelo cohesivo al material granular son los siguientes: para la mezcla 95%-5%, el Límite Líquido es de 62,7% y el Índice Plástico es de 42,1%; mientras que para la mezcla 97%-3%, el Límite Líquido es de 67,4% y el Índice Plástico es de 45,4%. Por lo tanto, aunque ambas mezclas poseen un alto porcentaje de material granular, el suelo cohesivo tiene un efecto significativo en el comportamiento de la mezcla, reduciendo de manera sustancial la resistencia del material granular (Tabla 3).

**Tabla 3.** Límite líquido e Índice Plástico de las mezclas

Mezcla 97-3														
	%	IP	LL	% Tamiz 40	En 100 g de mezcla	g	En %	Pendiente	Intercepto	IP	Pendiente	Intercepto	IP	
Material Granular	97	0,0	0,0	24,9	970	241,6	89,1	1,97	0	45,4	1,32	0	67,4	
Material Cohesivo	3	50,9	75,7	98,3	30	29,5	10,9							
Total					1000	271,1	100							
Mezcla 95-5														
	%	IP	LL	% Tamiz 40	En 100 g de mezcla	g	En %	Pendiente	Intercepto	IP	Pendiente	Intercepto	IP	
Material Granular	95	0,0	0,0	24,9	950	236,6	82,8	1,97	0	42,1	1,32	0	62,7	
Material Cohesivo	5	50,9	75,7	98,3	50	49,1	17,2							
Total					1000	285,8	100							

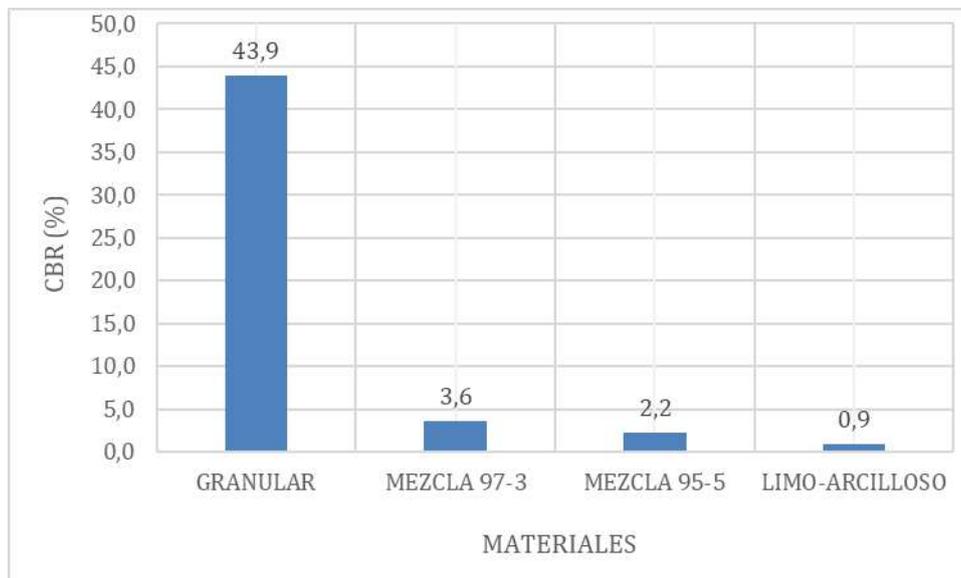
Para facilitar la comprensión de los resultados de las mezclas, se han elaborado los gráficos de la Figura 7.



**Figura 7.** Gráficos del límite líquido e Índice Plástico de las mezclas.

En el eje de las abscisas (x) se presentan los valores del Índice de Plasticidad y del Límite Líquido, mientras que en el eje de las ordenadas (y) se muestran los porcentajes de material granular en la mezcla, los cuales van desde el valor mínimo, correspondiente al material granular, hasta el máximo, que representa el suelo cohesivo. Estos gráficos ilustran las variaciones en el Límite Líquido y el Índice de Plasticidad de las mezclas, a medida que aumenta el porcentaje de material granular que pasa por el tamiz No. 40 y disminuye el porcentaje de suelo cohesivo en dicho tamiz, lo que tiende a provocar cambios significativos en las propiedades de consistencia del suelo.

El gráfico de la Figura 8 muestra los resultados del CBR tanto para los materiales originales (granular y cohesivo) como para las mezclas de ambos.



**Figura 8.** Resumen de los resultados del CBR de los materiales.

Se observa que el material granular con un CBR inicial del 44%, incorporando pequeñas cantidades de suelo limo-arcilloso, el cual posee solo un 1% de CBR, después de cuatro días de inmersión, reduce notablemente su resistencia. Incluso con porcentajes bajos de suelo cohesivo (3% y 5%), la resistencia del material granular disminuye de forma significativa. Esto indica que la posible contaminación de un suelo granular con un suelo de alta plasticidad, como el utilizado en estas pruebas, puede causar importantes reducciones en resistencia y en el comportamiento del material frente a los efectos de la humedad.

#### 4. CONCLUSIONES

Los análisis granulométricos y los ensayos de límites de consistencia mostraron que el suelo cohesivo, utilizado para contaminar al material granular, tiene un índice de plasticidad elevado y un alto contenido de partículas finas (fracción que pasa por el tamiz N° 40). Estas características incrementan la susceptibilidad a la deformación y reducen la estabilidad del material granular, disminuyendo así su resistencia a CBR y su capacidad para soportar cargas vehiculares.

La incorporación de pequeñas proporciones (3% a 5%) de suelo cohesivo de alta plasticidad, clasificado como limo-arcilloso (A-7-6 según AASHTO), provocó una disminución significativa en los valores de resistencia CBR del material granular. Esta pérdida de capacidad portante evidencia que la presencia de suelos cohesivos compromete la resistencia estructural de las capas de pavimento, especialmente bajo condiciones de humedad.

La disminución en la resistencia CBR del material granular contaminado pone de manifiesto la importancia de asegurar que los materiales empleados en las capas de pavimento cumplan con los estándares de gradación y calidad establecidos. Prevenir la incorporación de suelos cohesivos es crucial para garantizar la durabilidad de la infraestructura vial y preservar la capacidad estructural del pavimento frente a las cargas del tránsito y las condiciones ambientales adversas.

- [1] J. O. Bendezu-Ibazeta and J. L. Neyra-Torres, "Aplicación de materiales contaminantes para potenciar la estabilización de suelos, Lima - 2023," 2023. doi: 10.18687/leird2023.1.1.460.
- [2] H. A. Van Der Sloot, R. N. J. Comans, and O. Hjelm, "Similarities in the leaching behaviour of trace contaminants from waste, stabilized waste, construction materials and soils," *Science of the Total Environment*, vol. 178, no. 1–3, 1996, doi: 10.1016/0048-9697(95)04803-0.
- [3] S. Pallewatta, M. Weerasooriyagedara, S. Bordoloi, A. K. Sarmah, and M. Vithanage, "Reprocessed construction and demolition waste as an adsorbent: An appraisal," 2023. doi: 10.1016/j.scitotenv.2023.163340.
- [4] M. Bortali, M. Rabouli, M. Yessari, and A. Hajjaji, "Assessment of harbor sediment contamination for a path to valorize dredged material," *Arabian Journal of Chemistry*, vol. 16, no. 11, 2023, doi: 10.1016/j.arabjc.2023.105208.
- [5] C. López-Niño, E. Guevara, V. León, and D. López-Hernández, "Arcillas expansivas del Norte de Venezuela: Caracterización mediante el uso de los límites de Atterberg, índices de consistencia y ensayos de expansión," *Obras y Proyectos*, no. 34, 2023, doi: 10.21703/0718-2813.2023.34.2451.
- [6] (MTO) Ministerio de Transporte y Obras Públicas, "Norma ecuatoriana vial NEVI-12-MTOP Conservacion Vial," *Nevi-12 - Mtop*, vol. 6, 2013. [https://www.obraspublicas.gob.ec/wp-content/uploads/downloads/2013/12/01-12-2013\\_Manual\\_NEVI-12\\_VOLUMEN\\_6.pdf](https://www.obraspublicas.gob.ec/wp-content/uploads/downloads/2013/12/01-12-2013_Manual_NEVI-12_VOLUMEN_6.pdf)
- [7] I. Zapata Ferrero, J. Rivera, and G. Botasso Campagno, "Análisis del ciclo de vida en pavimentos: actualidad y perspectiva," *Ingenio Tecnológico*, ISSN-e 2618-4931, No. 3, 2021, no. 3, 2021. <https://portal.amelica.org/ameli/journal/266/2662024009/>
- [8] M. Sanchez, D. Pavon, and E. Tejada, "Propuesta de espesores mínimos de superficie y coeficientes de equivalencia de espesores para el diseño de pavimentos flexibles," *Revista de Arquitectura e Ingeniería*, vol. 14, no. 2020, 2020. <https://dialnet.unirioja.es/servlet/articulo?codigo=7635753>
- [9] A. Montejo Fonseca, *Ingeniería de pavimentos*, Universidad Católica de Colombia Bogotá, ISBN 978-958-976179—3, 2006. [https://www.academia.edu/22782711/Ingenieria\\_de\\_pavimentos\\_Alfonso\\_Montejo\\_Fonseca](https://www.academia.edu/22782711/Ingenieria_de_pavimentos_Alfonso_Montejo_Fonseca)
- [10] E. A. Basante-Bolaños, M. A. Villacrés-Martínez, and L. G. Cruz-Velasco, "Simulación numérica 2D subrasantes de baja resistencia, estabilizadas con material granular de sobretamaño (rajón)," *Revista UIS Ingenierías*, vol. 20, no. 3, 2021, doi: 10.18273/revuin.v20n3-2021004.
- [11] B. M. Alejandra, "Influencia del cloruro de magnesio en comparación con el cloruro de calcio en la estabilización de suelos arcillosos para afirmados," UPN, 2017. <https://hdl.handle.net/11537/14071>
- [12] J. camilo Cordero Vargas, J. S. Manrique Paredes, and O. D. Moreno Quijano, "Influencia de las características físicas en el comportamiento mecánico de los suelos granulares," *INVENTUM*, vol. 17, no. 32, 2022, doi: 10.26620/uniminuto.inventum.17.32.2022.57-67.
- [13] A. Molina Villalobos, "Determinación de parámetros de resistencia efectivos para arcillas expansivas," *LATAM Revista Latinoamericana de Ciencias Sociales y Humanidades*, vol. 4, no. 3, 2023, doi: 10.56712/latam.v4i3.1174.
- [14] T. Chen, Y. Yuan, Y. Zhao, F. Rao, and S. Song, "Effect of layer charges on exfoliation of montmorillonite in aqueous solutions," *Colloids Surf A Physicochem Eng Asp*, vol. 548, 2018, doi: 10.1016/j.colsurfa.2018.03.066.
- [16] J. Wang et al., "Remote sensing of soil degradation: Progress and perspective," 2023. doi: 10.1016/j.iswcr.2023.03.002.

# 6

## *Análisis De La Influencia Del Módulo De Reacción Del Cimiento En El Estado Tensional Del Pavimento Rígido Mediante El Software EverFE*

*Analysis Of The Influence Of The Modulus Of Reaction Of The Foundation On The Stress State Of Rigid Pavement Using EverFE Software*

### **Autores**

**James Alejandro Montes Zambrano**

Estudiante de Ingeniería Civil, Universidad Técnica de Manabí, e-mail: [jmontes1462@utm.edu.ec](mailto:jmontes1462@utm.edu.ec)  
<https://orcid.org/0009-0008-2043-4697>

**José Adrián Viteri Sánchez**

Estudiante de Ingeniería Civil, Universidad Técnica de Manabí, e-mail: [jviteri1699@utm.edu.ec](mailto:jviteri1699@utm.edu.ec)  
<https://orcid.org/0009-0009-6656-8217>

**Edwin Alexander Rodríguez Veliz**

PhD. Profesor de la Universidad Técnica de Manabí, e-mail: [edwin.rodriguez@utm.edu.ec](mailto:edwin.rodriguez@utm.edu.ec)  
<https://orcid.org/0009-0003-1053-9659>

# 6

## Análisis De La Influencia Del Módulo De Reacción Del Cimiento En El Estado Tensional Del Pavimento Rígido Mediante El Software EverFE

### RESUMEN

Este estudio investiga la influencia del módulo de reacción del cimiento en el estado tensional de pavimentos rígidos utilizando el software EverFE 2.26, un programa de simulación basado en el método de elementos finitos. Los pavimentos rígidos, esenciales para la infraestructura vial, requieren un análisis detallado de la interacción entre las cargas vehiculares y el soporte del cimiento para optimizar su diseño y prolongar su vida útil. A través de la simulación de diferentes escenarios de carga y variaciones en el módulo de reacción del cimiento, se evaluaron las tensiones de tracción en el fondo de la losa de pavimento. Los resultados muestran que un cimiento más rígido reduce las tensiones críticas, además los esfuerzos calculados no representan un estado tensional significativo que cause fatiga en la losa propuesta, ya que el valor máximo de tensión a tracción no supera el límite del Módulo de rotura del hormigón. La investigación concluye que los resultados solo son válidos para una condición de resistencia de subrasante determinada.

**Palabras claves:** EverFE 2.26, módulo de reacción del cimiento, pavimento rígido, tensiones

### ABSTRACT

This study investigates the influence of the modulus of foundation reaction on the stress state of rigid pavements using EverFE 2.26, a simulation program based on the finite element method. Rigid pavements, essential for road infrastructure, require a detailed analysis of the interaction between vehicular loads and foundation support to optimize their design and prolong their service life. By simulating different loading scenarios and variations in the modulus of foundation reaction, tensile stresses at the bottom of the pavement slab were evaluated. The results show that a stiffer foundation reduces the critical stresses, and the calculated stresses do not represent a significant stress state that would cause fatigue in the proposed slab, since the maximum tensile stress value does not exceed the Modulus of Rupture limit of the concrete. The research concludes that the results are only valid for a given subgrade strength condition.

**Key words:** EverFE 2.26, modulus of foundation reaction, rigid pavement, stresses.

**Nota Editorial: Recibido: Enero 2025 Aceptado: Marzo 2025**

## 1. INTRODUCCIÓN

Los pavimentos rígidos, junto con los flexibles, son elementos esenciales en la infraestructura vial, desempeñando un papel crucial en el desarrollo económico y social al facilitar la movilidad y el transporte de bienes y personas. La interacción dinámica entre los vehículos y el pavimento ha sido ampliamente estudiada para mejorar su diseño y comportamiento, garantizando seguridad, confort y durabilidad a lo largo del tiempo. Esto está relacionado con su estado físico, como grietas o fallas que puedan afectar su capacidad de soporte [1].

En este contexto, el módulo de reacción del cimiento o subrasante emerge como un factor crítico que influye directamente en la distribución de tensiones dentro de la estructura del pavimento. La capacidad de la subrasante para resistir y distribuir las cargas aplicadas afecta directamente la respuesta estructural del pavimento, lo que subraya la importancia de explorar y cuantificar su influencia para mejorar tanto el diseño como el mantenimiento de las carreteras [2].

Este estudio tiene como objetivo determinar cómo el módulo de reacción del cimiento influye en el estado tensional del pavimento rígido de hormigón simple, con el propósito de mejorar el diseño y la durabilidad de las infraestructuras viales. La investigación, mediante simulaciones en diferentes escenarios, analiza las tensiones de tracción generadas en el fondo de la losa al variar dicha variable, permitiendo establecer criterios que optimicen el desempeño y la vida útil de las vías. Estos avances contribuirán a una infraestructura vial más eficiente, que no solo favorezca la conexión regional, sino también facilite el acceso a mercados internacionales, promoviendo el desarrollo económico [3].

Es relevante destacar que, según Guerra (2020), Westergaard fue uno de los primeros en proponer ecuaciones para calcular las tensiones y deflexiones máximas en los pavimentos rígidos, especialmente en las zonas más críticas como el interior, borde y esquina de la losa, mediante soluciones analíticas tradicionales [4]. Sin embargo, con los avances tecnológicos, el análisis de la estructura del pavimento rígido mediante el uso del método de elementos finitos (MEF), tiende a tomar en cuenta de manera más realista las cargas complejas, condiciones de contornos mixtas y geometría compleja, permitiendo un análisis más detallado y preciso de su comportamiento [5].

Este estudio se delimita a la investigación de la influencia de la variación del módulo de reacción del cimiento en un pavimento rígido de hormigón simple, apoyado sobre la subrasante natural. El análisis se lleva a cabo en una losa con dimensiones específicas (3600 mm de ancho, 4600 mm de largo y 200 mm de espesor) y bajo la aplicación de cargas de vehículos pesados, clasificadas según los tipos de ejes establecidos por AASHTO: eje simple rueda simple, simple rueda doble, tándem y tridem. El software EverFE 2.26 se utilizó como herramienta de modelación tridimensional de elementos finitos para llevar a cabo este análisis.

Inicialmente se llevó a cabo una revisión bibliográfica exhaustiva para identificar estudios previos relacionados con el tema y desarrollar un modelo matemático del sistema de pavimento rígido de hormigón simple, utilizando datos precisos sobre las propiedades físicas y mecánicas del material, las condiciones de carga y las características de la subrasante. Posteriormente, se ejecutaron simulaciones para analizar el comportamiento del sistema bajo ejes distribuidos en un área determinada por la presión de contacto entre el neumático y el pavimento, generando estados tensionales en el pavimento [6].

## 2. PAVIMENTO RÍGIDO DE HORMIGÓN SIMPLE

El propósito de las carreteras es proporcionar una vía pública para personas y vehículos con un nivel aceptable de comodidad. Aunque el pavimento rígido tiene un alto costo inicial cuando se utiliza para tales fines, su capacidad estructural para soportar mayores cargas de tráfico y ambientales lo convierte en una opción prometedora en situaciones de uso intensivo [7].

Técnicamente, el pavimento rígido se refiere a cualquier superficie de hormigón. Según AASHTO, un pavimento rígido es una estructura de pavimento que transmite cargas a la subrasante y consta de una sola capa de hormigón de cemento Portland con buena resistencia a la flexión [8], debido a su mayor rigidez, los pavimentos rígidos distribuyen las cargas verticales sobre un área más extensa, lo que resulta en presiones significativamente más bajas. A excepción de los bordes de las losas y las juntas sin pasa-juntas, las deformaciones o deflexiones elásticas son prácticamente imperceptibles [10].

En la actualidad, el diseño de pavimentos está basado en métodos empíricos como la AASTHO 93 y en métodos empírico-mecanicista caracterizados por el análisis de esfuerzos, deformaciones y deflexiones bajo las diferentes propiedades de los materiales, clima y cargas aplicadas [12]. Este último método se considera más estable debido a que se centra en la caracterización adecuada de los materiales y condiciones de soporte de suelo, su uso aún no se ha generalizado, sin embargo en países como Ecuador, que sigue diseñando con la metodología AASHTO 93 debido a la complejidad y costos de un estudio propio para las condiciones del país indicado.

Cuando se encuentra bajo tensión, el pavimento rígido mantiene su forma; sin embargo, si la tensión es demasiado grande, se rompe. Por lo tanto, como resultado, la carga se distribuye sobre una gran superficie de la subrasante y se aprovecha toda la capacidad estructural en un pavimento rígido. Las tensiones de carga de las ruedas se pueden transmitir a un área más grande debajo de los pavimentos rígidos debido a su fuerte estructura de flexión [8].

En los pavimentos de hormigón o pavimentos rígidos, el buen comportamiento se puede asegurar mitigando dos tipos de daños principales: la fatiga causada por la acción repetida de las cargas del tráfico y la erosión en la base de la estructura. Para lograr esto, es necesario controlar las tensiones y deflexiones que se generan en ciertas áreas de la losa. Por lo tanto, diversos métodos proponen técnicas de dimensionamiento de la estructura que permiten reducir la probabilidad de fallos durante el período de diseño [9].

En este estudio, se analiza el módulo de reacción, un parámetro que impacta directamente en la distribución de las cargas en el pavimento. Un valor bajo del módulo de reacción ( $k$ ) sugiere que la subrasante es más flexible, lo que puede provocar asentamientos y deformaciones más notables en el pavimento, afectando su estabilidad y durabilidad con el tiempo.

Cabe recalcar que cuando no se usan pasadores como en el presente estudio, el parámetro más influyente es el módulo de reacción de la subrasante ( $k$ ), diferenciándose del módulo de rotura del concreto que se puede asignar en el diseño inicial, la resistencia de la subrasante es un valor inherente al terreno, de modo que para mejorar su resistencia se tendría que estabilizar el terreno o aplicar técnicas de mejoras de la subrasante [11].

La modelización computacional en este caso mediante EverFE 2.26 permite calcular las tensiones en los puntos críticos, bajo diversas condiciones y tipos de materiales en la cimentación y la losa, generadas al aplicar cargas de referencia, de acuerdo con la normativa de diseño. Estas tensiones se ajustan a los valores que se obtienen a una distancia de 60 cm del borde, utilizando factores establecidos por la PCA, cuyas investigaciones han demostrado que solo el 6% de los camiones pasan por esa área [14]. Por lo tanto se evalúa la influencia del módulo de reacción del cemento ( $k$ ) en esa zona del pavimento para la obtención de tensiones que descifren el comportamiento del pavimento rígido de hormigón simple ante estas variaciones de carga y módulos de reacción del cemento.

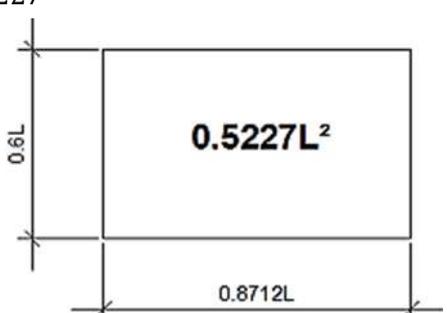
## 2. Área De Contacto

La carga generada por el vehículo se distribuye en un área que depende de la presión de contacto entre el neumático y el pavimento, el área de contacto se puede determinar mediante la siguiente formula:

$$A_c = \frac{W_i}{T_i} \quad (1)$$

Donde  $A_c$  significa el área de contacto del neumático con el suelo, mientras que  $W_i$  representa la carga del neumático debida al vehículo y su distribución de peso,  $T_i$  la tensión del neumático o presión interna, asegura la forma y el comportamiento adecuado de un neumático, afectando a su flexión y por lo tanto al área plana del neumático y a la interacción de la rueda con la superficie. Siguiendo las normas de AASHTO, la tensión de compresión del neumático varía de 6 a 8 kg/cm<sup>2</sup>, se establece una medida media de 7 kg/cm<sup>2</sup> para este estudio.

En un principio, el método de la **PCA (1966)** utilizó una huella de contacto elíptica para modelar la interacción del neumático con la superficie. Sin embargo, en **1984**, basándose en el desarrollo del **método de elementos finitos (MEF)**, se adoptó una huella de contacto de forma rectangular (Fig. 1). En este nuevo enfoque, se asume que la longitud de la huella es **0,8712L** y el ancho es **0,6L**, donde **L** representa una dimensión característica relacionada con las propiedades del neumático [16]. Este cambio permitió una modelización más precisa y detallada de las cargas más la distribución de la presión de contacto, mejorando la exactitud de los cálculos en estudios de deformación y comportamiento del neumático.

$$L = \sqrt{\frac{A_c}{0,5227}} \quad (2)$$


**Figura 1:** Dimensiones del área de contacto para una huella rectangular

Se obtienen diferentes valores geométricos de **longitud** y **ancho** para los cuatro tipos de carga mostrados en la Tabla 1, los cuales se introducen en los parámetros de carga requeridos en el software **EverFE 2.26** para la modelación computacional y obtención de las tensiones en el pavimento rígido. En los modelos de respuesta utilizados para caracterizar el comportamiento del suelo de cimentación en pavimentos de hormigón simple, se pueden emplear dos parámetros principales: el **módulo de reacción de la subrasante** y el **módulo resiliente**. Sin embargo, para los fines de la presente investigación, se considera el módulo de reacción de la subrasante, descartando el módulo resiliente debido a los alcances específicos del estudio.

Las cargas empleadas corresponden a los valores máximos establecidos para vehículos pesados de acuerdo con el Ministerio de Transporte y Obras Públicas (MTO) de Ecuador, conforme a la Tabla Nacional de Pesos y Dimensiones [13]. Estos valores son: 7 Ton (69 kN) para eje rueda simple, 11 Ton (108 kN) para eje simple con rueda doble, 20 Ton (196 kN) para eje tándem, y 24 Ton (235 kN) para eje trídem.

A continuación, se presentan los valores geométricos de **longitud** y **ancho** para los cuatro tipos de carga, los cuales se ingresan dentro de las dimensiones establecidas del programa computacional EverFE 2.26:

**Tabla 1:** Dimensiones de huella rectangular para los diferentes tipos de ejes

Ejes	L (cm)	0,8712 L (cm)	0,6 L (cm)	Ac (cm <sup>2</sup> )
ESRS	30,93	26,94	18,56	500,02
ESRD	27,42	23,88	16,45	392,87
ETAN	26,14	22,77	15,68	357,16
ETRI	23,38	20,37	14,03	285,73

En la Tabla 2, se presentan los valores de los módulos de reacción de la subrasante (*k*) obtenidos mediante el uso del software StreetPave12. A partir de las correlaciones entre el CBR y el valor de *k*, es posible determinar la capacidad de la subrasante para resistir las cargas aplicadas, lo que permite el diseño y la evaluación de pavimentos más precisos. Estos cálculos se realizaron mediante la simulación de las propiedades del suelo tales como el valor de CBR de la subrasante, número de capas, tipo de material y módulo de resiliencia de cada una de estos.

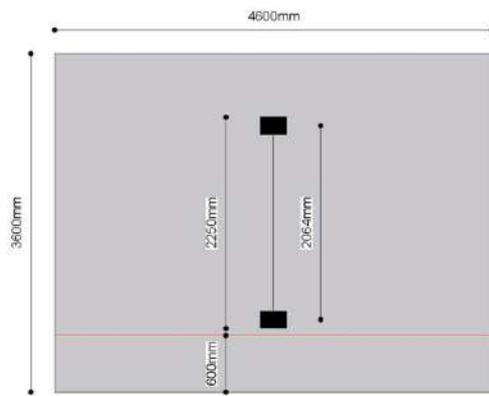
**Tabla 2:** Módulos de reacción en conjunto obtenidos mediante software **StreetPave12:**

CBR	ESPESOR DE SUBBASE NO ESTABILIZADA (200 mm)				
	100 MPa	150 MPa	200 MPa	250 MPa	300 MPa
(%)	MPa/mm	MPa/mm	MPa/mm	MPa/mm	MPa/mm
5	0,0814	0,0885	0,0939	0,0984	0,1021
10	0,1184	0,1288	0,1367	0,1431	0,1486
15	0,1475	0,1603	0,1702	0,1782	0,185
20	0,1723	0,1874	0,1988	0,2082	0,2162

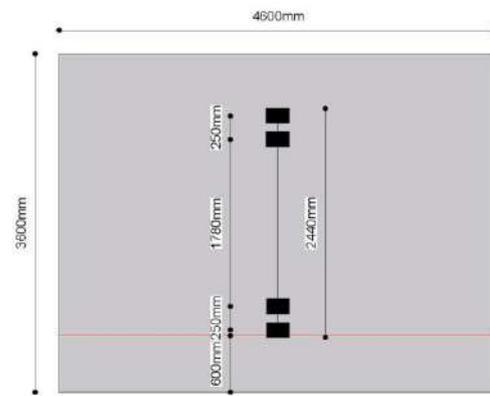
### 3. MÉTODOS

#### 3.1 Geometría Y Propiedades De La Losa De Hormigón Simple

En este estudio se evaluó una estructura de pavimento rígido mediante un modelo de elementos finitos utilizando el software EverFE 2.26. La losa de hormigón analizada presenta dimensiones de 3600 mm de ancho, 4600 mm de largo y 200 mm de espesor, las cuales son medidas estándar para este tipo de estructura. El análisis se enfocó exclusivamente en estudiar la influencia del módulo de reacción del suelo de apoyo, sin considerar el uso de pasadores o barras de transferencia de carga en las juntas transversales de contracción. Cabe señalar que al no considerar este mecanismo para este tipo de pavimento, permitirá una transferencia eficiente de carga mediante la trabazón de los agregados en las juntas. Para cada escenario evaluado, se utilizó el mismo modelo geométrico y se consideraron cuatro tipos de configuraciones de carga: eje simple con rueda simple, eje simple con rueda doble, eje tándem y eje trídem, cada uno con sus características geométricas específicas. La ubicación de los ejes se definió en la mitad de la longitud de la losa y a 60 cm del borde en el ancho, con el fin de validar las zonas críticas de máxima tensión propuestas por Westergaard, tal como se muestran en las Fig. 2 y 3:

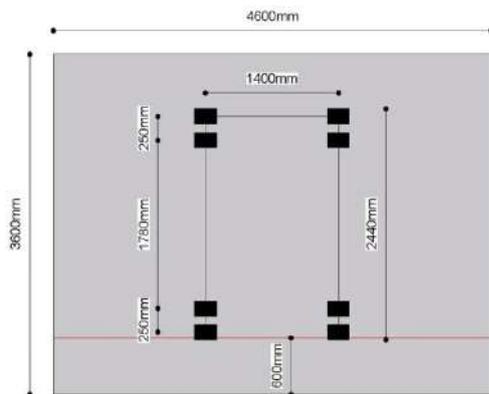


**EJE SIMPLE RUEDA SIMPLE**  
Escala \_\_\_\_\_ 1:40

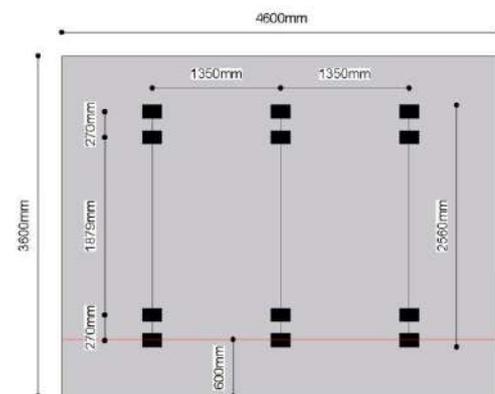


**EJE SIMPLE RUEDA DOBLE**  
Escala \_\_\_\_\_ 1:40

**Figura 2:** Características geométricas de la estructura de pavimento rígido y ejes rueda simple y rueda doble.



**EJE TÁNDEM**  
Escala \_\_\_\_\_ 1:40



**EJE TRIDEM**  
Escala \_\_\_\_\_ 1:40

**Figura 3:** Características geométricas de la estructura de pavimento rígido y ejes tándem y tridem

En el análisis de tensiones para la caracterización del hormigón, se consideraron los siguientes parámetros iniciales: un coeficiente de Poisson de 0,17, un módulo de elasticidad de 27.800 MPa (correspondiente a una resistencia a compresión de 35,8 MPa a los 28 días de curado), un coeficiente de dilatación térmica de  $1,1 \times 10^{-5} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$  y una densidad de 2.400 kg/m<sup>3</sup>. Estos valores fueron tomados de un estudio previo realizado en las condiciones específicas del cantón Portoviejo [15].

Para evaluar la resistencia a compresión y el módulo de rotura, se fabricaron especímenes cilíndricos y prismáticos, los cuales fueron ensayados a los 7, 14 y 28 días. Como resultado, se obtuvo un módulo de rotura de 5,08 MPa a los 28 días con el fin de conocer la resistencia del material de la losa.

### 3.2 Cálculo Tenso-Deformacional En La Losa

Para determinar el estado tenso-deformacional se utilizó el software EverFE 2.26 que es una herramienta de modelación numérica de uso sencillo para el análisis de elementos finitos (MEF) en tres dimensiones que simula esfuerzos generados en pavimentos rígidos con variaciones en su geometría, condiciones de carga (tipo de ejes) e incluyendo factores ambientales que afectan a la estructura de estudio.

Diversos estudios realizados han demostrado que los métodos de elementos finitos proponen una estimación más precisa del comportamiento bajo diversas sollicitaciones de tránsito en las secciones más críticas de las losas de pavimento rígido.

Una vez modelada la losa con la geometría propuesta, primero se evaluó el eje simple rueda simple, con un módulo de reacción de la subrasante ( $k$ ) en conjunto de 0,0814 MPa/mm. Este primer valor de ( $k$ ) corresponde a un material de subbase no estabilizada con un espesor de 200 mm y un módulo de elasticidad ( $E$ ) de 100 MPa, se tomaron valores de CBR a partir de 5% donde la subrasante comienza a tener un valor aceptable según la NC 334/2004, el último valor a analizar fue de 0,2162 MPa/mm cuando el material tiene un CBR del 20% y un módulo de elasticidad ( $E$ ) del material de 300 MPa como lo muestra la Tabla 1.

Se evaluaron todos los valores de (*k*) en conjunto para cada tipo de eje, es decir, se realizaron un total de 80 corridas para los diferentes escenarios, con el objetivo de obtener el estado tensional y evaluar los efectos producidos por estos parámetros independientes. Para estos cálculos se discretizó el modelo de losa dividiéndola en una retícula de 25x25x5 (en sus ejes X, Y y Z, respectivos), con el fin de obtener resultados más precisos, teniendo en cuenta la capacidad computacional requerida y el tiempo de cada corrida a un nivel razonable.

## 4. RESULTADOS Y DISCUSIONES

### 4.1 Resultados De Tensiones Máximas A Tracción En La Losa Por Elementos Finitos

Los resultados obtenidos mediante el método de elementos finitos utilizando el software EverFE, se analizó la acción combinada entre el módulo de reacción del cimiento y el tipo de eje de carga, obteniendo las siguientes tensiones máximas en el borde de la losa para el 5% de CBR : una resistencia de la subrasante de 0,0814 MPa/mm para los ejes analizados genera una tensión de 1,0882 MPa para el eje simple rueda simple (Tabla 3), una tensión de 1,5083 MPa para el eje simple con rueda doble (Tabla 4), una tensión de 1,3148 MPa para el eje tándem (Tabla 5) y por último una tensión máxima de 1,0195 MPa para el eje trídem (Tabla 6), es importante mencionar que los valores máximos se presentan en cada condición de carga y resistencia de la subrasante como se muestran en las tablas de resultados a continuación:

**Tabla 3:** Resultados de las tensiones máximas obtenidas para el eje simple rueda simple

CBR (%)	Módulo de Elasticidad de la subrasante (MPa) y Módulo de reacción k (MPa/mm)				
	100	150	200	250	300
5	<b>0,0814</b>	<b>0,0885</b>	<b>0,0939</b>	<b>0,0984</b>	<b>0,1021</b>
	1,0882	1,0708	1,0589	1,0497	1,0426
10	<b>0,1184</b>	<b>0,1288</b>	<b>0,1367</b>	<b>0,1431</b>	<b>0,1486</b>
	1,0154	1,0010	0,9912	0,9838	0,9779
15	<b>0,1475</b>	<b>0,1603</b>	<b>0,1702</b>	<b>0,1782</b>	<b>0,1850</b>
	0,9791	0,9666	0,9579	0,9529	0,9498
20	<b>0,1723</b>	<b>0,1874</b>	<b>0,1988</b>	<b>0,2082</b>	<b>0,2162</b>
	0,9563	0,9487	0,9441	0,9406	0,9379

**Tabla 4:** Resultados de las tensiones máximas obtenidas para el eje simple rueda doble

CBR (%)	Módulo de Elasticidad de la subrasante (MPa) y Módulo de reacción k (MPa/mm)				
	100	150	200	250	300
5	<b>0,0814</b>	<b>0,0885</b>	<b>0,0939</b>	<b>0,0984</b>	<b>0,1021</b>
	1,5083	1,4808	1,4619	1,4472	1,4359
10	<b>0,1184</b>	<b>0,1288</b>	<b>0,1367</b>	<b>0,1431</b>	<b>0,1486</b>
	1,3919	1,3681	1,3517	1,3393	1,3293
15	<b>0,1475</b>	<b>0,1603</b>	<b>0,1702</b>	<b>0,1782</b>	<b>0,1850</b>
	1,3312	1,3095	1,2943	1,2828	1,2735
20	<b>0,1723</b>	<b>0,1874</b>	<b>0,1988</b>	<b>0,2082</b>	<b>0,2162</b>
	1,2912	1,2704	1,2561	1,2451	1,2362

**Tabla 5:** Resultados de las tensiones máximas obtenidas para el eje tándem

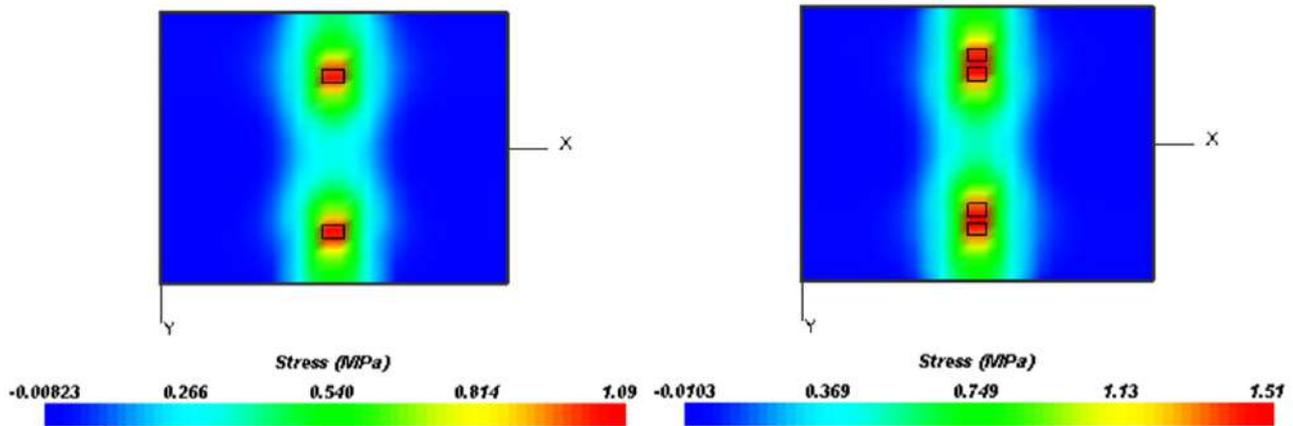
CBR (%)	Módulo de Elasticidad de la subrasante (MPa) y Módulo de reacción k (MPa/mm)				
	100	150	200	250	300
5	<b>0,0814</b>	<b>0,0885</b>	<b>0,0939</b>	<b>0,0984</b>	<b>0,1021</b>
	1,3148	1,2898	1,2728	1,2597	1,2497
10	<b>0,1184</b>	<b>0,1288</b>	<b>0,1367</b>	<b>0,1431</b>	<b>0,1486</b>
	1,2114	1,1911	1,1774	1,1672	1,1589
15	<b>0,1475</b>	<b>0,1603</b>	<b>0,1702</b>	<b>0,1782</b>	<b>0,1850</b>
	1,1605	1,1429	1,1308	1,1218	1,1146
20	<b>0,1723</b>	<b>0,1874</b>	<b>0,1988</b>	<b>0,2082</b>	<b>0,2162</b>
	1,1284	1,1122	1,1013	1,0930	1,0864

**Tabla 6:** Resultados de las tensiones máximas obtenidas para el eje trídem

CBR (%)	Módulo de Elasticidad de la subrasante (MPa) y Módulo de reacción k (MPa/mm)				
	100	150	200	250	300
5	<b>0,0814</b>	<b>0,0885</b>	<b>0,0939</b>	<b>0,0984</b>	<b>0,1021</b>
	1,0195	1,0116	1,0061	1,0018	0,9984
10	<b>0,1184</b>	<b>0,1288</b>	<b>0,1367</b>	<b>0,1431</b>	<b>0,1486</b>
	0,9848	0,9772	0,9718	0,9677	0,9642
15	<b>0,1475</b>	<b>0,1603</b>	<b>0,1702</b>	<b>0,1782</b>	<b>0,1850</b>
	0,9649	0,9574	0,9520	0,9478	0,9444
20	<b>0,1723</b>	<b>0,1874</b>	<b>0,1988</b>	<b>0,2082</b>	<b>0,2162</b>
	0,9508	0,9432	0,9378	0,9335	0,9300

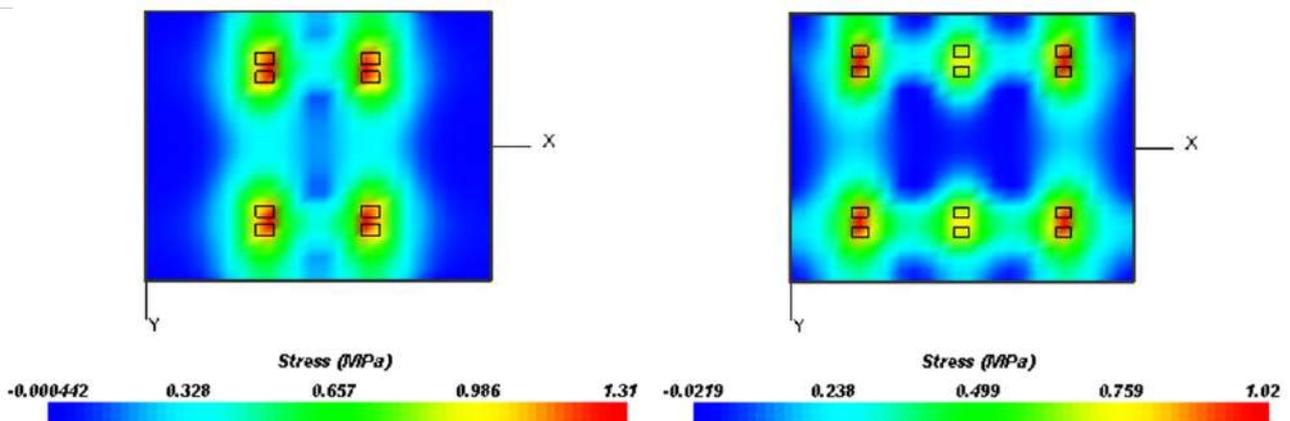
Los esfuerzos producidos en cada uno de los tipos de ejes se analizaron en el fondo de la losa, se presentan de forma gráfica los esfuerzos máximos generados en los bordes, centro y esquina en el plano x-y del modelo de análisis de losa, en la Fig. 4 presenta el esfuerzo máximo para la carga de eje simple correspondiente al 21,5% de la resistencia del material, de modo que no presenta la posibilidad de generar agrietamientos y falla de la losa, en la Fig. 5 presenta el esfuerzo máximo para el eje simple rueda doble de 1,51 MPa, este valor es el máximo entre los ejes analizados por lo que corresponde a la relación máxima entre la resistencia del material de la losa.

De la Fig. 6 presenta la carga por eje tándem, que representa al 25,8% de la resistencia del material, al considerar el efecto de un eje tándem, los esfuerzos no son tan altos como en el eje simple rueda doble, sin embargo, estos camiones con frecuencia llevan sobrepeso, de igual manera los esfuerzos no superan a la resistencia del concreto, por último la Fig. 7 presenta a la carga de eje trídem con una relación de 20%, la cual es la más baja considerando que es la que genera menores tensiones que las demás debido a menor carga unitaria por rueda distribuida en el eje.



**Figura 4:** Esfuerzos máximos en el plano x-y para eje simple rueda simple

**Figura 5:** Esfuerzos máximos en el plano x-y para eje simple rueda doble



**Figura 6:** Esfuerzos máximos en el plano x-y para eje Tándem

**Figura 7:** Esfuerzos máximos en el plano x-y para eje Trídem

Al analizar los resultados obtenidos, se estima que la relación de esfuerzos entre los valores máximos a tracción en el borde de la losa para los cuatro tipo de ejes, respecto al Módulo de Rotura del hormigón para esta investigación de 5,08 MPa, según la caracterización del hormigón usado en un estudio en el cantón Portoviejo [14], es del 29,7%, por lo que las tensiones a tracción en el fondo de la losa consumen menos del 30% y no superan el límite de resistencia o fatiga del material, por lo cual no se consideraría para este estudio una influencia significativa del módulo de reacción ya que estaría aún lejos de causar una probabilidad de daño a la estructura del pavimento rígido, considerando que esta relación debe ser diferente en cada condición de carga, y para valores de resistencia de subrasante y de base.

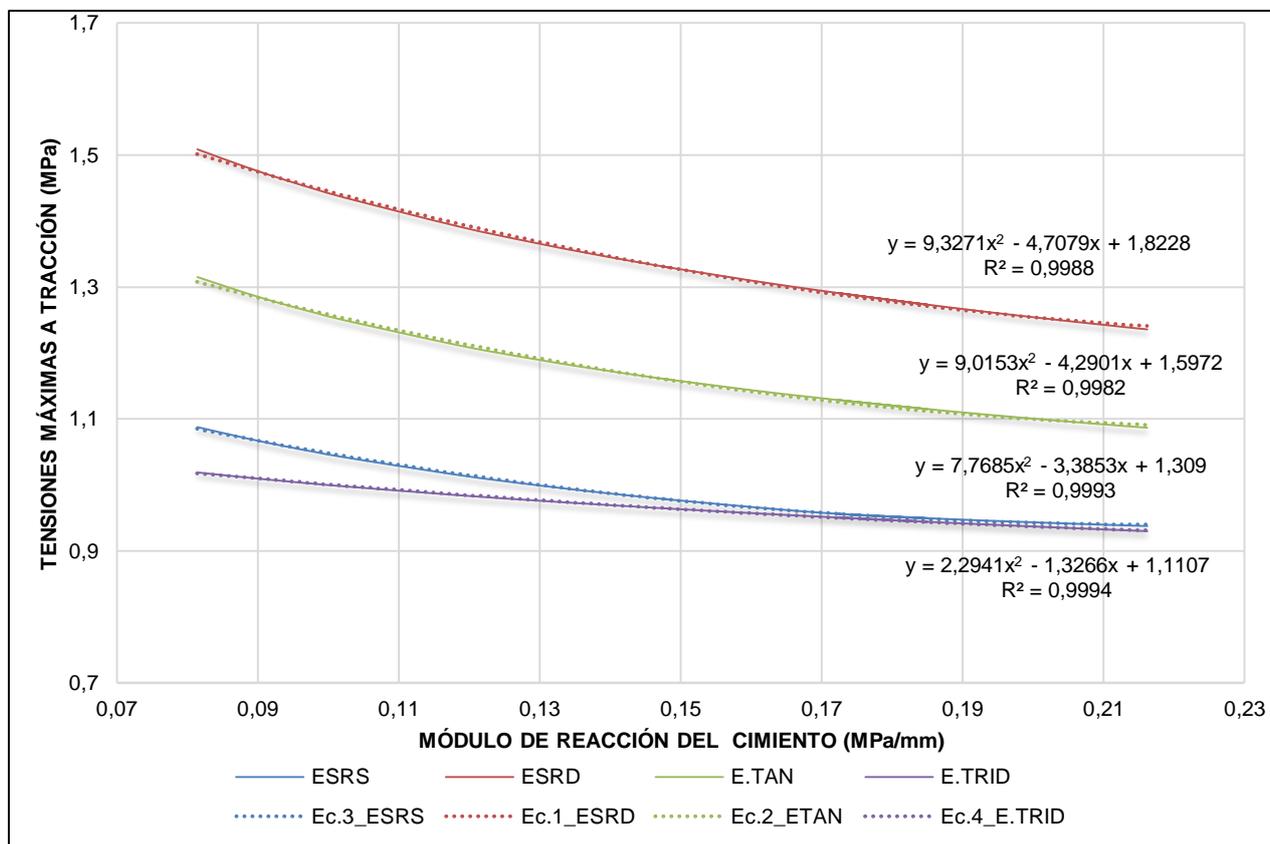
Una vez obtenidos los resultados de las tensiones máximas, se procede a evaluar estos valores en función del tipo de eje, se construye un gráfico como se muestra en la Figura 7, se visualiza la relación entre las tensiones máximas generadas y el módulo de reacción del cemento, variando este último entre un Módulo de Elasticidad de la subrasante de 100 a 300 MPa, para un espesor de subbase no estabilizada de 20 cm. Posteriormente, se utiliza una línea de tendencia polinómica de grado 2 para generar una ecuación que permita calcular las tensiones generadas en función del módulo de reacción del cemento en dirección (X). Con la ecuación es posible obtener la variable dependiente (y), que corresponde a la tensión generada por el valor del módulo de reacción del cemento (k), proporcionando así una herramienta para predecir las tensiones bajo diferentes condiciones de carga, de modo que las ecuaciones generadas se muestran a continuación:

- ESRS:  $y = 9,3271x^2 - 4,7079x + 1,8228$  (3)

- ESRD:  $y = 9,0153x^2 - 4,2901x + 1,5972$  (4)

- ETAN:  $y = 7,7685x^2 - 3,3853x + 1,309$  (5)

- ETRID:  $y = 2,2941x^2 - 1,3266x + 1,1107$  (6)



**Figura 8:** Relación de Esfuerzos de tensiones a tracción y Módulos de reacción del cemento

Otro posible uso del gráfico es como un nomograma, en el cual se traza una línea vertical en el eje de abscisas correspondiente al módulo de reacción del cemento requerido, extendiéndola hasta que intercepte la curva de resultados. Posteriormente, se traza una línea horizontal desde el punto de intersección, que permitirá leer la tensión generada en el eje de las ordenadas.

Este método proporciona una herramienta visual para predecir las tensiones en función del tipo de eje y el módulo de reacción del cemento, se considera que solo son válidos para una condición de resistencia de subrasante. Como comprobación de los cálculos de tensiones en la losa generados por el software EverFE, se demuestra la confiabilidad de los valores calculados con coeficientes de determinación (R²) de 0,9988 para ESRS, de 0,9982 para ESRD, de 0,9993 para ETAN y 0,9994 para ETRID, estos valores evalúan la relación entre las variables involucradas.

## 5. CONCLUSIONES

Una vez obtenido el nomograma que relaciona la tensión con el módulo de reacción de la subrasante para los cuatro tipos de ejes analizados, y considerando la variación del módulo de reacción, los cálculos de las tensiones producidas en la losa se hicieron conjuntamente con la subbase no estabilizada de 20cm. Los resultados obtenidos muestran una tendencia descendente en las tensiones máximas por tracción en el fondo de la losa cuando se tiene un mejor módulo de reacción, para todos los tipos de ejes. Esta tendencia se debe a que todas las tensiones fueron determinadas a una distancia de 60 cm del borde de la losa, lo que explica que al incrementar el valor del módulo de reacción ( $k$ ), las tensiones tienden a disminuir.

En particular, el eje de rueda doble se identificó como el más crítico, ya que genera el mayor daño debido a la mayor carga unitaria por rueda distribuida en el eje. En este caso, con un módulo de elasticidad de 100 MPa y un módulo de reacción de la subrasante de 0,0814 MPa/mm, las tensiones alcanzan sus valores máximos, lo que se refleja en una curva decreciente en el nomograma. Esto sugiere que un incremento en el módulo de reacción puede mitigar las tensiones inducidas por las cargas vehiculares, lo cual es válido para cualquier configuración de ejes.

Basado en los resultados, se recomienda que en los diseños de pavimentos rígidos, especialmente aquellos sometidos a cargas de eje simple y rueda doble, se preste especial atención a la calidad del suelo de cimentación lo que lleva a la mejora del módulo de reacción. El refuerzo de la subrasante a través de técnicas de estabilización, como el uso de materiales adecuados o la incorporación de estabilizantes, puede ser clave para mitigar el daño al pavimento a largo plazo.

El espesor de la subbase no estabilizada de 20 cm se mantuvo constante en el análisis, pero sería interesante realizar un estudio de sensibilidad variando el espesor de la subbase para determinar el impacto en las tensiones generadas en el pavimento. Esto permitiría identificar un espesor óptimo que minimice las tensiones máximas sin necesidad de incrementar excesivamente los costos de construcción.

- [1] AASHTO, G. (1993). Guide for design of pavement structures. *American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, DC*.
- [2] Higuera-Sandoval, C. H. (2010). Caracterización de la resistencia de la subrasante con la información del deflectómetro de impacto. *Facultad de Ingeniería, 19(28)*, 73-92. <https://www.redalyc.org/articulo.oa?id=413940761006>
- [3] Vargas, J. D. V., Sánchez, Y. P. M., Mendieta, C. E. S., y Romero, L. O. C. (2023). Modelo De Optimización De Estructuras Viales. *Revista ciencia y construcción, 4(2)*, 06-15. <https://rcc.cujae.edu.cu/index.php/rcc/article/view/199>
- [4] Guerra-Rojas, R. A. (2020). Análisis del comportamiento de tensiones máximas inducidas en pavimentos rígidos debido al reemplazo parcial de losas. *Iteckne, 17(2)*, 98-109. <https://dialnet.unirioja.es/servlet/articulo?codigo=7963891>
- [5] Gu, H., Jiang, X., Li, Z., Yao, K., and Qiu, Y. (2019). Comparisons of two typical specialized finite element programs for mechanical analysis of cement concrete pavement. *Mathematical Problems in Engineering, 2019(1)*, 9178626. <https://doi.org/10.1155/2019/9178626>
- [6] F.M.H.López, "Procedimiento para el diseño por fatiga de pavimentos de hormigón simple para carreteras en Cuba," Phd Thesis, Universidad Técnica de La Habana CUJAE, La Habana, Cuba, 2016. Doi: <https://10.13140/RG.2.2.11644.64640>.
- [7] Shaban, A. M., Alsabbagh, A., Wtaife, S., and Suksawang, N. (2020). Effect of pavement foundation materials on rigid pavement response. In *IOP Conference Series: Materials Science and Engineering* (Vol. 671, No. 1, p. 012085). IOP Publishing. DOI: 10.1088/1757-899X/671/1/012085
- [8] Akintayo, F. O., and Osasona, T. D. (2022). Design of Rigid Pavement for Oke-Omi Road, Ibadan, Nigeria. *Collectors, 80(99)*, 75-95. <https://doi.org/10.46792/fuoyejt.v7i3.837>
- [9] Montes de Oca Hidalgo, M. P., Sequeira Rojas, W., Ávila Esquivel, T., y Aguiar Moya, J. P. (2021). Evaluación del desempeño de los pavimentos rígidos en Costa Rica. *Infraestructura Vial, 23(42)*, 53-60. <http://dx.doi.org/10.15517/iv.v23i42.46947>
- [10] Vásquez, M. G. C., Vásquez, L. A. C., y Vásquez, P. G. C. (2020). Aplicación práctica del método AASHTO-93 para el diseño de pavimento rígido. *Polo del Conocimiento: Revista científico-profesional, 5(9)*, 640-663. DOI: 10.23857/pc.v5i9.1717
- [11] Bojorque, J., Cabrera, A., y Urgiles, D. (2017). Aplicación del diseño experimental para el análisis de pavimentos rígidos basado en el método de la PCA. *Maskana, 8*, 147-158. <https://publicaciones.ucuenca.edu.ec/ojs/index.php/maskana/article/view/1975>
- [12] Aladín, M. F. G., Ruiz, D. D. P., Guzmán, M. F. S., y Calvache, C. E. N. (2024). Desarrollo de ecuaciones sustitutivas utilizando herramientas computacionales y su aplicación en la enseñanza del diseño de pavimentos. *Revista Eduweb, 18(1)*, 9-23. <https://doi.org/10.46502/issn.1856-7576/2024.18.01.1>
- [13] Vial, N. E. (2012). NEVI-12. *Ministerio de Transporte Y Obras Públicas del Ecuador, Normas para estudios y diseños viales, 2B*.
- [14] Hernández López, F. M., Tejada Piusseaut, E., Rodríguez Veliz, E. A., y Recarey Morfa, C. A. (2020). 3D-FE of jointed plain concrete pavement over continuum elastic foundation to obtain the edge stress. *Revista de la construcción, 19(1)*, 5-18. <http://dx.doi.org/10.7764/rdlc.19.1.5-18>
- [15] Rodríguez Véliz EA, Tejada Piusseaut E, y Hernández López FM. Procedimiento para diseño de pavimentos de hormigón simple empleando técnicas de modelación computacional en las condiciones del cantón Portoviejo. La Habana, Cuba: Universidad Tecnológica de la Habana José Antonio Echeverría (CUJAE); 2021. <https://ojs.uc.cl/index.php/RDLC/issue/view/970>
- [16] PCA, "Thickness Design for Concrete Highway and Street Pavements," in "Thickness Concrete Pavement Desing," *Portland Cement Association, 1984, vol. ISO10*

# 7

## *Análisis No Lineal Dinámico Incremental De Marcos Especiales A Momento Compuestos (C-SMF) .*

*Incremental Dynamic Nonlinear Analysis of Composite Moment Frames (C-SMF)*

### **Autores**

---

**Gilbert Adrián Añezco Campoverde**

Ingeniero Civil, Universidad Técnica de Machala, Km 5 ½ Machala-Pasaje,  
[ganazco@utmachala.edu.ec](mailto:ganazco@utmachala.edu.ec)  
<https://orcid.org/0000-0002-9071-1601>

---

**Paul André Añezco Campoverde**

Ingeniero Civil, Universidad Técnica de Machala, Km 5 ½ Machala-Pasaje,  
[panazco@utmachala.edu.ec](mailto:panazco@utmachala.edu.ec)  
<https://orcid.org/0000-0001-8981-3769>

---

**Freddy Leonardo Espinoza Urgilés**

Ingeniero Civil, Universidad Técnica de Machala, Km 5 ½ Machala-Pasaje,  
[fespinoza@utmachala.edu.ec](mailto:fespinoza@utmachala.edu.ec)  
<https://orcid.org/0000-0002-0577-0448>

---

# 7

## Análisis No Lineal Dinámico Incremental De Marcos Especiales A Momento Compuestos (C-SMF)

### RESUMEN

En el presente trabajo de investigación se evalúa el desempeño sísmico y el riesgo de colapso de marcos especiales a momento compuestos (C-SMF), utilizando la metodología de FEMA P695. Para llevar a cabo este planteamiento, se realizó el diseño de varias configuraciones de edificios prototipo en 2D de 3, 6, 8, 12 y 16 pisos de altura tomados de una planta típica, ubicados en diferente zonificación sísmica y tipo de suelo, aplicando la norma chilena NCh 433. Se incluye la no linealidad geométrica (efecto P-Delta) y la no linealidad del material al implementar modelos de plasticidad concentrada basados en fibras utilizando las curvas efectivas de esfuerzo-deformación para dicho fin. Se utilizó el software SAP2000 versión 19.1.1 para llevar a cabo todo el trabajo de investigación. Seguidamente, se realizaron análisis no lineales dinámicos incrementales (Tiempo-Historia) para obtener la intensidad media de colapso y la razón del margen de colapso para así poder evaluar el desempeño sísmico comparando la razón del margen de colapso ajustado calculada ACMR con los valores admisibles propuestos por FEMA P695. Acorde a los resultados obtenidos, los factores de desempeño sísmico para uso normativo en C-SMF que se recomiendan son: factor de sobrerresistencia igual a 3,0, factor de reducción de respuesta sísmica igual a 6,0 y factor de amplificación de desplazamientos igual a 5,5. La evaluación del desempeño fue satisfactoria para todos los casos individuales y grupales; sin embargo, a criterio de los autores, el sistema estructural C-SMF asegura la protección de vida y puede ser incluido en normativa nacional colocando una limitación en altura de 12 pisos.

**Palabras clave:** Análisis No Lineal Dinámico, Desempeño Sísmico, Marcos Especiales a Momento Compuestos.

### ABSTRACT

This research evaluates the seismic performance and collapse risk of composite special moment frames (C-SMF) using the FEMA P695 methodology. To achieve this, several prototype building configurations in 2D with 3, 6, 8, 12, and 16 stories were designed based on a typical floor plan, located in different seismic zones and soil types, following the Chilean standard NCh 433. Geometric nonlinearity (P-Delta effect) and material nonlinearity were incorporated by implementing concentrated plasticity models based on fibers, using effective stress-strain curves for this purpose. The SAP2000 software, version 19.1.1, was utilized to conduct the entire research work. Subsequently, incremental dynamic nonlinear analyses (Time-History) were performed to determine the mean collapse intensity and collapse margin ratio (CMR), enabling the evaluation of seismic performance by comparing the adjusted collapse margin ratio (ACMR) with the allowable values proposed by FEMA P695. According to the results, the recommended seismic performance factors for regulatory use in C-SMF are: an overstrength factor of 3,0, a seismic response reduction factor of 6,0, and a displacement amplification factor of 5,5. The performance evaluation was satisfactory for all individual and group cases; however, the authors conclude that the C-SMF structural system ensures life safety and can be incorporated into national regulations with a height limitation of 12 stories..

**Keywords:** Nonlinear Dynamic Analysis, Seismic Performance, Composite Special Moment Frames.

**Nota Editorial: Recibido: Febrero 2025 Aceptado: Marzo 2025**

## 1. INTRODUCCIÓN

El análisis estructural ha experimentado una transformación significativa en las últimas décadas, impulsado por la necesidad de evaluar el comportamiento de estructuras sometidas a cargas extremas y eventos dinámicos complejos, como sismos, explosiones o vientos huracanados. En este contexto, el análisis no lineal dinámico (AND) emerge como una herramienta indispensable para capturar con precisión la respuesta real de sistemas estructurales bajo condiciones que superan los límites del comportamiento elástico y lineal [1]. A diferencia de los métodos tradicionales (basados en simplificaciones lineales y estáticas), este enfoque integra la variabilidad temporal de las cargas, la no linealidad geométrica (efecto P-Delta) y la no linealidad del material (plasticidad, fisuración), así como interacciones complejas como el contacto entre elementos o la dependencia de la rigidez en el tiempo [2].

Una de las principales ventajas del AND radica en su capacidad para modelar fenómenos irreversibles, como la degradación de rigidez, la disipación de energía histerética y la redistribución de esfuerzos tras el inicio de daño localizado. Esto permite predecir con mayor exactitud el colapso progresivo, identificar modos de falla no intuitivos y optimizar el diseño mediante una evaluación realista de la ductilidad y capacidad resistente. Además, al considerar la historia completa de carga, el método supera las limitaciones de los análisis estáticos equivalentes o espectrales, que subestiman efectos acumulativos en estructuras sometidas a movimientos sísmicos de larga duración o cargas cíclicas [3].

Los beneficios del AND se extienden también a la innovación en materiales y sistemas estructurales. Por ejemplo, en estructuras con aislamiento sísmico, disipadores de energía o materiales compuestos, el análisis no lineal dinámico facilita la validación de tecnologías avanzadas al simular su respuesta bajo escenarios extremos. Asimismo, contribuye a la sostenibilidad al reducir sobredimensionamientos, optimizar el uso de recursos y prolongar la vida útil mediante estrategias de reparación basadas en daño predecible. En la era de las normativas basadas en desempeño, el AND se consolida como un pilar para diseñar estructuras resilientes, seguras y económicamente eficientes, marcando un hito en la ingeniería moderna frente a los desafíos de un entorno en constante evolución [4].

Chile es un país situado en una de las zonas sísmicas más activas del mundo, con una historia de terremotos destructivos (Mw9,5-1960, Mw8,8-2010, Mw8,3-2015). Esto exige que las estructuras cumplan con rigurosos estándares de diseño sísmico, garantizando resistencia, ductilidad y capacidad de disipación de energía. En este contexto, los sistemas estructurales innovadores, como los pórticos especiales a momento compuestos (C-SMF) con columnas tubulares de acero rellenas de hormigón (CFT) y vigas de perfil W, emergen como alternativas técnicas prometedoras. En países con alta sismicidad (Japón, EE.UU.), las CFT ya se utilizan en edificios altos y puentes. Sin embargo, en Chile su empleo es incipiente, limitado a proyectos puntuales (torres de oficinas, hospitales), lo que señala la necesidad de estudios locales para validar su eficacia bajo normativa nacional.

Chile carece de guías específicas para su implementación en C-SMF. Esto justifica estudios que: validen modelos numéricos y experimentales simulando sismos chilenos (registros de subducción), optimicen detalles constructivos como refuerzos en nodos, espesores de tubos, dosificación de hormigón y evalúen costos y plazos para posicionar a los C-SMF como alternativa competitiva frente a sistemas tradicionales (muros estructurales de hormigón armado). Aunque el acero estructural es común en Chile, las CFT aún no se masifican por desconocimiento técnico y resistencia al cambio. Dentro del marco normativo chileno se enfatizan sistemas disipativos, lo que favorece a los C-SMF si se demuestra su eficacia mediante análisis.

En el presente trabajo de investigación se evalúa el desempeño sísmico y el riesgo de colapso de marcos especiales a momento compuestos (C-SMF), utilizando la metodología de FEMA P695 [5]. El éxito y la versatilidad de las estructuras compuestas se puede expresar en una explicación sencilla y comprensible: el hormigón reacciona muy bien a la compresión, mientras que el acero se comporta muy bien a la tracción. Estas ventajas se pueden utilizar para lograr un diseño ligero y eficaz mediante la combinación de los dos materiales en una estructura que resiste eficazmente la flexión y las fuerzas axiales. Además, las CFT reducen la huella de carbono al minimizar el uso de hormigón y acero, alineándose con políticas de construcción sustentable. Dentro de los beneficios y ventajas se tiene:

La estructura compuesta de acero y hormigón es aproximadamente un 30% más ligero que el hormigón armado y un 2% más pesado que el acero estructural. Esta reducción significativa en el peso de los materiales compuestos en comparación con el hormigón armado junto con la eliminación de una gran cantidad de trabajo, contribuye a un factor enorme en la reducción de los plazos de construcción. Como resultado, el montaje y la instalación en sitio son más fáciles y los costos de mano de obra se pueden minimizar [6].

Con una sección transversal relativamente pequeña, la construcción compuesta de acero y hormigón puede llegar a alcanzar altas resistencias. Se pueden reducir el tamaño de los elementos de apoyo, incluidos los costos de cimentación; esto debido al peso reducido de la construcción compuesta, lo que minimiza las fuerzas que deben resistir los elementos. Se obtienen diseños compactos, estéticos, económicos, seguros y ecológicos debido a la relación resistencia-peso que es superior en los materiales compuestos. Trabajos como el apuntalamiento, actividades temporales y encofrados se pueden eliminar al utilizar construcción compuesta.

En construcción compuesta, los ahorros pueden llegar al 10% en comparación con el hormigón armado y al 7% en comparación con el acero estructural. El acero recubierto con hormigón no solo mejora la resistencia de los miembros compuestos, sino que protege toda la estructura de los efectos adversos del fuego, el pandeo y la corrosión [7]. Debido al acero estructural, las vigas compuestas pueden cubrir vanos más largos sin necesidad de columnas intermedias. Las columnas compuestas proporcionan una conexión más fácil a las vigas de acero; además, reducen la necesidad de colocar refuerzo transversal y la fijación de tirantes laterales que requiere mucho tiempo.

Las columnas compuestas que involucran tubos de acero o revestimientos de tuberías simplifican los trabajos de cimentación y la construcción en cuerpos de agua, así como también el hormigonado de los pisos sucesivos puede proceder sin tener que esperar a que los pisos previamente moldeados ganen resistencia [8]. El sistema steel deck proporciona un refuerzo de momento positivo para el piso compuesto, requiriendo solo pequeñas cantidades de barras de temperatura para controlar el agrietamiento.

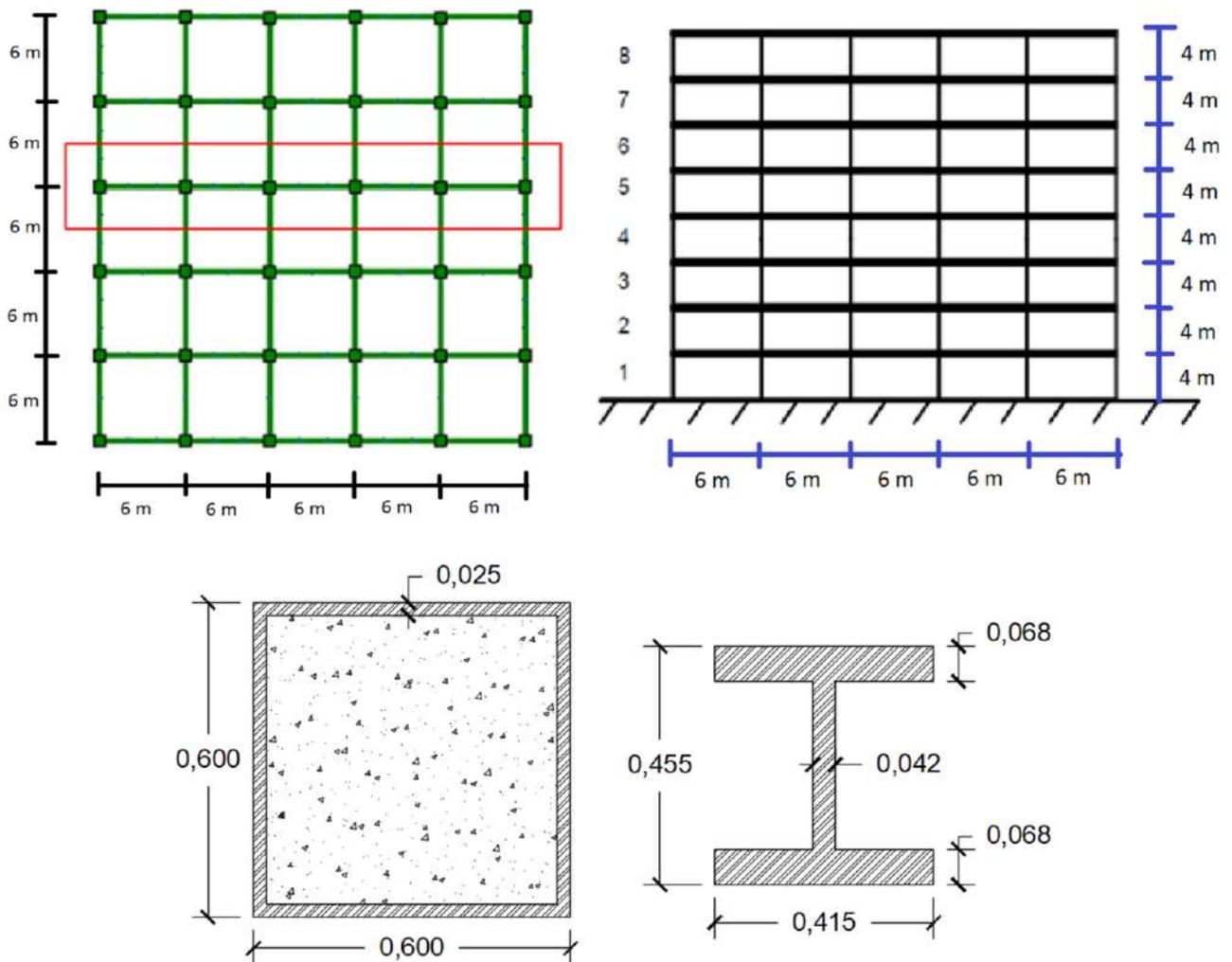
En el presente trabajo, como primer punto se realizó el diseño de varias configuraciones de edificios prototipo en 2D de 3, 6, 8, 12 y 16 pisos de altura conformados únicamente por columnas tubulares cuadradas de acero rellenas de hormigón y vigas principales de acero estructural perfil W; la variación en altura se optó con la finalidad de tener una amplia variedad de estructuras rígidas de período corto y estructuras flexibles de período largo, tomados de una planta típica, ubicados en diferente zonificación sísmica y tipo de suelo, aplicando la norma chilena NCh 433 [9]. Se incluye la no linealidad geométrica (efecto P-Delta) y la no linealidad del material al implementar modelos de plasticidad concentrada basados en fibras utilizando las curvas efectivas de esfuerzo-deformación para dicho fin. Se utilizó el software SAP2000 versión 19.1.1 para llevar a cabo todo el trabajo de investigación.

Como segundo punto se realizaron análisis no lineales dinámicos incrementales (Tiempo-Historia) para obtener la Intensidad Media de Colapso ( $\hat{S}_{CT}$ ), la Razón del Margen de Colapso (CMR) y así poder evaluar el desempeño sísmico comparando la Razón del Margen de Colapso Ajustado (ACMR) con los valores admisibles propuestos por FEMA P695 [5]. El propósito de esta metodología es determinar el Factor de Reducción de Respuesta Sísmica ( $R$ ), el Factor de Amplificación de Desplazamientos ( $Cd$ ) y el Factor de Sobrerresistencia ( $\Omega_0$ ) para que cuando sean propiamente implementados en los procesos de diseño, las edificaciones resulten con una seguridad equivalente contra el colapso durante un terremoto de manera similar a la seguridad que brindan los actuales códigos de diseño sísmico. Además, busca afirmar que el sistema estructural analizado asegure la protección de vida cuando posea una baja probabilidad de colapso (<10%) al ser sometida al Sismo Máximo Considerado (MCE) con la finalidad de incluir el sistema C-SMF en normativa nacional chilena para resistir fuerzas laterales inducidas por sismos.

## 2. MATERIALES Y MÉTODOS

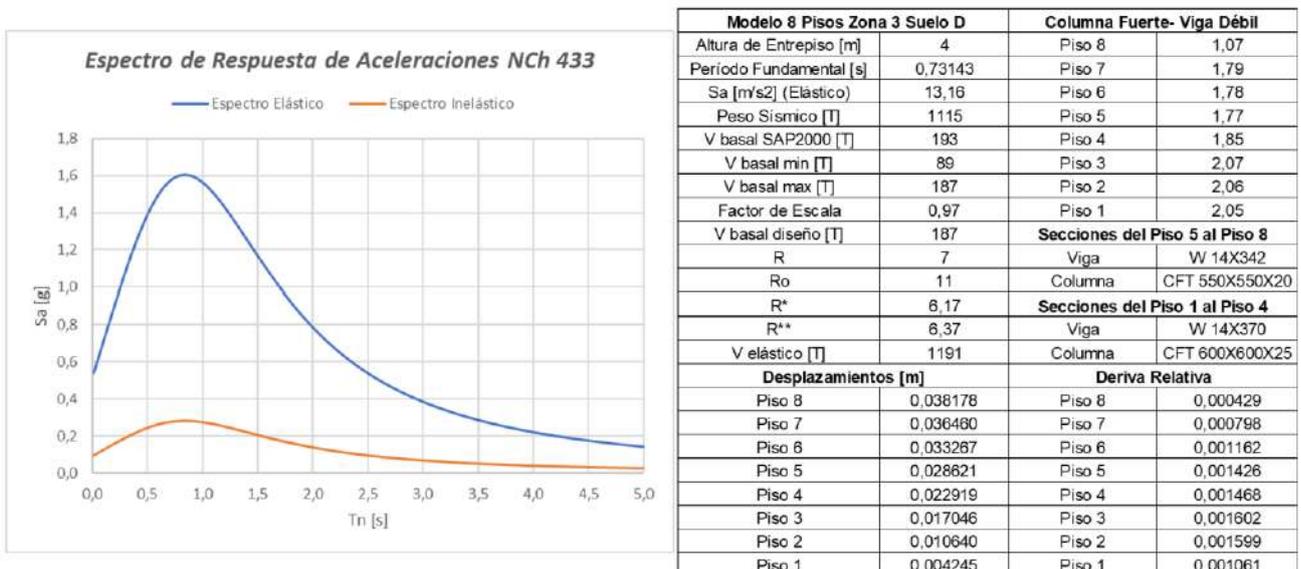
El sistema resistente a cargas laterales se compone de columnas conformadas por perfiles tubulares cuadrados de acero rellenos de hormigón (CFT) y vigas principales de perfil W. Los materiales utilizados en el presente trabajo de investigación son de alta resistencia, decisión tomada para asegurar elementos resistentes y rígidos a pesar de su esbeltez; además se les da un uso más eficiente a ambos materiales. Para el perfil tubular de acero de la columna compuesta se utiliza un ASTM A500 con un  $F_y= 550$  MPa (80 KSI), para la viga de acero de perfil W se utiliza un ASTM A992 con un  $F_y= 345$  MPa (50 KSI), ambos con un módulo de elasticidad de  $E_s= 200000$  MPa. El hormigón utilizado en la columna compuesta posee una resistencia a la compresión de  $f'_c= 55$  MPa (8 KSI) con un módulo de elasticidad de  $E_c= 34856$  MPa. La configuración estructural de los edificios prototipo es en 2D, siendo estos de 3, 6, 8, 12 y 16 pisos de altura con un máximo de 5 vanos ( $L=6$  m/vano); además se tiene una altura constante de entrepiso de  $H=4$  m.

En la Figura 1 se presenta únicamente la planta y elevación típica del edificio de 8 pisos, así como también las secciones transversales de columnas y vigas utilizadas, donde el marco seleccionado para la modelación es un pórtico representativo de la estructura; se recalca que todos sus pórticos son resistentes a momento por ser este el sistema de piso comúnmente utilizado en la construcción. Los edificios a diseñar corresponden a una categoría ocupacional II destinados a oficina ubicados en zona sísmica 2 y 3 sobre suelo C, D, E, utilizando el espectro de la norma NCh 433 [9] para considerar las cargas sísmicas. Se definen cargas gravitacionales aplicadas directamente sobre las vigas principales como  $D_{piso}= 3,0$  T/m,  $L_{piso}= 1,5$  T/m,  $D_{techo}= 2,3$  T/m,  $L_{techo}= 0,6$  T/m.



**Figura 1:** Planta y Elevación Típica de los Edificios Chilenos. Secciones transversales representativas de columna compuesta (CFT) y viga de perfil W.

La Figura 2 muestra el espectro de diseño elástico e inelástico de la NCh 433. En la tabla de la mencionada figura se presenta como ejemplo el diseño sísmico del edificio prototipo de 8 pisos. Acorde a la normativa chilena, "R" es el factor de modificación de respuesta sísmica a ser utilizado en análisis lineales-estáticos (fuerzas laterales), "Ro" es el factor de modificación de respuesta sísmica a ser utilizado en análisis lineales-dinámicos (modal espectral), "R\*" es el factor de reducción de la aceleración espectral, calculado para el período del modo con mayor masa traslacional equivalente en la dirección de análisis y depende de Ro. Finalmente "R\*\*" es el factor R\* corregido para que el corte basal del programa SAP2000 no sobrepase el corte basal máximo ni sea inferior al corte basal mínimo que establece la norma.



**Figura 2:** Ejemplo de Diseño Sísmico. Edificio Prototipo de 8 Pisos.

Respecto al diseño estructural, se logró cumplir con las especificaciones para elementos, con las limitaciones sísmicas de la NCh 433 [9] y el diseño por capacidad, donde la disipación de energía se concentra en los extremos de las vigas y en la base de las columnas del primer entrepiso haciendo énfasis en la verificación del criterio sísmico de columna fuerte-viga débil el cual establece que la sumatoria de los momentos nominales de las columnas que llegan a un nodo dividido para la sumatoria de los momentos nominales de las vigas que llegan al mismo nodo, debe ser mayor o igual a uno (1,0), esto asegura que las vigas sean las primeras en sufrir daño y las relaciones ancho-espesor para miembros sísmicamente compactos lo cual permite que toda la sección transversal de los elementos se plastifique antes de pandearse y garantizan un comportamiento dúctil bajo cargas cíclicas severas. La sollicitación en los elementos fue mucho menor que su resistencia quedando los diseños controlados completamente por la deriva de entrepiso impuesta por la NCh 433 [9] ( $\theta < 0,002$  Radianes).

De los 30 modelos caracterizados, se obtuvieron 18 diseños distintos ya que la diferencia en el diseño para suelo tipo C y D arrojaba las mismas secciones. Estos 18 diseños serán sometidos al análisis no lineal y el resumen de sus dimensiones de presenta en la Tabla 1.

**Tabla 1:** Dimensiones de los 18 modelos a ser sometidos al Análisis No Lineal Dinámico Incremental

<b>Modelo de 3 Pisos</b>	
<b>Zona Sísmica 2 Suelo E</b>	
<b>Secciones del Piso 1 al Piso 3</b>	
Viga	W 12X152
Columna	CFT 400X400X25
<b>Zona Sísmica 3 Suelo E</b>	
<b>Secciones del Piso 1 al Piso 3</b>	
Viga	W 12X210
Columna	CFT 450X450X20

<b>Modelo de 6 Pisos</b>	
<b>Zona Sísmica 2 Suelo D</b>	
<b>Secciones del Piso 4 al Piso 6</b>	
Viga	W 14X193
Columna	CFT 450X450X15
<b>Secciones del Piso 1 al Piso 3</b>	
Viga	W 14X211
Columna	CFT 500X500X20
<b>Zona Sísmica 2 Suelo E</b>	
<b>Secciones del Piso 4 al Piso 6</b>	
Viga	W 14X233
Columna	CFT 500X500X20
<b>Secciones del Piso 1 al Piso 3</b>	
Viga	W 14X257
Columna	CFT 550X550X25
<b>Zona Sísmica 3 Suelo D</b>	
<b>Secciones del Piso 4 al Piso 6</b>	
Viga	W 14X257
Columna	CFT 500X500X20
<b>Secciones del Piso 1 al Piso 3</b>	
Viga	W 14X283
Columna	CFT 550X550X25
<b>Zona Sísmica 3 Suelo E</b>	
<b>Secciones del Piso 4 al Piso 6</b>	
Viga	W 14X311
Columna	CFT 550X550X20
<b>Secciones del Piso 1 al Piso 3</b>	
Viga	W 14X342
Columna	CFT 600X600X25

<b>Modelo de 8 Pisos</b>	
<b>Zona Sísmica 2 Suelo D</b>	
<b>Secciones del Piso 5 al Piso 8</b>	
Viga	W 14X257
Columna	CFT 500X500X20
<b>Secciones del Piso 1 al Piso 4</b>	
Viga	W 14X283
Columna	CFT 550X550X25
<b>Zona Sísmica 2 Suelo E</b>	
<b>Secciones del Piso 5 al Piso 8</b>	
Viga	W 14X342
Columna	CFT 550X550X20
<b>Secciones del Piso 1 al Piso 4</b>	
Viga	W 14X370
Columna	CFT 600X600X25
<b>Zona Sísmica 3 Suelo D</b>	
<b>Secciones del Piso 5 al Piso 8</b>	
Viga	W 14X342
Columna	CFT 550X550X20
<b>Secciones del Piso 1 al Piso 4</b>	
Viga	W 14X370
Columna	CFT 600X600X25
<b>Zona Sísmica 3 Suelo E</b>	
<b>Secciones del Piso 5 al Piso 8</b>	
Viga	W 14X455
Columna	CFT 600X600X20
<b>Secciones del Piso 1 al Piso 4</b>	
Viga	W 14X500
Columna	CFT 650X650X25

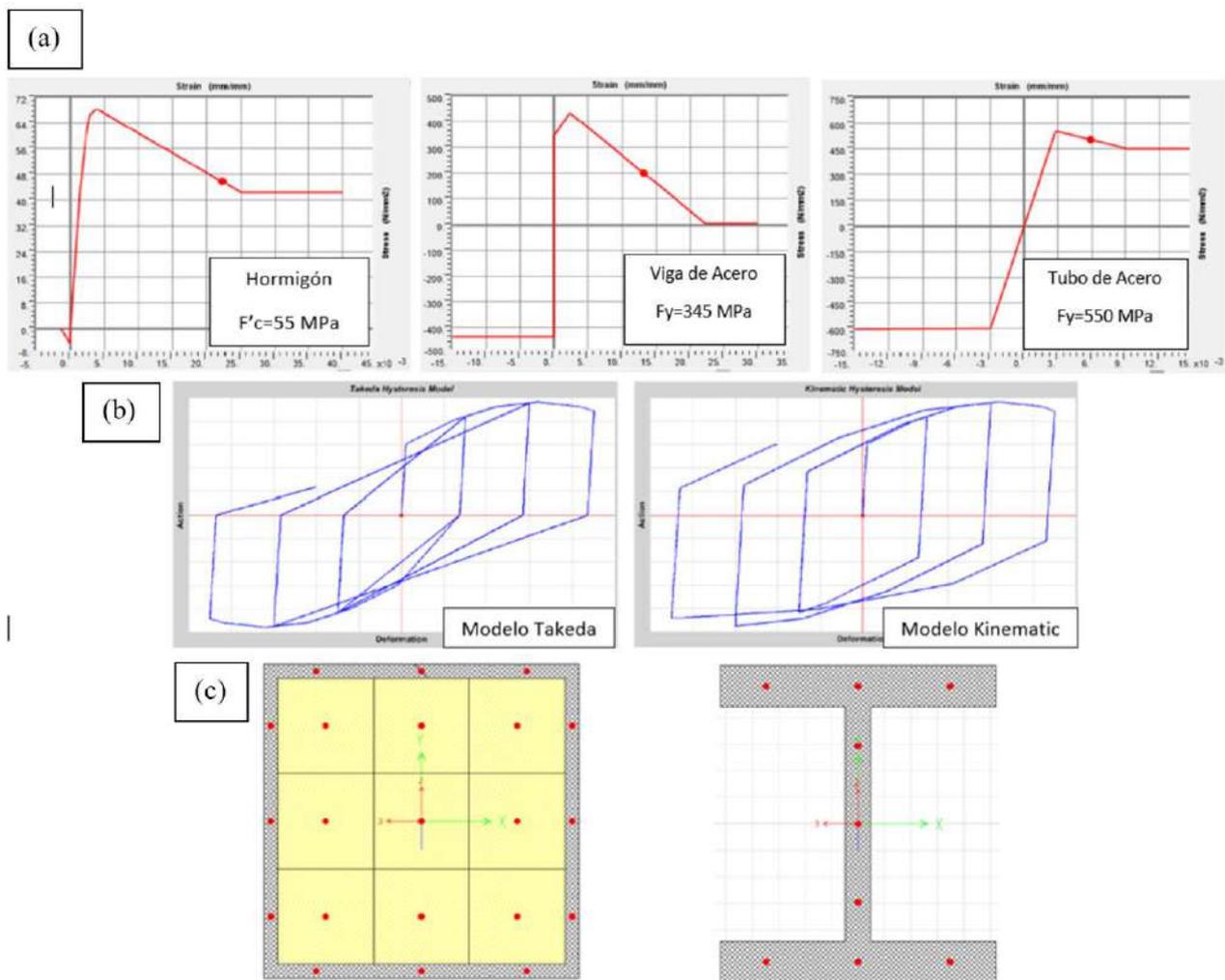
**Tabla 1 (Continuación): Dimensiones de los 18 modelos a ser sometidos al Análisis No Lineal Dinámico Incremental**

<b>Modelo de 12 Pisos</b>	
<b>Zona Sísmica 2 Suelo D</b>	
<b>Secciones del Piso 9 al Piso 12</b>	
Viga	W 14X342
Columna	CFT 550X550X20
<b>Secciones del Piso 5 al Piso 8</b>	
Viga	W 14X370
Columna	CFT 600X600X20
<b>Secciones del Piso 1 al Piso 4</b>	
Viga	W 14X398
Columna	CFT 650X650X25
<b>Zona Sísmica 2 Suelo E</b>	
<b>Secciones del Piso 9 al Piso 12</b>	
Viga	W 14X370
Columna	CFT 600X600X20
<b>Secciones del Piso 5 al Piso 8</b>	
Viga	W 14X398
Columna	CFT 650X650X25
<b>Secciones del Piso 1 al Piso 4</b>	
Viga	W 14X426
Columna	CFT 700X700X30
<b>Zona Sísmica 3 Suelo D</b>	
<b>Secciones del Piso 9 al Piso 12</b>	
Viga	W 14X342
Columna	CFT 550X550X20
<b>Secciones del Piso 5 al Piso 8</b>	
Viga	W 14X370
Columna	CFT 600X600X20
<b>Secciones del Piso 1 al Piso 4</b>	
Viga	W 14X398
Columna	CFT 650X650X25
<b>Zona Sísmica 3 Suelo E</b>	
<b>Secciones del Piso 9 al Piso 12</b>	
Viga	W 14X550
Columna	CFT 650X650X20
<b>Secciones del Piso 5 al Piso 8</b>	
Viga	W 14X605
Columna	CFT 700X700X25
<b>Secciones del Piso 1 al Piso 4</b>	
Viga	W 14X665
Columna	CFT 750X750X30

<b>Modelo de 16 Pisos</b>	
<b>Zona Sísmica 2 Suelo D</b>	
<b>Secciones del Piso 13 al Piso 16</b>	
Viga	W 24X76
Columna	CFT 350X350X15
<b>Secciones del Piso 9 al Piso 12</b>	
Viga	W 24X84
Columna	CFT 400X400X20
<b>Secciones del Piso 5 al Piso 8</b>	
Viga	W 24X94
Columna	CFT 450X450X20
<b>Secciones del Piso 1 al Piso 4</b>	
Viga	W 24X103
Columna	CFT 500X500X25
<b>Zona Sísmica 2 Suelo E</b>	
<b>Secciones del Piso 13 al Piso 16</b>	
Viga	W 30X108
Columna	CFT 400X400X15
<b>Secciones del Piso 9 al Piso 12</b>	
Viga	W 30X116
Columna	CFT 450X450X20
<b>Secciones del Piso 5 al Piso 8</b>	
Viga	W 30X124
Columna	CFT 500X500X20
<b>Secciones del Piso 1 al Piso 4</b>	
Viga	W 30X132
Columna	CFT 550X550X25
<b>Zona Sísmica 3 Suelo D</b>	
<b>Secciones del Piso 13 al Piso 16</b>	
Viga	W 30X99
Columna	CFT 400X400X15
<b>Secciones del Piso 9 al Piso 12</b>	
Viga	W 30X108
Columna	CFT 450X450X20
<b>Secciones del Piso 5 al Piso 8</b>	
Viga	W 30X116
Columna	CFT 500X500X25
<b>Secciones del Piso 1 al Piso 4</b>	
Viga	W 30X124
Columna	CFT 550X550X30
<b>Zona Sísmica 3 Suelo E</b>	
<b>Secciones del Piso 13 al Piso 16</b>	
Viga	W 36X182
Columna	CFT 500X500X20
<b>Secciones del Piso 9 al Piso 12</b>	
Viga	W 36X194
Columna	CFT 550X550X25
<b>Secciones del Piso 5 al Piso 8</b>	
Viga	W 36X210
Columna	CFT 600X600X30
<b>Secciones del Piso 1 al Piso 4</b>	
Viga	W 36X232
Columna	CFT 650X650X35

En la presente investigación se utilizó un modelo no lineal de plasticidad concentrada basado en fibras tanto para las columnas como para las vigas; aquí las fibras están representadas por los puntos rojos en la sección transversal de cada elemento como muestra la Figura 3 (c) y dentro de cada uno de estos puntos se incluye la no linealidad del material colocando las curvas de esfuerzo-deformación respectivamente como se aprecia en la Figura 3 (a). Estas curvas incluyen la fluencia y pandeo local del tubo de acero y de la viga, la adherencia y deslizamiento entre el tubo de acero y el hormigón, el agrietamiento y aplastamiento del hormigón, así como el confinamiento que el tubo de acero ejerce sobre el concreto como lo explica Herrera [10]. Se definen extremos rígidos en la conexión viga-columna (conexión totalmente restringida) y se incluye la no linealidad geométrica (efecto P-Delta) en los modelos para considerar efectos de segundo orden.

El modelo no lineal utilizado para las columnas compuestas CFT y vigas de perfil W ha sido tomado de la tesis doctoral de Herrera [10] realizándose las siguientes modificaciones: (a) De 18 fibras sobre la sección transversal de la columna compuesta CFT (10 para el acero y 8 para el hormigón), se aumentó a 21 fibras (12 para el acero y 9 para el hormigón) y (b) De 5 fibras sobre la sección transversal de la viga de perfil W, se aumentó a 9 fibras. Los materiales utilizados son de alta resistencia, siendo estos los mismos que empleó Herrera [10] con la finalidad de tomar como base sus curvas efectivas de esfuerzo-deformación calibradas a partir de ensayos experimentales. Para el acero se utilizó un modelo de degradación histerético del tipo Kinematic y para el hormigón un modelo de degradación histerético del tipo Takeda como se muestra en la Figura 3 (b).



**Figura 3:** (a) Curvas esfuerzo-deformación de los materiales, (b) curvas de degradación histerética de los materiales, (c) modelo no lineal basado en fibras.

La no linealidad del material es concentrada en forma de rótulas plásticas basadas en fibras ubicadas en los extremos de las vigas y columnas. La no linealidad de la zona panel no fue incluida ya que los análisis realizados por Herrera [10] demostraron que dicha zona permanecía prácticamente elástica sin incursiones importantes en el rango inelástico. Se utilizó una combinación de carga gravitacional igual a 100% CM + 25% CV como se muestra en la Figura 4 y registros sísmicos chilenos con duraciones que varían entre 3 a 8 minutos y  $M_w$  entre 7,7 a 8,8 tal como se muestra en la Tabla 2.

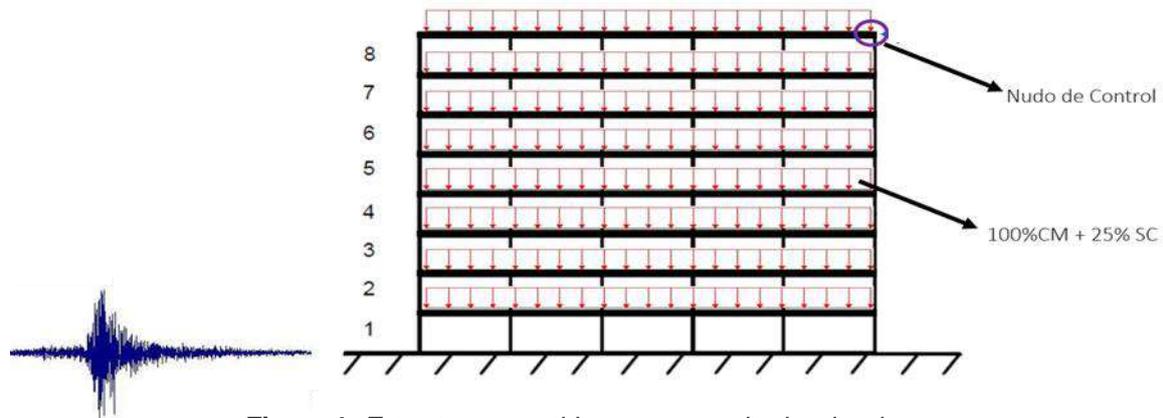


Figura 4: Estructura sometida a carga gravitacional y sismo.

Tabla 2: Registros sísmicos utilizados.

Epicentro	Fecha	Estación	Duración [s]	$\Delta t$ [s]	Mecanismo	Magnitud	PGA [g]	Nombre	
Tarapacá	13/6/2005	Pica	252	0,005	Intraplaca	7,8 Mw	0,735	PICA05_EW	
							0,544	PICA05_NS	
		Iquique	196	0,005				0,227	IQUI05_EW
								0,217	IQUI05_NS
Tocopilla	14/11/2007	Mejillones	218	0,005	Interplaca	7,7 Mw	0,141	MEJI_EW	
							0,420	MEJI_NS	
Cobquecura	27/2/2010	La Florida	208	0,005	Interplaca	8,8 Mw	0,133	LAFLO_EW	
							0,186	LAFLO_NS	
		Puente Alto	147	0,010				0,268	PTEAL_EW
								0,266	PTEAL_NS
		Hospital Curico	180	0,010				0,414	HCUR_EW
								0,475	HCUR_NS
Iquique	1/4/2014	Iquique	297	0,005	Interplaca	8,2 Mw	0,316	IQUI14_EW	
							0,202	IQUI14_NS	
		Pica	286	0,005				0,335	PICA14_EW
								0,279	PICA14_NS
Illapel	16/9/2014	Monte Patria	470	0,005	Interplaca	8,4 Mw	0,831	MPAT_EW	
							0,713	MPAT_NS	

Para evaluar el riesgo de colapso, las ordenadas de la mediana de los espectros de aceleración de los 18 registros sísmicos proporcionados por la Universidad de Chile (ver Tabla 2) se incrementan hasta alcanzar la intensidad del espectro de aceleración del sismo máximo considerado (MCE) en el período fundamental de la estructura; ese factor de escala constante ( $F.E. = Sa_{MCE}/Sa_{Median}$ ) es utilizado para multiplicar la amplitud de los 18 registros quedando de esta manera listos para comenzar el análisis incremental dinámico no lineal (IDA) tal como se muestra en la Figura 5. Luego de esto, la amplitud de cada registro es progresivamente aumentada hasta que se alcance el colapso. Finalmente, cuando el 50% de los registros sísmicos utilizados provocan el colapso del modelo, se determina la intensidad media de colapso  $\hat{S}_{CT}$  y la razón del margen de colapso CMR. Dado que la NCh 433 "Diseño Sísmico de Edificios" [9] no define un espectro a nivel del MCE, se hizo uso de la norma NCh 2745 "Análisis y Diseño de Edificios con Aislación Sísmica" [11] donde el espectro MCE se define como la sismicidad en territorio chileno cuya intensidad presenta una probabilidad de excedencia del 10% en 100 años, para un amortiguamiento del 5% con respecto al crítico.

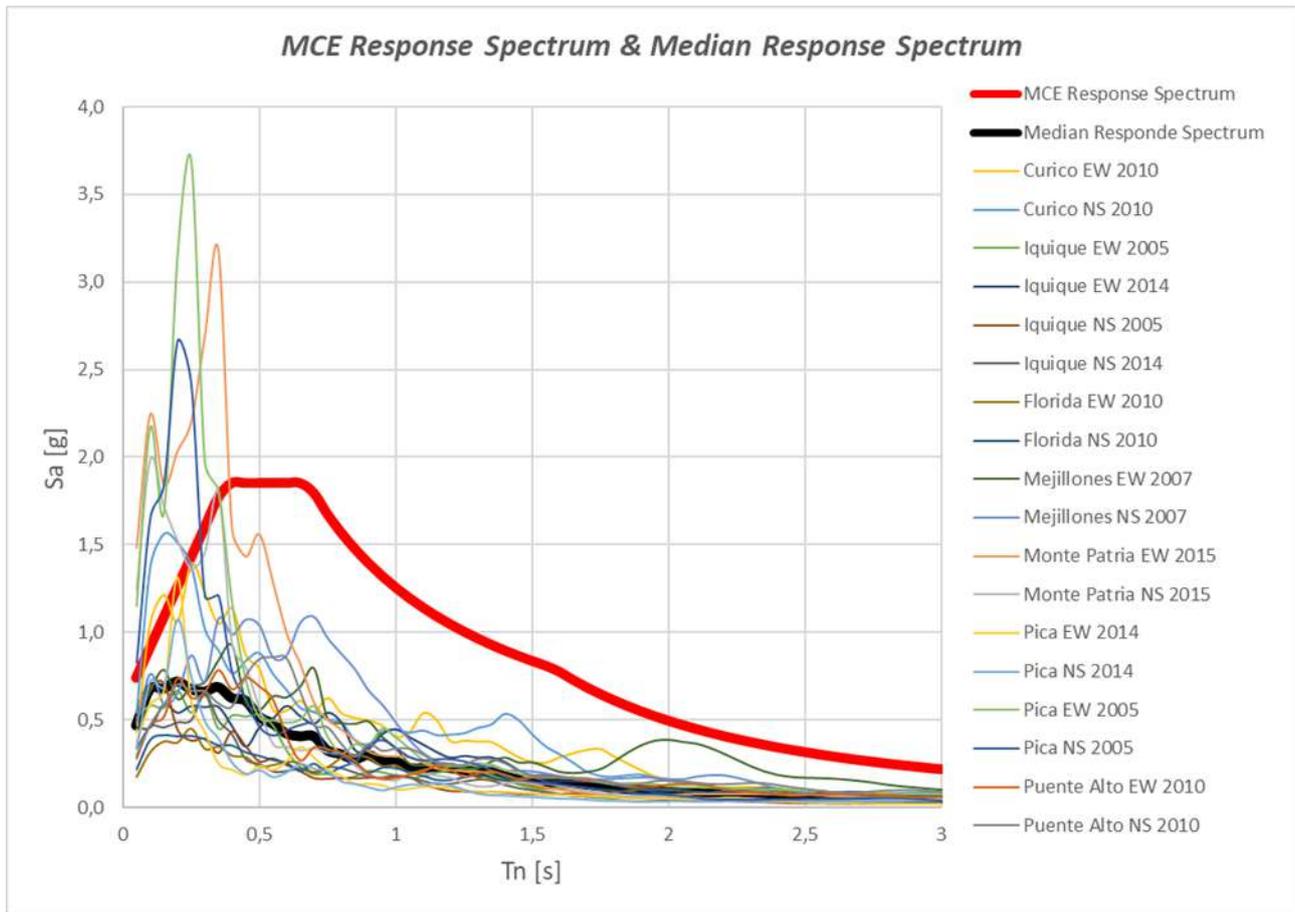


Figura 5: Factor de escala utilizando el MCE y el Median Response Spectrum.

### 3. RESULTADOS

Al finalizar cada análisis se debe de registrar tanto la máxima deriva de entrepiso como la aceleración espectral del registro utilizado para el período fundamental de la estructura. La máxima deriva de entrepiso se la obtiene directamente del software SAP2000, mientras que para obtener la aceleración espectral se utilizó el programa SeismoSpect 2018 el cual aplica el método de Newmark. En las Figuras 6-10 se presentan resultados representativos para distintos números de pisos.

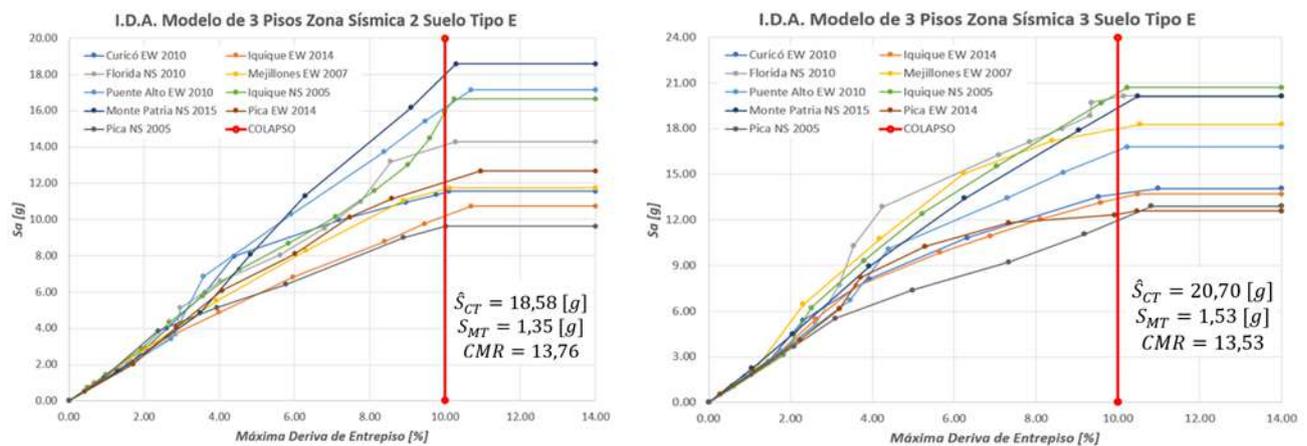
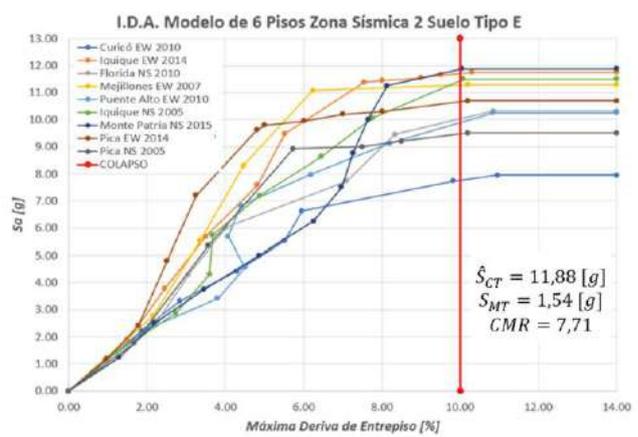
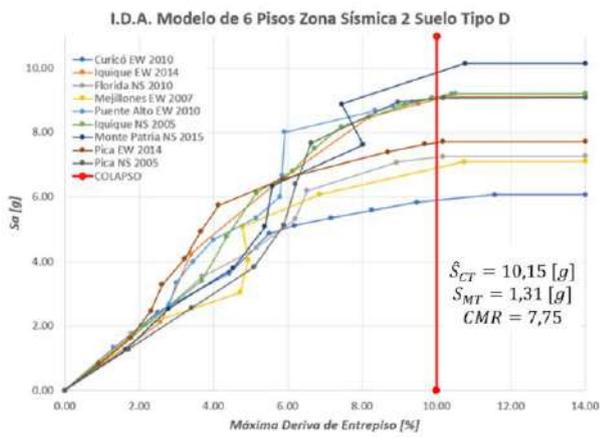
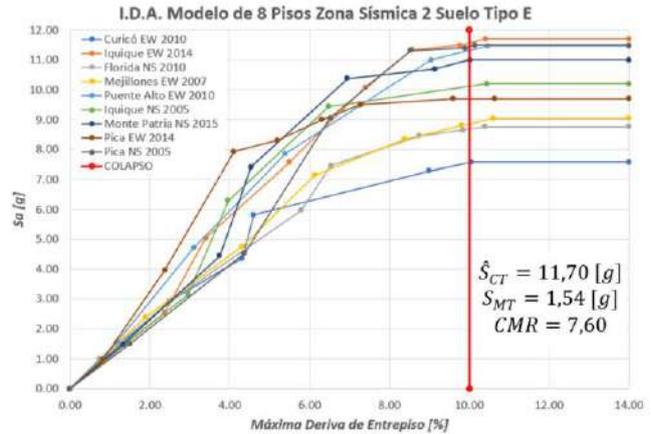
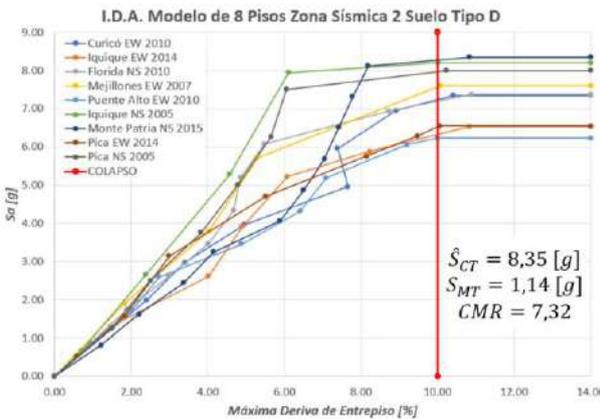


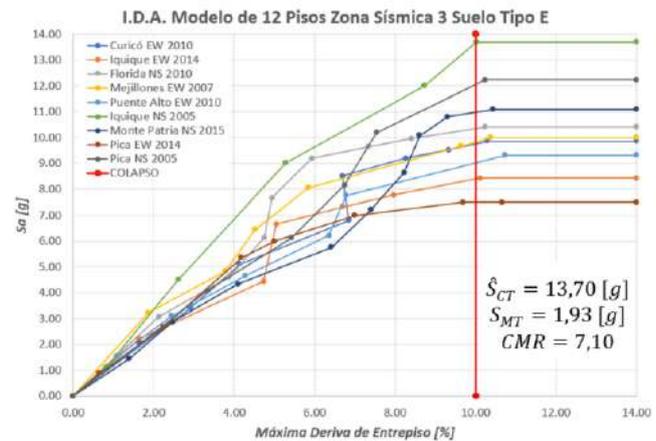
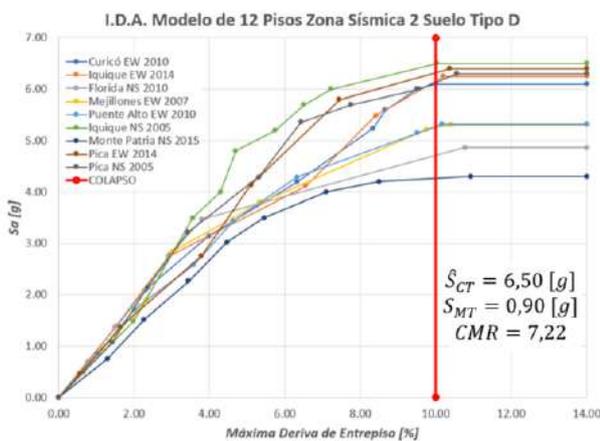
Figura 6: Análisis No Lineal Dinámico Incremental. Edificios de 3 pisos.



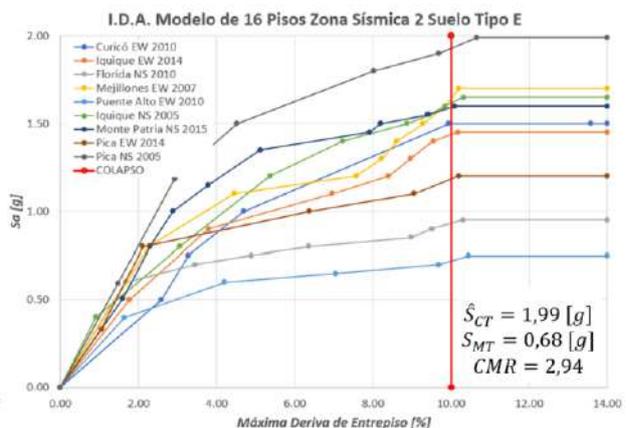
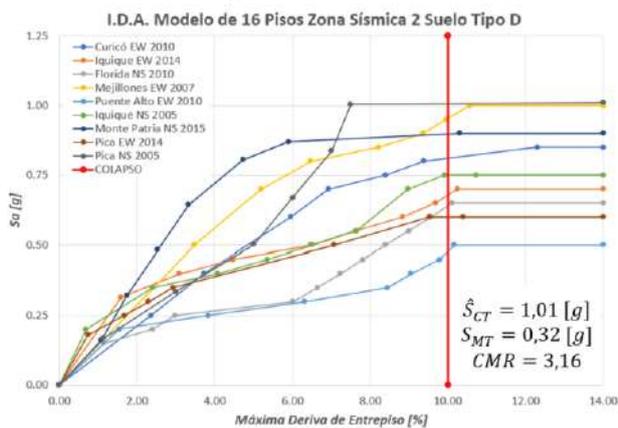
**Figura 7:** Análisis No Lineal Dinámico Incremental. Edificios de 6 pisos.



**Figura 8:** Análisis No Lineal Dinámico Incremental. Edificios de 8 pisos.



**Figura 9:** Análisis No Lineal Dinámico Incremental. Edificios de 12 pisos.



**Figura 10:** Análisis No Lineal Dinámico Incremental. Edificios de 16 pisos.

En el análisis no lineal dinámico incremental (IDA Time-History) se utilizó el criterio de estabilidad global que provee FEMA [5], el cual, para la prevención del colapso adopta un valor límite de 0,1 (10%) para la máxima deriva de entrepiso. En este análisis se observó una reducción del valor del margen de colapso (CMR) con el aumento de la altura; además, se puede apreciar que para suelos tipo D se obtiene un CMR mayor en comparación con suelos tipo E, esto se debe a que el espectro de aceleraciones de la normativa chilena cambia en función del período fundamental de la estructura, arrojando en este caso, para suelo D mayores demandas lo que se traduce en secciones más robustas. Para modelos de 3 pisos se obtuvo un CMR promedio de 13, para alturas entre 6, 8 y 12 pisos se obtuvieron CMRs alrededor de 7 y para alturas de 16 pisos un CMR de 3; esto evidencia una adecuada capacidad proporcionada a los modelos tal como se muestra en la Tabla 3.

Los IDA realizados fueron simplificados ya que la metodología de FEMA [5] permite llevar al colapso únicamente el 50% de la totalidad de los registros sísmicos considerados; es decir, se llevaron al colapso 9 de los 18 registros con duraciones que variaban entre 3 a 8 minutos y Mw entre 7,7 a 8,8; al hacerlo con esta premisa provoca que el valor final de CMR sea altamente condicionado a la cantidad y tipo de terremoto (Interplaca o Intraplaca). En la presente investigación los registros utilizados fueron medidos en diferentes estaciones, variando únicamente su componente ya sea N-S o E-W mas no se utilizaron pares de registros (es decir la componente N-S y E-W de un mismo sismo) lo que provocó valores altos de CMR, sin embargo, los valores de CMR disminuirán si se lleva a cabo un Full IDA utilizando los 18 registros sísmicos.

**Tabla 3: Resumen Análisis No Lineal Dinámico Incremental**

Altura de Edificio	Nº de Pisos	$S_{MT}$ [g]	$\hat{S}_{CT}$ [g]	CMR individual	CMR promedio
Baja	3	1,35	18,58	13,76	13,6
	3	1,53	20,70	13,53	
Intermedia	6	1,31	10,15	7,75	7,3
	6	1,54	11,88	7,71	
	6	1,85	14,41	7,79	
	6	1,89	13,70	7,25	
	8	1,14	8,35	7,32	
	8	1,54	11,70	7,60	
	8	1,66	12,12	7,30	
	8	1,93	14,20	7,36	
	12	0,90	6,50	7,22	
	12	1,38	8,97	6,50	
	12	1,13	7,82	6,92	
	12	1,93	13,70	7,10	
Alta	16	0,32	1,01	3,16	3,0
	16	0,68	1,99	2,94	
	16	0,70	2,14	3,05	
	16	1,62	4,83	2,98	

La adopción del número final de grupos de desempeño obedece al criterio de iguales secciones; es decir, se eliminaron los prototipos que poseen secciones transversales similares. Además, estos grupos de desempeño se organizaron para considerar configuración estructural básica, nivel de carga gravitacional, zona sísmica y período fundamental.

Según FEMA P695 [5], como mínimo, cuando se tiene una sola configuración estructural (longitud de vano y altura entrepiso constante, variando únicamente el número de pisos) y un solo tipo de carga gravitacional (carga gravitacional perimetral o interior), se tendrán 4 grupos de desempeño basados en la combinación de 2 zonas sísmicas y 2 tipos de período fundamental (largo o corto). Cada grupo de desempeño debe incluir al menos 3 prototipos, arrojando un resultado final de mínimo 12 modelos que tienen que ser sometidos a análisis no lineal para evaluar su desempeño sísmico. En la presente investigación se utilizó un total de 18 modelos agrupados en 4 Grupos de Desempeño.

Por tratarse de modelos en 2D, se consideró solo un tipo de carga gravitacional; es decir, la interior. Además, se tiene un solo tipo de configuración estructural ya que se mantiene constante la longitud de vano y la altura de entrepiso, variando únicamente el número de pisos. En lo que respecta a la zona sísmica, se consideró tanto la zona sísmica 2 y zona sísmica 3 (máximas demandas), ambas para suelos D y E.

Para la clasificación de los períodos ya sea en largo o corto no se pudo utilizar el criterio estadounidense ya que el espectro de aceleración de la norma NCh 433 [9] no posee una meseta constante por lo que no fue posible determinar el período de transición “ $T_s$ ” como lo hace la Norma Americana ASCE/SEI 07 [12], debido a esto, se utilizó un criterio similar al de Herrera [10] basado en el número de pisos para clasificar a los prototipos, siendo los de 3, 6 y 8 niveles considerados como período corto y los de 12 y 16 niveles como período largo. En las Tablas 4-5 se presentan los grupos de desempeño y los criterios de aceptación respectivamente. Dentro de la terminología utilizada en la primera columna de la Tabla 5 se tiene por ejemplo “3PZ3SE” lo que quiere decir que corresponde al modelo de 3 pisos para la zona sísmica 3 y suelo tipo E.

**Tabla 4: Grupos de Desempeño.**

Resumen Grupos de Desempeño					
Grupo N°	Criterio de Grupo			Período	Cantidad de Prototipos
	Configuración Básica	Nivel de Carga de Diseño			
		Gravitacional	Sísmica		
PG-1	Longitud de Vano 6 [m] Altura de Entrepiso 4 [m]	Alta=Interior	Zona Sísmica 3	Corto	5
PG-2			Zona Sísmica 3	Largo	4
PG-3			Zona Sísmica 2	Corto	5
PG-4			Zona Sísmica 2	Largo	4

**Tabla 5: Criterios de Aceptación**

Modelo	$R^* = Cd$	$\bar{R}^* = \bar{Cd}$	$\Omega$	$\bar{\Omega}$	$\mu T$	CMR	SSF	$\beta$ total	ACMR	ACMR 20%	Criterio Individual	$\bar{ACMR}$	ACMR 10%	Criterio Grupal
3PZ3SE	5,79	6,4	15,98	11,7	3,14	13,53	1,00	0,525	13,53	1,56	CUMPLE	8,65	1,96	CUMPLE
6PZ3SD	6,83		10,48		4,35	7,79	1,00	0,525	7,79	1,56	CUMPLE			
6PZ3SE	6,36		11,49		4,61	7,25	1,00	0,525	7,25	1,56	CUMPLE			
8PZ3SD	6,37		9,37		4,39	7,30	1,00	0,525	7,30	1,56	CUMPLE			
8PZ3SE	6,64	6,4	11,19	7,3	4,61	7,36	1,00	0,525	7,36	1,56	CUMPLE	5,01	1,96	CUMPLE
12PZ3SD	7,21		10,31		4,48	6,92	1,00	0,525	6,92	1,56	CUMPLE			
12PZ3SE	6,79		9,15		4,53	7,10	1,00	0,525	7,10	1,56	CUMPLE			
16PZ3SD	5,25		5,03		7,15	3,05	1,00	0,525	3,05	1,56	CUMPLE			
16PZ3SE	6,41	6,5	4,65	12,5	7,79	2,98	1,00	0,525	2,98	1,56	CUMPLE	8,83	1,96	CUMPLE
3PZ2SE	6,23		17,35		4,08	13,76	1,00	0,525	13,76	1,56	CUMPLE			
6PZ2SD	6,28		10,28		4,16	7,75	1,00	0,525	7,75	1,56	CUMPLE			
6PZ2SE	6,71		12,04		4,35	7,71	1,00	0,525	7,71	1,56	CUMPLE			
8PZ2SD	6,58	6,1	11,46	7,8	4,15	7,32	1,00	0,525	7,32	1,56	CUMPLE	4,95	1,96	CUMPLE
8PZ2SE	6,93		11,53		4,39	7,60	1,00	0,525	7,60	1,56	CUMPLE			
12PZ2SD	7,21		13,64		4,48	7,22	1,00	0,525	7,22	1,56	CUMPLE			
12PZ2SE	6,67		8,29		4,69	6,50	1,00	0,525	6,50	1,56	CUMPLE			
16PZ2SD	3,64	6,1	4,56	7,8	6,11	3,16	1,00	0,525	3,16	1,56	CUMPLE	4,95	1,96	CUMPLE
16PZ2SE	6,94		4,55		6,74	2,94	1,00	0,525	2,94	1,56	CUMPLE			

El grupo de desempeño que controla el factor de sobrerresistencia del sistema es el PG-3 con  $\Omega_o=12,5$ ; mientras que el grupo de desempeño que controla el factor de modificación de respuesta estructural y el factor de amplificación de desplazamientos del sistema es el PG-4 con  $R^*=Cd=6,1$ .

La evaluación del desempeño fue satisfactoria para todos los casos individuales y grupales; sin embargo, se debe remarcar que los valores de CMR obtenidos disminuirán (aproximadamente en un 50%) si se realiza un Full IDA utilizando los 18 registros sísmicos, lo que provocaría que el valor de CMR para las edificaciones de 16 pisos no cumpla con el criterio de aceptación. Con este antecedente, a criterio del autor, el sistema estructural C-SMF asegura la protección de vida ya que posee una baja probabilidad de colapso al ser sometido a niveles correspondientes al sismo máximo considerado (MCE) y puede ser incluido en normativa nacional para resistir fuerzas laterales inducidas por sismos colocando una limitación en altura de 12 pisos.

## 4. CONCLUSIONES

En el análisis no lineal dinámico incremental (IDA Time-History) se utilizó el criterio de estabilidad global que provee la normativa FEMA [5], el cual, para la prevención del colapso adopta un valor límite de 0,1 (10%) para la máxima deriva de entrepiso. Con este análisis se observó una reducción del valor del margen de colapso con el aumento de la altura. Para modelos de 3 pisos se obtuvo un CMR promedio de 13, para alturas entre 6, 8 y 12 pisos se obtuvieron CMRs alrededor de 7 y para alturas de 16 pisos un CMR de 3; esto confirma una adecuada capacidad proporcionada a los modelos.

La evaluación del desempeño fue satisfactoria para todos los casos individuales y grupales; sin embargo, se debe remarcar que los valores de CMR obtenidos disminuirán (aproximadamente en un 50%) si se realiza un Full IDA utilizando los 18 registros sísmicos, lo que provocaría que el valor de CMR para las edificaciones de 16 pisos no cumpla con el criterio de aceptación. Con este antecedente, a criterio de los autores, el sistema estructural C-SMF asegura la protección de vida ya que posee una baja probabilidad de colapso al ser sometido a niveles correspondientes al sismo máximo considerado (MCE) y puede ser incluido en normativa nacional para resistir fuerzas laterales inducidas por sismos colocando una limitación en altura de 12 pisos.

Los factores de desempeño sísmico para uso normativo en C-SMF que se recomiendan son: Factor de Sobrerresistencia  $\Omega_o=3,0$  que es el máximo valor permitido por la metodología de FEMA P695 [5] e igual al valor límite que impone la Norma Americana ASCE/SEI 07 [12]; Factor de Modificación de Respuesta Estructural  $R^*=6,0$ , obtenido a partir de la norma chilena NCh 433 [9] donde se evidencia una buena calibración de este parámetro demostrado en la Tabla 5 del presente trabajo; además, resulta ser conservador, pues es inferior al valor establecido por la norma americana ASCE/SEI 07 [12] de  $R=8,0$ , por lo que la NCh 433 [9] subestima la capacidad de la estructura para incursionar en el rango no lineal, Factor de Amplificación de Desplazamientos  $C_d=5,5$ , valor limitado por la Norma Americana ASCE/SEI 07 [12].

- [1] N. J. Sitapra, "A Simplified Incremental Dynamic Analysis Procedure Using SAP2000", en *Recent Advances in Materials, Mechanics and Structures*, vol. 269, S. Saha, A. S. Sajith, D. R. Sahoo, y P. Sarkar, Eds., en *Lecture Notes in Civil Engineering*, vol. 269. , Singapore: Springer Nature Singapore, 2023, pp. 97–106. doi: 10.1007/978-981-19-3371-4\_9.
- [2] M. J. A. Sibayan y J. P. L. Bersamina, "Application of Nonlinear Static Analysis and Nonlinear Dynamic Analysis in Building Seismic Performance: A Review", en *Proceedings of the 2nd International Conference on Geosynthetics and Environmental Engineering*, vol. 396, H.-Y. Jeon, Ed., en *Lecture Notes in Civil Engineering*, vol. 396. , Singapore: Springer Nature Singapore, 2025, pp. 129–139. doi: 10.1007/978-981-97-7766-2\_11.
- [3] E. Bruschi y V. Quaglini, "Assessment of Non-Linear Analyses of RC Buildings Retrofitted with Hysteretic Dampers According to the Italian Building Code", *Appl. Sci.*, vol. 14, núm. 7, p. 2684, mar. 2024, doi: 10.3390/app14072684.
- [4] K. Kolozvari, S. Abdullah, J. Wallace, y K. Kajiwara, "Assessment of the 2015 full-scale ten-story RC test Structure using ASCE/SEI 41", *Bull. Earthq. Eng.*, vol. 21, núm. 15, pp. 6623–6646, dic. 2023, doi: 10.1007/s10518-023-01657-3.
- [5] FEMA P695, Quantification of Building Seismic Performance Factors. Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C. [En línea]. Disponible: <https://www.fema.gov/>
- [6] Masrilayanti, R. Kurniawan, J. Tanjung, y M. Yunus, "Displacement Performance of 8 Storeys Hotel Building Using Nonlinear Time History Analysis Method", en *Proceedings of the 3rd International Civil Engineering and Architecture Conference*, vol. 389, M. Casini, Ed., en *Lecture Notes in Civil Engineering*, vol. 389., Singapore: Springer Nature Singapore, 2024, pp. 327–336. doi: 10.1007/978-981-99-6368-3\_28.
- [7] A. K. Tiwary y H. Singh, "Nonlinear Dynamic Response of Structures Located in Tehran: A Comparative Study Based on El-Centro and Alaska Earthquakes", en *Proceedings of the 2nd International Conference on Trends in Architecture and Construction*, vol. 527, A. Varma, V. Chand Sharma, y E. Tarsi, Eds., en *Lecture Notes in Civil Engineering*, vol. 527. , Singapore: Springer Nature Singapore, 2025, pp. 1325–1342. doi: 10.1007/978-981-97-4988-1\_74.
- [8] A. Ş. Gençoğlu, F. Çalım, y E. Yüksel, "The Effect of Structural Ductility on the Selection and Scaling of Ground Motion Records", en *Proceedings of the 7th International Conference on Earthquake Engineering and Seismology*, vol. 488, E. Uckan, H. Akgun, E. Gok, y C. Yenidogan, Eds., en *Lecture Notes in Civil Engineering*, vol. 488. , Cham: Springer Nature Switzerland, 2024, pp. 411–419. doi: 10.1007/978-3-031-57659-1\_30.
- [9] NCh 433 Of 1996 Modificada en 2012, "Diseño Sísmico de Edificios", ed. Santiago-Chile: Instituto Nacional de Normalización (INN), 2012. [En línea]. Disponible: <https://www.inn.cl/>
- [10] R. Herrera, "Seismic Behavior of Concrete Filled Tube Column-Wide Flange Beam Frames", Ph.D. Thesis, Department of Civil and Environmental Engineering, Lehigh University, United States, 2005. [En línea]. Disponible: <https://engineering.lehigh.edu/cee>
- [11] NCh 2745 Of 2013, Análisis y diseño de edificios con aislación sísmica. Instituto Nacional de Normalización, Santiago, Chile. [En línea]. Disponible: <https://www.inn.cl/>
- [12] ASCE/SEI 07, American Society of Civil Engineers, Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures, 7a ed. Reston, VA: American Society of Civil Engineers, 2017. doi: 10.1061/9780784414248.

# 8

## *Análisis Del Flujo Vehicular, Capacidad Y Nivel De Servicio En El Anillo Vial Conformado Por Las Avenidas Luis Ángel León Román, Arizaga, 25 De Junio Y Alejandro Castro Benites.*

*Analysis Of Vehicular Flow, Capacity, And Level Of Service In The Ring Road Formed By Luis Ángel León Román, Arizaga, 25 De Junio, And Alejandro Castro Benites Avenues.*

### **Autores**

---

**Darwin Michael Chuquirima Yaguachi**

Ingeniero Civil, Universidad Técnica de Machala, Km 5 ½ Machala-Pasaje

[dchuquiri2@utmachala.edu.ec](mailto:dchuquiri2@utmachala.edu.ec)

<https://orcid.org/0000-0002-0243-4422>

---

**Gilbert Adrián Añezco Campoverde**

Ingeniero Civil, Universidad Técnica de Machala, Km 5 ½ Machala-Pasaje,

[ganazco@utmachala.edu.ec](mailto:ganazco@utmachala.edu.ec)

<https://orcid.org/0000-0002-9071-1601>

---

**Paul André Añezco Campoverde**

Ingeniero Civil, Universidad Técnica de Machala, Km 5 ½ Machala-Pasaje

[panazco@utmachala.edu.ec](mailto:panazco@utmachala.edu.ec)

<https://orcid.org/0000-0001-8981-3769>

---

**Carlos Eugenio Sanchez Mendieta**

Ingeniero Civil, Universidad Técnica de Machala, Km 5 ½ Machala-Pasaje

[csanchez@utmachala.edu.ec](mailto:csanchez@utmachala.edu.ec)

<https://orcid.org/0000-0001-5629-7323>

# 8

# Análisis Del Flujo Vehicular, Capacidad Y Nivel De Servicio En El Anillo Vial Conformado Por Las Avenidas Luis Ángel León Román, Arizaga, 25 De Junio Y Alejandro Castro Benites.

## RESUMEN

Este estudio tiene como objetivo evaluar la capacidad y el nivel de servicio del anillo vial de Machala. Para ello, se llevaron a cabo aforos vehiculares en puntos estratégicos con alta densidad de tráfico, con el propósito de recopilar datos precisos sobre el volumen de vehículos, su clasificación y la variabilidad del flujo a lo largo del día. La metodología utilizada se basó en el Manual de Capacidad y Niveles de Servicio para Vías Multicarril considerando que sus parámetros y criterios se adaptan mejor a las características geométricas y operativas de las vías urbanas en ciudades de la región andina, y los resultados fueron validados mediante herramientas de cálculo del Instituto Nacional de Vías. Los hallazgos revelan que las avenidas Luis Angel Leon Roman, 25 de Junio y Arizaga presentan niveles de servicio A y B, indicando un flujo estable con mínimas interrupciones en la movilidad. En contraste, la Avenida Alejandro Castro Benites mostró mayores volúmenes de tránsito, alcanzando valores de densidad vehicular correspondientes a niveles de servicio C y B, lo que implica una reducción en la velocidad y limitaciones en la fluidez del tráfico. En conclusión, los resultados evidencian la necesidad de optimizar la infraestructura vial y la gestión del tráfico en el anillo vial de Machala. Se recomienda la mejora de las intersecciones y la regulación del flujo vehicular como estrategias clave para lograr una movilidad más eficiente, fluida y segura en la ciudad.

**Palabras claves:** Congestión vehicular, densidad vehicular, nivel de servicio, tráfico urbano.

## ABSTRACT

This study aims to evaluate the capacity and level of service of the Machala ring road. To achieve this, vehicular traffic counts were conducted at strategic points with high traffic density to collect accurate data on vehicle volume, classification, and flow variability throughout the day. The methodology used was based on the Highway Capacity Manual for multilane roads, and the results were validated using calculation tools from the National Institute of Roads. The findings reveal that Luis Ángel León Román, 25 de Junio, and Arizaga Avenues have service levels A and B, indicating stable flow with minimal mobility interruptions. In contrast, Alejandro Castro Benites Avenue exhibited higher congestion levels, reaching vehicle density values corresponding to service levels C and B, which implies a reduction in speed and limitations in traffic fluidity. In conclusion, the results highlight the need to optimize road infrastructure and traffic management in the Machala ring road. Improving intersections and regulating traffic flow are recommended as key strategies to achieve more efficient, smooth, and safe mobility in the city.

**Keywords:** Traffic congestion, vehicle density, service level, urban traffic.

**Nota Editorial: Recibido: Febrero 2025 Aceptado: Marzo 2025**

## 1. INTRODUCCIÓN

El crecimiento acelerado de las ciudades ha generado un aumento en la demanda de infraestructura vial, lo que ha provocado congestión vehicular y una reducción en la eficiencia del transporte urbano. La congestión vehicular es un fenómeno que se presenta cuando el volumen de tráfico excede la capacidad de la vía, causando disminuciones en la velocidad de circulación y generando embotellamientos prolongados. Este problema es un desafío para las sociedades en desarrollo, ya que prolonga los tiempos de traslado y afecta la productividad; así como el bienestar físico y mental de las personas [1].

En este contexto, el análisis del flujo vehicular, la capacidad vial y los niveles de servicio se ha convertido en una herramienta fundamental para evaluar el desempeño de las infraestructuras viales y diseñar estrategias de optimización del tránsito. Las calles y avenidas han evolucionado a lo largo del tiempo para adaptarse a las crecientes necesidades de movilidad, siendo esenciales para la conectividad y el desarrollo urbano [2]. La infraestructura vial en ciudades en crecimiento, como Machala, debe ser evaluada constantemente para asegurar que pueda atender la creciente demanda de transporte.

El transporte terrestre es un componente clave de la movilidad urbana, pero su dependencia de combustibles fósiles y su impacto en la contaminación ambiental requieren una planificación adecuada para mejorar su eficiencia [3]. Las infraestructuras viales, si bien son una solución comúnmente implementada para facilitar el tráfico, pueden generar fragmentación urbana y desigualdad en el acceso a los servicios cuando no se planifican correctamente [4]. Además, la seguridad vial es un factor crucial en la movilidad urbana, ya que los sistemas de comunicación y control de tráfico pueden reducir significativamente los accidentes en intersecciones, donde el riesgo de colisiones es mayor [5], [6].

El crecimiento acelerado de las ciudades también ha intensificado el tráfico y el ruido en las calles, especialmente en las intersecciones, afectando la calidad de vida de los ciudadanos y el ambiente acústico urbano. Es importante comprender y predecir los niveles de ruido generados por el tráfico en estos puntos críticos, considerando factores como el volumen y velocidad de los vehículos, la señalización de alto y el arranque de motores. Para abordar esta problemática, se han desarrollado herramientas prácticas que permiten a los planificadores urbanos evaluar el impacto acústico en calles e intersecciones, priorizando soluciones que mitiguen estos efectos y mejoren el bienestar ciudadano [7].

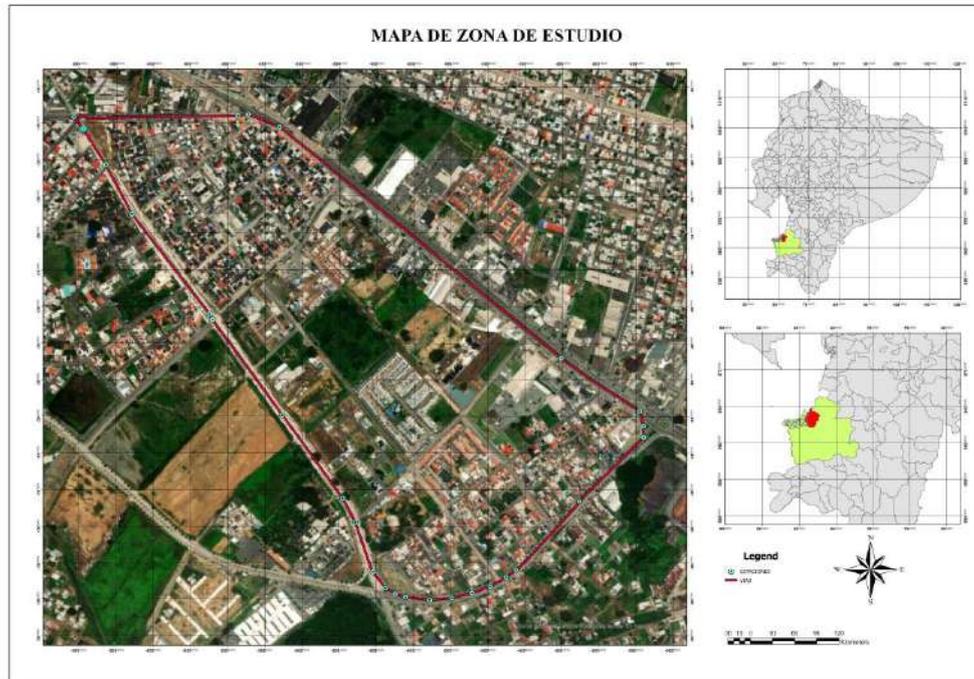
El diseño y la planificación urbana deben centrarse en optimizar este indicador, garantizando una circulación eficiente y reduciendo las externalidades negativas del tráfico. Estudios previos han demostrado que la implementación de medidas de control de tráfico y optimización de intersecciones mejora significativamente el nivel de servicio y la movilidad en ciudades con alta densidad vehicular [8]. En este contexto, se busca contribuir al conocimiento existente sobre la movilidad urbana en Machala, proporcionando un análisis detallado del flujo vehicular y su relación con la capacidad y el nivel de servicio en el anillo vial mencionado.

### 1.1. Objetivos Y Alcances

La presente investigación tiene como objetivo evaluar las características operacionales del anillo vial urbano de machala mediante el análisis del flujo vehicular, la capacidad y el nivel de servicio, con el fin de comprender su funcionamiento actual y su impacto en la movilidad urbana. Para ello, se investiga información sobre métodos de análisis de flujo vehicular, capacidad y niveles de servicio a partir de fuentes académicas y manuales técnicos relevantes. Asimismo, se identifican las percepciones y necesidades de los usuarios del anillo vial a través de encuestas, permitiendo evaluar aspectos clave relacionados con la movilidad, el uso de transporte y la seguridad vial. Como alcance del estudio, se lleva a cabo una evaluación de las condiciones operacionales actuales del anillo vial urbano mediante la caracterización del flujo vehicular, el análisis de capacidad y la determinación de niveles de servicio en puntos estratégicos durante distintos períodos. Los resultados obtenidos se presentan a través de tablas y gráficos para facilitar su interpretación, proporcionando una base técnica para la formulación de recomendaciones orientadas a mejorar la eficiencia del sistema vial.

## 2. METODOLOGÍA

En la figura 1 se representa del anillo vial de Machala y se identifican con líneas de color rojo a las avenidas utilizadas como objeto de estudio. La Avenida Luis Angel Leon Roman cuenta con dos carriles por sentido de circulación y un separador central de tres metros, la Avenida Arizaga, con una configuración similar con un separador de 1 metro, la Avenida 25 de Junio, una de las más transitadas, dispone de cuatro carriles en cada dirección y un separador de 3,75 metros. Por su parte, la Avenida Alejandro Castro Benites con dos carriles por sentido.



**Figura 1:** Mapa de zona de estudio

Para la recolección de información sobre la percepción de los usuarios respecto a la movilidad y el desempeño del anillo vial de Machala, se aplicaron encuestas estructuradas dirigidas a conductores y peatones que transitan con regularidad por las avenidas Luis Angel Leon Roman, Arizaga, 25 de junio y Alejandro Castro Benites. La encuesta fue diseñada para obtener datos claves sobre la experiencia de los usuarios en relación con la fluidez del tráfico, los tiempos de viaje, la seguridad vial y los principales factores que afectan la circulación vehicular. La recopilación de respuestas se llevó a cabo a través de la plataforma google forms, facilitando así el acceso y la participación de un mayor número de personas.

Los resultados fueron analizados estadísticamente para identificar patrones y tendencias sobre la satisfacción de los usuarios y los principales problemas de movilidad en la zona de estudio. Un aspecto crítico en la congestión vehicular de machala es el crecimiento poblacional acelerado, que ha aumentado la demanda de transporte saturando las vías principales. Eventualmente, puede haber más vehículos transitando de los que caben en las vías disponibles. Ahí se genera el conocido “tráfico vehicular” o “embotellamientos” [9].

Para la evaluación de las avenidas que conforman el anillo vial de machala, se llevó a cabo un aforo vehicular en puntos estratégicos a lo largo de siete días consecutivos. Durante este proceso, se recopilaron datos esenciales como el volumen de tráfico, clasificación de vehículos, dirección de desplazamiento, velocidad promedio, densidad vehicular y separación entre unidades. Estos registros fueron obtenidos mediante conteos manuales y posteriormente procesados con base en las metodologías establecidas en los manuales de capacidad y niveles de servicio. La información recolectada permitió calcular el nivel de servicio de cada avenida mediante el uso de curvas de velocidad-flujo, garantizando un análisis detallado del comportamiento del tráfico en la zona de estudio.

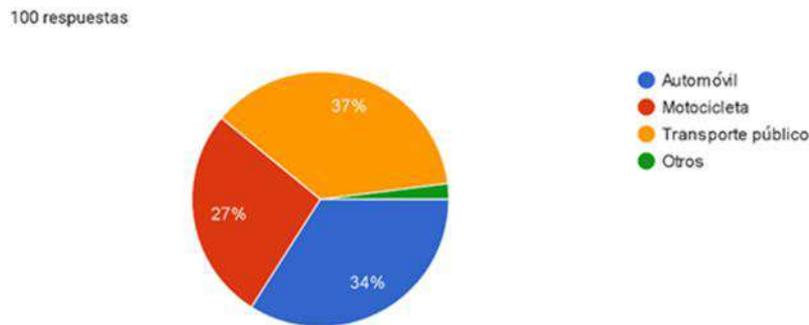
Los datos procesados fueron comparados con valores de referencia para determinar el desempeño de cada vía en términos de capacidad y fluidez vehicular. Se aplicaron ecuaciones de corrección para ajustar la velocidad a flujo libre considerando variables como el ancho de carril, la presencia de separadores, la densidad de accesos y las características geométricas de cada avenida. El LOS se define como una clasificación cuantitativa basada en medidas de desempeño que reflejan la calidad del servicio. La metodología tradicional establece seis niveles de servicio, categorizados de A a F, donde A representa la máxima calidad y F la mínima [10]. Los resultados obtenidos servirán como base para futuras investigaciones y propuestas de mejora en la infraestructura vial de machala, permitiendo optimizar la movilidad y reducir los efectos negativos del tráfico en las principales arterias de la ciudad.

### 3. RESULTADOS

Para comprender mejor la experiencia de los usuarios del Anillo Vial de Machala, se realizó una encuesta a través de Google Forms, en la que participaron 100 personas. Se calculó el tamaño de la muestra utilizando una ecuación de muestreo, asegurando un nivel de confianza del 95% y un margen de error del 8%. La muestra fue seleccionada mediante un muestreo no probabilístico por conveniencia, dirigido a personas que transitan con regularidad por las avenidas del Anillo Vial.

El objetivo principal de la encuesta fue conocer cómo perciben los usuarios el tráfico, la fluidez vehicular y la seguridad vial en esta infraestructura clave. Los datos obtenidos serán analizados para identificar patrones y tendencias que ayuden a comprender mejor la dinámica del tránsito en el anillo vial. A partir de estos hallazgos, se espera sentar bases para futuras investigaciones que permitan mejorar el nivel de servicio y la capacidad vial, contribuyendo así a una movilidad más eficiente y segura en Machala. En las figuras 2-14 se presentan las preguntas de la encuesta aplicada, permitiendo visualizar los aspectos evaluados en el estudio.

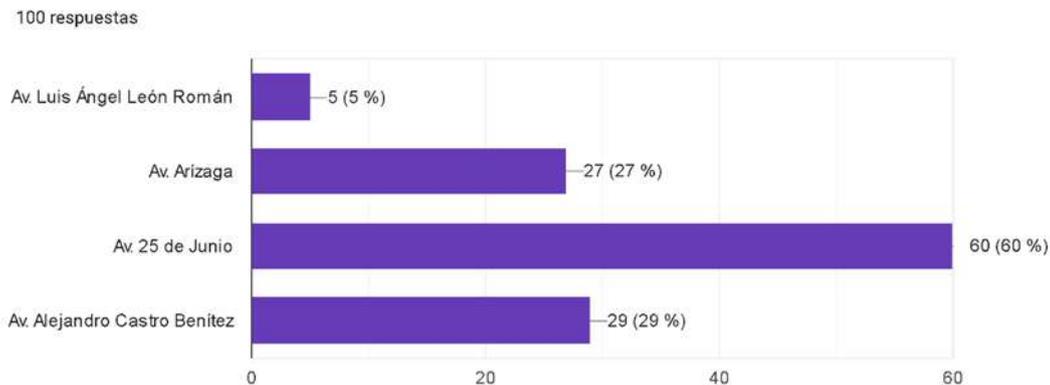
**Pregunta 1:** ¿Cuál es el principal modo de transporte que utiliza con mayor frecuencia?



**Figura 2:** Distribución por modo de transporte más utilizado por los encuestados.

Los resultados evidencian que el transporte público es el medio de movilidad más utilizado por los encuestados, lo que refleja una alta dependencia de este sistema en la ciudad de Machala. Asimismo, el uso significativo del automóvil y la motocicleta destaca la necesidad de implementar medidas que optimicen la fluidez del tráfico y mejoren la seguridad vial. Este panorama subraya la importancia de fortalecer la infraestructura vial para satisfacer las demandas tanto del transporte público como de los vehículos particulares.

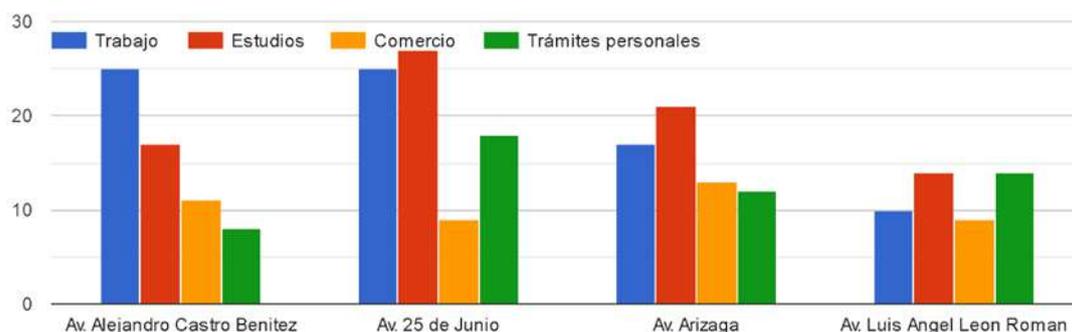
**Pregunta 2:** ¿Cuál de las siguientes avenidas usa con mayor frecuencia?



**Figura 3:** Frecuencia de uso de las principales avenidas del Anillo Vial de Machala.

Las avenidas utilizadas con mayor frecuencia reflejan una clara predominancia de la Av. 25 de Junio como el principal eje de movilidad en la zona estudiada. Este corredor vial destaca por concentrar gran parte del flujo vehicular, lo que evidencia su importancia estratégica para la conectividad urbana. En contraste, la Av. Luis Ángel León Román registra una baja afluencia, lo que sugiere que podría requerir intervenciones para mejorar su funcionalidad o integración con el resto del sistema vial.

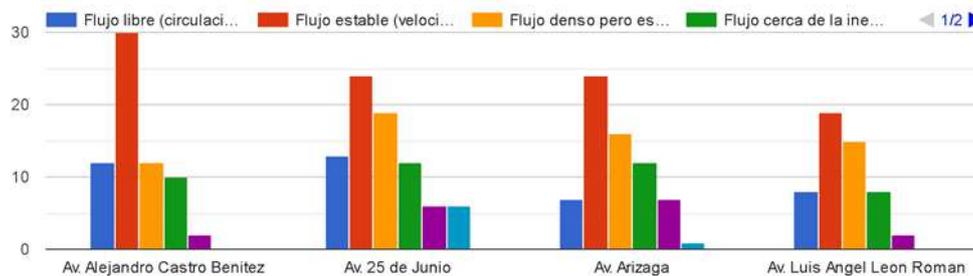
**Pregunta 3:** ¿Cuál es el principal propósito de sus desplazamientos por las siguientes avenidas?



**Figura 4:** Propósito de los desplazamientos en las principales avenidas del Anillo Vial de Machala.

La Avenida Alejandro Castro Benites se caracteriza por su orientación hacia actividades laborales y educativas, mientras la Avenida 25 de Junio muestra una clara vocación comercial, complementada en menor medida por desplazamientos laborales y administrativos. En contraste, la Avenida Arizaga exhibe un perfil más equilibrado entre diferentes propósitos, aunque con predominio de actividades económicas, y la Avenida Luis Angel Leon Roman presenta la distribución más homogénea de motivos de desplazamiento, con ligera preponderancia de trámites personales y comercio. Este análisis refleja la función de cada vía dentro de la dinámica urbana de Machala.

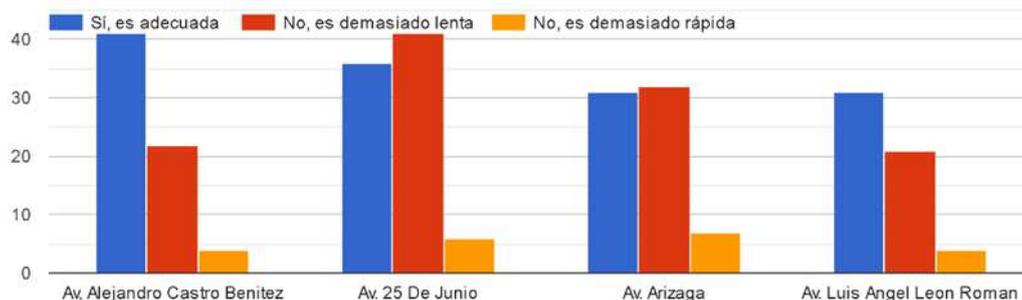
**Pregunta 4:** ¿Cómo describiría las condiciones de tráfico que suele experimentar al transitar por las avenidas del Anillo Vial?



**Figura 5:** Evaluación del flujo vehicular en el Anillo Vial según percepción de los usuarios.

La percepción del tráfico en el Anillo Vial indica que el flujo estable predomina en todas las avenidas, con variaciones en la proporción de flujo denso y libre. La Av. Alejandro Castro Benites y la Av. Arizaga presentan mayor estabilidad, mientras que en la Av. 25 de Junio y la Av. Luis Ángel León Román se registra más flujo denso. Estos resultados reflejan una circulación mayormente estable, aunque con puntos de congestión en ciertas vías.

**Pregunta 5:** ¿Cree que la velocidad promedio del tráfico en estas avenidas es adecuada?

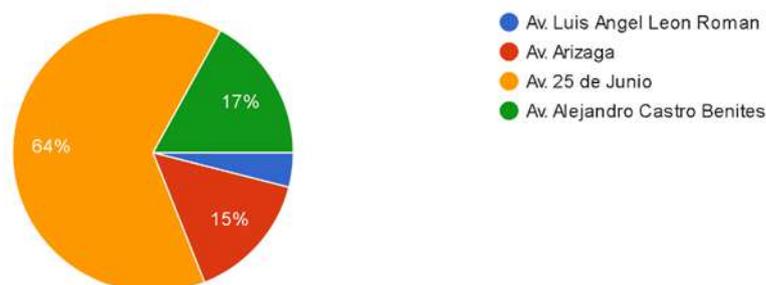


**Figura 6:** Análisis de la percepción ciudadana sobre la velocidad del tráfico en el Anillo Vial de Machala.

La mayoría de los encuestados perciben que la velocidad del tráfico es adecuada, excepto en la Av. 25 de Junio, donde predomina la percepción de que es demasiado lenta. En la Av. Arizaga, las opiniones están divididas, mientras que en la Av. Luis Angel Leon Roman y la Av. Alejandro Castro Benites, la mayoría considera la velocidad apropiada.

**Pregunta 6:** ¿Qué tramo de vía presenta mayor congestión vehicular?

100 respuestas



**Figura 7:** Percepción de los tramos con mayor congestión en el Anillo Vial de Machala.

La Av. 25 de Junio es la más congestionada con 64%, seguida por la Av. Alejandro Castro Benites con 17% y la Av. Arizaga con 15%, mientras que la Av. Luis Ángel León Román presenta la menor congestión con 4%, identificando así los puntos críticos del tráfico.

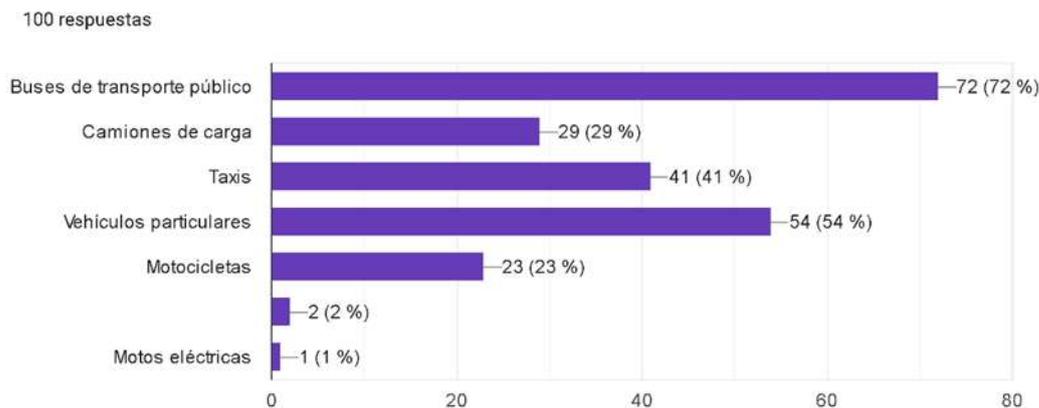
**Pregunta 7:** ¿Qué factor considera que más afecta al flujo vehicular en estas Avenidas?



**Figura 8:** Identificación de los factores que inciden en la congestión vehicular según percepción de los usuarios.

Los principales factores que afectan el tráfico en el Anillo Vial son semáforos mal sincronizados, paradas informales y estacionamiento en doble fila. En la Av. Alejandro Castro Benites, predominan los semáforos desincronizados, mientras que en la Av. 25 de Junio las paradas informales son el mayor problema. En la Av. Arizaga y la Av. Luis Angel Leon Roman, el estacionamiento en doble fila y los semáforos mal sincronizados impactan significativamente el flujo vehicular.

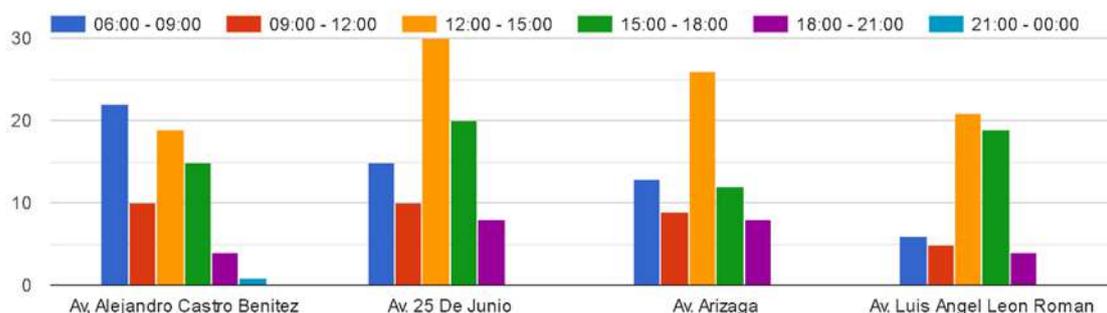
**Pregunta 8:** ¿Qué tipo de vehículos observa que generan mayor congestión?



**Figura 9:** Vehículos identificados como principales generadores de congestión en el Anillo Vial.

Los buses de transporte público son los principales generadores de demora con 72%, seguidos por los vehículos particulares con 54% y los taxis con 41%. Los camiones de carga representan 29% y las motocicletas 23%, mientras que las motos eléctricas y otros vehículos tienen una incidencia mínima. Esto resalta el impacto del transporte público y los vehículos particulares en la congestión vial.

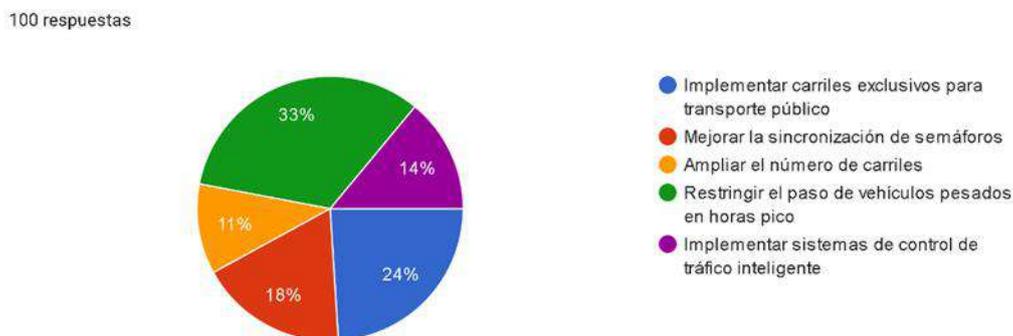
**Pregunta 9:** ¿En qué horario suele experimentar mayor congestión vehicular en estas Avenidas?



**Figura 10:** Distribución horaria de la congestión vehicular en el Anillo Vial de Machala.

Los horarios de mayor congestión en el Anillo Vial coinciden con las jornadas laborales y escolares. En la Av. Alejandro Castro Benites, el tráfico es más intenso de 06:00 a 09:00 y de 12:00 a 15:00. En la Av. 25 de Junio, el pico máximo ocurre entre 12:00 y 15:00, seguido por 06:00 a 09:00 y 15:00 a 18:00. La Av. Arizaga presenta su mayor congestión de 12:00 a 15:00, mientras que en la Av. Luis Ángel León Román se reporta entre 12:00 a 15:00 y 15:00 a 18:00.

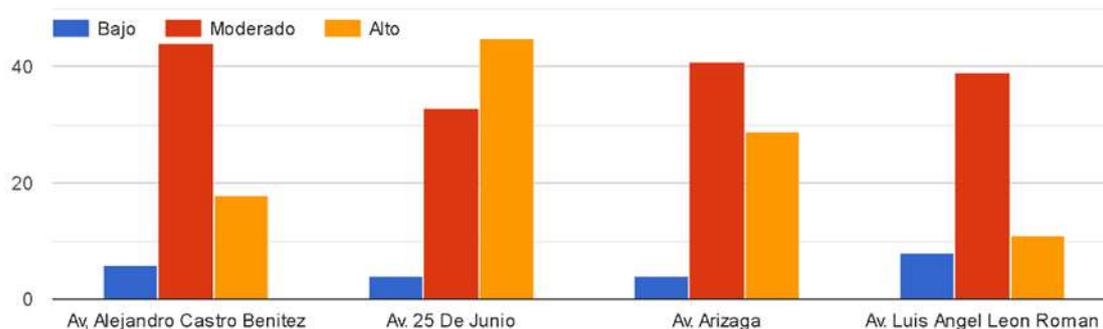
**Pregunta 10:** ¿Qué medida considera más efectiva para mejorar el flujo vehicular en las Avenidas?



**Figura 11:** Medidas preferidas por los usuarios para reducir la congestión vehicular.

Las preferencias para mejorar el tráfico revelan una clara inclinación hacia soluciones que regulen la circulación de vehículos pesados en horarios críticos, posicionándose como la estrategia predominante. Le sigue en importancia la implementación de carriles exclusivos para transporte público, reflejando un interés en priorizar la movilidad colectiva. Las opciones tecnológicas y de infraestructura como la optimización de semáforos, sistemas inteligentes de control de tráfico y ampliación de vías reciben menor respaldo, aunque mantienen presencia significativa. Este patrón sugiere una preferencia ciudadana por medidas regulatorias sobre intervenciones físicas o tecnológicas, potencialmente debido a su percepción como soluciones de implementación más inmediata y menor costo.

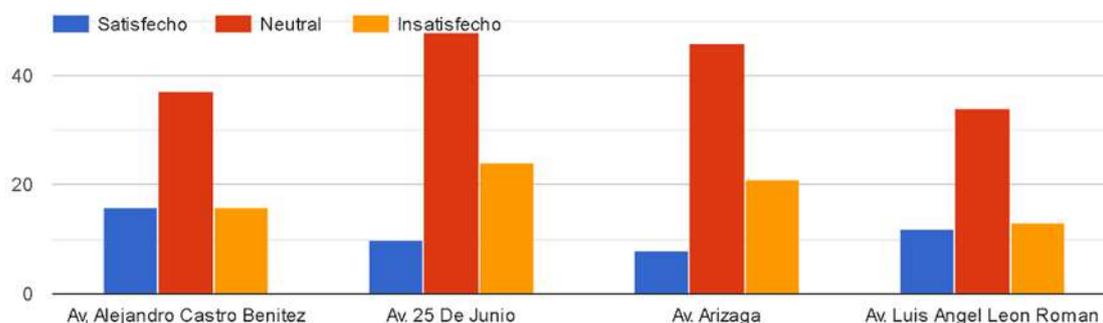
**Pregunta 11:** ¿Cómo calificaría el nivel de congestión en estas avenidas?



**Figura 12:** Percepción del nivel de congestión vehicular en las principales avenidas del Anillo Vial

La Av. 25 de Junio y la Av. Arizaga presentan la mayor congestión, con predominio de niveles altos. En la Av. Alejandro Castro Benites y la Av. Luis Angel Leon Roman, la congestión es mayormente moderada, con pocos casos de niveles bajos o altos. Esto confirma que las primeras dos avenidas son las más afectadas por el tráfico intenso.

**Pregunta 12:** Si experimenta congestión, ¿utiliza rutas alternativas?



**Figura 14:** Nivel de satisfacción de los usuarios con las condiciones actuales del tráfico en el Anillo Vial.

En todas las vías predomina notablemente la valoración Neutral, que alcanza su punto más alto en las avenidas 25 de Junio y Arizaga. Los niveles de satisfacción son relativamente bajos en todas las avenidas, siendo ligeramente más altos en la Av. Alejandro Castro Benítez. Los niveles de insatisfacción son moderados, con mayor presencia en la Av. 25 De Junio y Av. Arizaga. Esta distribución sugiere que la mayoría de usuarios mantiene una opinión intermedia sobre la infraestructura vial de la ciudad.

A continuación, en la Tabla 1 se detalla las características geométricas de la vía, obtenidas a partir de mediciones realizadas directamente en campo, en cumplimiento de los lineamientos establecidos por el Manual de Capacidad y Nivel de Servicio del INVIAS [11]. Los parámetros evaluados incluyen el ancho de los carriles, el ancho de las bermas, y las dimensiones de los separadores centrales o laterales, aspectos clave para determinar las condiciones operativas de la vía y su influencia en la velocidad de operación y el nivel de servicio. Las mediciones fueron realizadas en campo, asegurando la validez y confiabilidad de los datos recopilados, los cuales serán utilizados para los cálculos y análisis correspondientes a este estudio.

**Tabla 1. Características geométricas del anillo vial.**

	AV. LUIS LEÓN		AV. ARIZAGA		AV. 25 DE JUNIO		AV. ALEJANDRO CASTRO	
	O-E	E-O	S-N	N-S	E-O	O-E	N-S	S-N
Ancho de separador (m)	3	3	1	1	3,75	3,75	0	0
Ancho Carril (m)	3,3	3,23	3	3	3,37	3,29	3,86	3,77
Ancho promedio de Bermas (m)	0,43	0,52	0,39	0,46	0,48	0,65	0,81	1
Número de Carriles por Calzada	2	2	2	2	4	4	2	2
Número de Accesos	7	8	4	2	6	7	13	5
Límite de Velocidad	40	40	40	40	50	50	50	50

En la tabla 2 se presenta un resumen de la información calculada y los valores obtenidos según los métodos establecidos en el manual de capacidad y niveles de servicio para vías multicarril, aplicados a las avenidas analizadas.

**Tabla 2. Cuadro de resumen de Niveles de Servicio del anillo vial.**

	LUIS LEÓN		ARIZAGA		25 DE JUNIO		ALEJANDRO CASTRO	
	O-E	E-O	S-N	N-S	E-O	O-E	N-S	S-N
<b>VELOCIDAD A FLUJO LIBRE, VL</b>								
Valor de velocidad Genérica, $V_G$ :	50	50	50	50	60	60	60	60
Corrección ancho de carril, $f_C$ :	2	5	14,8	14,8	1,3	2,4	0	0
Corrección promedio ancho de bermas, $f_B$ :	3,3	2,5	3,7	2,9	2,7	2,3	2	1,7
Corrección ancho de separador, $f_S$ :	0	0	1,3	1,3	0	0	2,8	2,8
Corrección densidad de accesos, $f_A$ :	4,4	5	3	3	3,70	4,40	9,20	3
<b>VL Calculada:</b>	40,4	37,5	27,2	28	52,3	51	46	52,5
<b>Tomar VL de:</b>	70	70	70	70	70	70	70	70
<b>INFORMACIÓN DE VEHICULOS</b>								
Volumen (veh/h)	398	1098	332	986	1881	1466	1575	1416
Fhp:	0,9	0,91	0,87	0,83	0,9	0,94	0,9	0,86
% camiones	3	4	3	5	8	8	11	11
Factor de corrección por camiones (Fhv)	0,974	0,965	0,974	0,957	0,933	0,933	0,910	0,910
Flujo vehicular (vp):	227	625	196	621	560	418	962	905
<b>RESULTADOS</b>								
Velocidad (km/h):	68,2	65	68,5	65,1	65,6	66,7	62,3	62,8
Densidad (Veh/km/Carril):	3,3	9,6	2,9	9,5	8,5	6,3	15,4	14,4
Nivel de servicio por sentido	A	B	A	B	B	A	C	B
Nivel de servicio de la Avenida	B		B		B		C	
Nivel de servicio del Anillo vial	C							

Para evaluar el nivel de servicio en el Anillo Vial de Machala, también se utilizaron ábacos flujo-velocidad, los cuales permiten analizar la relación entre el flujo vehicular y la velocidad de operación en distintas condiciones de tránsito, estos ábacos están representados en las figuras 15-18.

#### AV. LUIS ÁNGEL LEÓN ROMÁN.

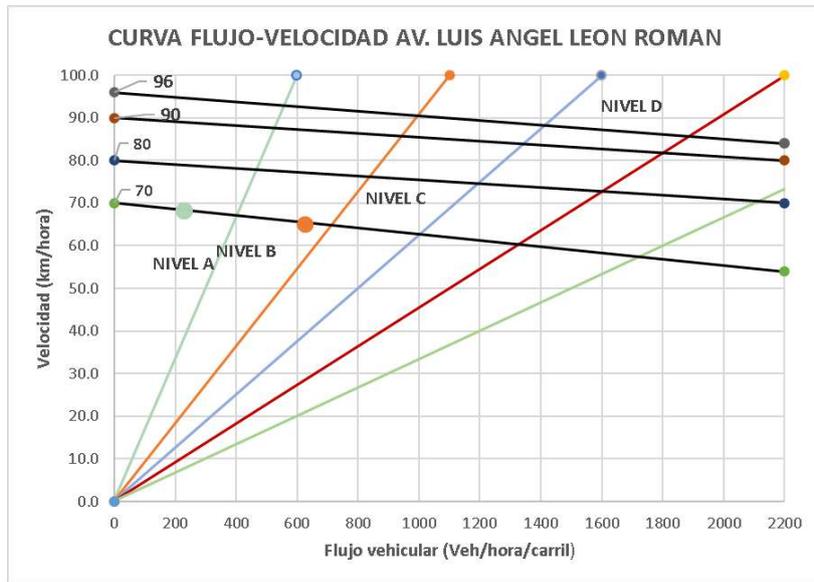


Figura 15: Curvas flujo-velocidad. Fuente: INVIAS [11]

Como se observa en el cuadro de resumen y en el ábaco, se obtuvo un nivel de servicio entre A y B en ambos sentidos, el cual sabemos se considera un flujo vehicular estable y puede presentar pequeños conflictos, por lo tanto, se tomaría el valor más bajo que sería un servicio nivel B.

#### AV. ARIZAGA.

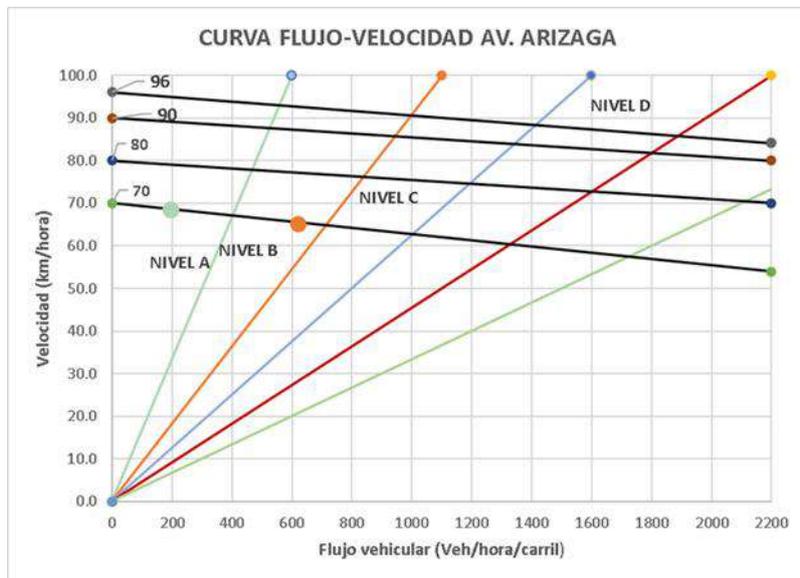


Figura 16: Curvas flujo-velocidad. Fuente: INVIAS [11]

Como se observa en el cuadro de resumen y en el ábaco, se obtuvo un nivel de servicio entre A y B en ambos sentidos. Este nivel sigue representando un buen desempeño, aunque con un leve aumento en el tráfico que podría ocasionar pequeños conflictos en la vía. Tomando en cuenta ambos puntos, se considera que el nivel de servicio general para la vía es Nivel B, lo que indica un flujo vehicular estable y satisfactorio para las condiciones analizadas.

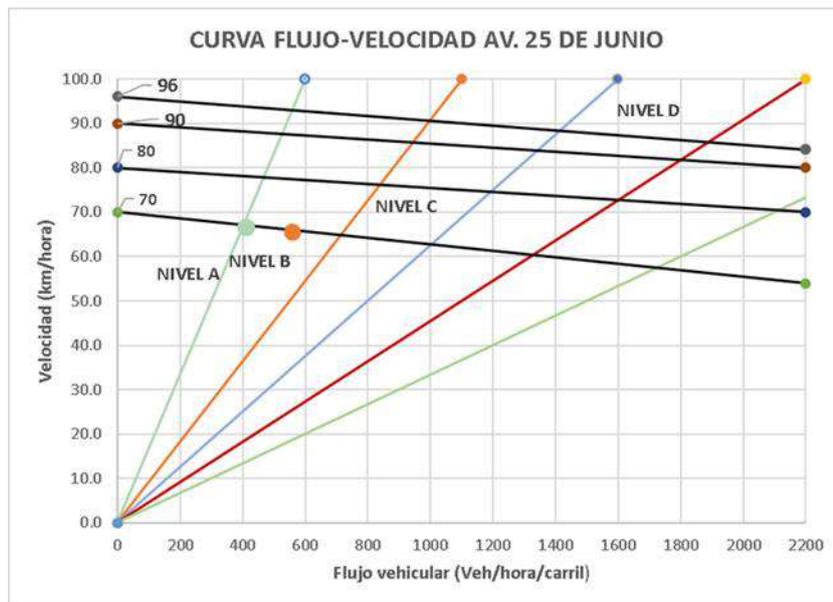


Figura 17: Curvas flujo-velocidad. Fuente: INVIAS [11]

En la Avenida 25 de Junio, se identifican dos puntos que reflejan las condiciones operativas de la vía analizada. El primer punto, ubicado en el Nivel A indica que el tránsito es fluido y se encuentra en condiciones óptimas, con una calidad de operación sobresaliente. El segundo punto se sitúa en el Nivel B, lo que representa un desempeño bueno, aunque con un mayor flujo vehicular que podría generar ligeros conflictos en la operación, el nivel de servicio general para la vía se clasifica como Nivel B, reflejando un tránsito estable y eficiente, pero con un menor margen de comodidad en comparación con el Nivel A.

AV. ALEJANDRO CASTRO BENITES

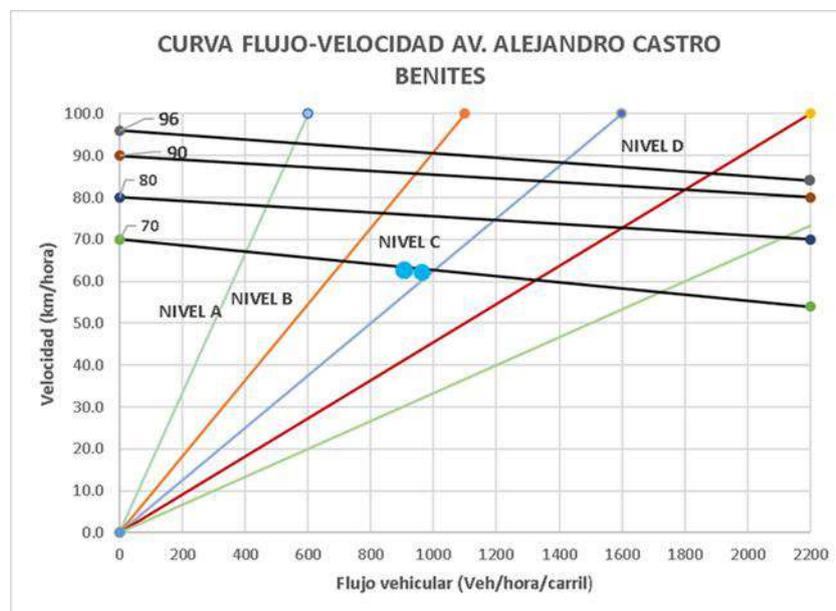


Figura 18: Curvas flujo-velocidad. Fuente: INVIAS [11]

En el ábaco presentado, se observa una discrepancia entre los resultados obtenidos a partir de la densidad calculada y la ubicación en el gráfico. Según la densidad, la vía opera en un Nivel de Servicio B, lo que indica un flujo vehicular estable con pocos conflictos y una buena calidad operativa. Sin embargo, al analizar los datos de velocidad promedio y flujo vehicular ajustado, el punto se ubica en el Nivel de Servicio C, lo que sugiere condiciones más comprometidas, con mayor densidad de tráfico y una ligera reducción en la fluidez del tránsito. Esta diferencia refleja que, aunque la vía aún mantiene un desempeño aceptable, el aumento en el flujo vehicular y la disminución de la velocidad están comenzando a afectar la calidad del servicio. Este resultado puede interpretarse como una advertencia de que la vía está cerca de una transición hacia condiciones menos óptimas, requiriendo atención para evitar futuros deterioros en su desempeño.

## 4. CONCLUSIONES

- Con la información recopilada sobre diversas metodologías reconocidas en el campo de la ingeniería civil para el estudio del flujo vehicular, la capacidad vial y los niveles de servicio se utilizó el manual de capacidad y niveles de servicio para vías multicarril del instituto nacional de vías como principal referencia técnica, lo que permitió definir los parámetros necesarios para evaluar las condiciones operativas de las avenidas del anillo vial.
- Se aplicaron técnicas de aforos vehiculares, mediciones de volúmenes de tráfico y análisis de datos estadísticos para obtener una caracterización precisa del comportamiento del tránsito. La recopilación y sistematización de esta información técnica proporcionaron las herramientas necesarias para abordar el análisis de manera integral, sentando las bases para diagnosticar las condiciones actuales de las vías. Este enfoque permitió desarrollar un marco metodológico adaptado a las características específicas de la infraestructura vial de machala, garantizando la validez y aplicabilidad de los resultados obtenidos.
- Las encuestas realizadas permitieron obtener criterios valiosos sobre las percepciones y experiencias de los usuarios respecto las condiciones del flujo vehicular en el anillo vial de machala. Los resultados reflejan que la mayoría de los encuestados identifica problemas significativos relacionados con la congestión vehicular, especialmente en los horarios de mayor demanda, lo que afecta tanto los tiempos de desplazamiento como la calidad de la experiencia de movilidad, además, los datos recopilados subrayan la necesidad de optimizar la infraestructura vial y mejorar la gestión del tráfico en las avenidas analizadas. Entre las principales inquietudes de los usuarios destacan la presencia de estacionamientos en doble fila y las paradas informales de buses, los cuales generan interrupciones frecuentes en el flujo vehicular. Estos factores no solo impactan negativamente la capacidad vial, sino que también contribuyen a la congestión y disminuyen significativamente la seguridad y eficiencia del tránsito en las zonas críticas del anillo vial. Las encuestas no solo han confirmado las hipótesis iniciales del estudio, sino que también aportan insumos clave para diseñar propuestas técnicas orientadas a mejorar la capacidad y el nivel de servicio de las avenidas evaluadas. Los hallazgos reafirman la importancia de involucrar a los usuarios en la identificación de problemas y en la formulación de soluciones que respondan a las necesidades reales de la población.

El estudio del anillo vial de Machala determina que las avenidas Luis Ángel León Román y Arizaga mantienen niveles de servicio A y B, confirmando su capacidad adecuada para soportar los volúmenes de tráfico actuales. La avenida 25 de junio, aunque presenta niveles similares, muestra signos de vulnerabilidad ante incrementos de demanda. La situación más crítica se identifica en la avenida Alejandro Castro Benites, con niveles de servicio C y B, evidenciando saturación incipiente. Esta jerarquización del estado funcional de las vías principales establece las prioridades de intervención: inmediata en Castro Benites, preventiva en 25 de junio y de mantenimiento en las restantes. Los hallazgos fundamentan la necesidad de un programa escalonado de mejoramiento vial que priorice recursos según el estado operativo de cada componente del sistema.

- [1] I. O. Olayode, L. K. Tartibu, M. O. Okwu, and U. F. Uchechi, "Intelligent transportation systems, un-signalized road intersections and traffic congestion in Johannesburg: a systematic review," *Procedia CIRP*, vol. 91, pp. 844–850, Jan. 2020, doi: 10.1016/J.PROCIR.2020.04.137.
- [2] F. Garrafa and F. F. Carvalho, "Tres conceptos para aumentar la seguridad vial de peatones y ciclistas: urbanismo táctico, calles completas y calles seguras," *Revista Latino-americana de Ambiente Construído & Sustentabilidade*, vol. 1, no. 1, Mar. 2020, doi: 10.17271/RLASS.V1I1.2517.
- [3] A. C. Patiño-Sánchez and O. F. Patiño-Silva, "Impacto de la combustión del transporte terrestre en la calidad del aire y la salud pública en áreas urbanas. Una revisión," *REVISTA NODO*, vol. 15, no. 30, pp. 61–73, May 2021, doi: 10.54104/nodo.v15n30.825.
- [4] E. J. Adugbila, J. A. Martinez, and K. Pfeffer, "Road infrastructure expansion and socio-spatial fragmentation in the peri-urban zone in Accra, Ghana," *Cities*, vol. 133, p. 104154, Feb. 2023, doi: 10.1016/J.CITIES.2022.104154.
- [5] B. E. Y. Belmekki, A. Hamza, and B. Escrig, "Performance analysis of cooperative communications at road intersections using stochastic geometry tools," *Digit Signal Process*, vol. 116, p. 103112, Sep. 2021, doi: 10.1016/J.DSP.2021.103112.
- [6] M. Tomoda, H. Uno, S. Hashimoto, S. Yoshiki, and T. Ujihara, "Analysis on the impact of traffic safety measures on children's gaze behavior and their safety awareness at residential road intersections in Japan," *Saf Sci*, vol. 150, p. 105706, Jun. 2022, doi: 10.1016/J.SSCI.2022.105706.
- [7] A. Yadav, J. Mandhani, M. Parida, and B. Kumar, "Modelling of traffic noise in the vicinity of urban road intersections," *Transp Res D Transp Environ*, vol. 112, p. 103474, Nov. 2022, doi: 10.1016/J.TRD.2022.103474.
- [8] Y. Gao, Z. Qu, X. Song, Z. Yun, and F. Zhu, "Coordinated perimeter control of urban road network based on traffic carrying capacity model," *Simul Model Pract Theory*, vol. 123, p. 102680, Feb. 2023, doi: 10.1016/J.SIMPAT.2022.102680.
- [9] K. E. Godoy-Pérez, K. V. Benítez-Tupiza, J. S. Valle-Jaramillo, and E. M. Inga-Ortega, "Sizing and Routing of Wireless Sensor Networks for Traffic Vehicular Monitoring," *ITECKNE*, vol. 17, no. 1, pp. 7–18, Jul. 2020, doi: 10.15332/ITECKNE.V17I1.2425.
- [10] J. Raj and P. Vedagiri, "Modeling Level of Service of Urban Roads Based on Travelers' Perceptions," *European Transport - Trasporti Europei*, no. 89, Dec. 2022, doi: 10.48295/ET.2022.89.1.
- [11] Instituto Nacional de Vías (INVIAS), *Manual de Capacidad y Nivel de Servicio del INVIAS*, 2008. [En línea]. Disponible: <https://hermes2.invias.gov.co/SIV/>