



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO**

---

**FACULTAD DE INGENIERÍA**

**Nuevo enfoque para el  
análisis geotécnico de un  
sistema de soporte de vías  
férreas**

**TESIS**

Que para obtener el título de

**Ingeniera Civil**

**P R E S E N T A**

Carla Joanna Figueroa López

**DIRECTOR DE TESIS**

Dr. Juan Manuel Mayoral Villa



Ciudad Universitaria, Cd. Mx., 2026



**PROTESTA UNIVERSITARIA DE INTEGRIDAD Y  
HONESTIDAD ACADÉMICA Y PROFESIONAL  
(Titulación con trabajo escrito)**



De conformidad con lo dispuesto en los artículos 87, fracción V, del Estatuto General, 68, primer párrafo, del Reglamento General de Estudios Universitarios y 26, fracción I, y 35 del Reglamento General de Exámenes, me comprometo en todo tiempo a honrar a la institución y a cumplir con los principios establecidos en el Código de Ética de la Universidad Nacional Autónoma de México, especialmente con los de integridad y honestidad académica.

De acuerdo con lo anterior, manifiesto que el trabajo escrito titulado NUEVO ENFOQUE PARA EL ANALISIS GEOTECNICO DE UN SISTEMA DE SOPORTE DE VIAS FERREAS, que presenté para obtener el título de INGENIERA CIVIL es original, de mi autoría y lo realicé con el rigor metodológico exigido por mi Entidad Académica, citando las fuentes de ideas, textos, imágenes, gráficos u otro tipo de obras empleadas para su desarrollo.

En consecuencia, acepto que la falta de cumplimiento de las disposiciones reglamentarias y normativas de la Universidad, en particular las ya referidas en el Código de Ética, llevará a la nulidad de los actos de carácter académico administrativo del proceso de titulación.

---

CARLA JOANNA FIGUEROA LOPEZ  
Número de cuenta: 316194824

# TABLA DE CONTENIDO

Resumen .....	5
Introducción .....	5
Objetivo .....	7
Alcances.....	7
I. Antecedentes .....	8
I.I. Desarrollo histórico de las vías férreas .....	8
I.I.I. Vías férreas en el mundo .....	8
I.I.II. Vías férreas en México.....	9
I.II. Componentes de una vía férrea .....	11
I.II.I. Superestructura de la vía férrea.....	11
I.II.II. Subestructura de la vía férrea .....	14
I.III. Proceso constructivo.....	17
I.III.I. Selección de materiales para la subestructura .....	17
I.III.II. Preparación de los elementos de la superestructura.....	18
I.III.III. Colocación de la subestructura y superestructura .....	18
I.IV. Problemas principales de las vías férreas.....	22
I.IV.I. Contaminación del balasto.....	22
I.IV.II. Drenaje deficiente.....	23
I.IV.III. Erosión hidráulica de balasto y durmientes.....	24
I.IV.IV. Pandeo lateral .....	24
II. Estado del Arte.....	26
II.I. Tipos de pruebas para definir los materiales de las capas de la vía .....	26
II.I.I. Pruebas índice .....	26
II.I.II. Pruebas mecánicas .....	30
II.I.III. Pruebas de resistencia al desgaste .....	33
II.I.IV. Pruebas de durabilidad .....	34

II.I.V. Pruebas de comportamiento dinámico.....	35
II.II. Métodos de análisis de vías férreas .....	37
II.II.I. Determinación de la carga vertical de la rueda .....	37
II.II.II. Esfuerzo vertical en la interfaz durmiente-balasto .....	39
II.II.III. Esfuerzo vertical máximo en la subrasante.....	43
II.II.IV. Procedimiento para determinar el espesor del balasto, Li and Selig (1998) .....	46
II.II.V. Métodos numéricos.....	50
III. Marco metodológico.....	54
III.I. Caracterización de las capas de la vía mediante métodos in situ .....	55
III.I.I. Obtención de la rigidez de la vía mediante pruebas de placa .....	55
III.I.II. Obtención de la rigidez de las capas de la vía mediante modelos numéricos .....	56
III.I.III. Correlación entre la rigidez de la vía y pruebas de C.B.R. ....	58
III.II. Modelo numérico para la simulación del comportamiento de la vía férrea bajo cargas de tren ...	59
III.III. Determinación del comportamiento no lineal de las capas de la vía .....	62
III.IV. Estados límite .....	64
III.IV.I. Esfuerzo admisible en la interfaz durmiente-balasto.....	64
III.IV.II. Esfuerzo admisible en la subrasante.....	64
III.IV.III. Nivelación vertical de la vía .....	65
IV. Caso de estudio.....	70
IV.I. Generalidades del proyecto.....	70
IV.I.I. Ubicación del proyecto.....	70
IV.I.II. Características de la vía.....	70
IV.I.III. Características de los trenes .....	71
IV.I.IV. Información geotécnica .....	72
V. Análisis de resultados .....	78
V.I. Obtención de la rigidez de la vía .....	78
V.II. Evaluación de la estabilidad del soporte de vía en términos de esfuerzos .....	85

V.III. Definición del desgaste de la vía a largo plazo .....	90
V.IV. Evaluación del desempeño de la vía mediante curvas esfuerzo-asentamiento.....	94
V.V. Implementación de pruebas de placa in situ para la evaluación de una vía férrea.....	98
VI. Conclusiones .....	102
Referencias.....	104

# Resumen

El deterioro progresivo de la superestructura ferroviaria, especialmente debido al desgaste y contaminación del balasto, representa un reto crítico para la eficiencia, seguridad y durabilidad de las vías férreas. Los métodos tradicionales de diseño y evaluación, centrados principalmente en esfuerzos admisibles, presentan limitaciones al no considerar adecuadamente el desarrollo de deformaciones permanentes inducidas por cargas cíclicas. Esta investigación propone un enfoque integral basado en el análisis de deformaciones acumuladas como indicador del desempeño estructural a largo plazo. Para ello, se emplearon ensayos de placa in situ y simulaciones numéricas en el software FLAC3D, utilizando diferentes modelos constitutivos para caracterizar el comportamiento no lineal de las capas de la vía. Se realizaron análisis estáticos, pseudo-estáticos y dinámicos, replicando condiciones reales de carga generadas por trenes de pasajeros y carga. Los resultados obtenidos permiten evaluar de forma más precisa la evolución del asentamiento, estimar la vida útil de la vía y establecer criterios técnicos para una planificación eficiente del mantenimiento preventivo y correctivo.

## Introducción

El sistema ferroviario desempeña un papel esencial en el transporte eficiente de carga y pasajeros. No obstante, el envejecimiento progresivo de sus componentes estructurales, en particular del balasto y el subbalasto, provoca diversos problemas operativos, entre los que destacan los asentamientos diferenciales, la pérdida de alineación y el incremento en la frecuencia de las labores de mantenimiento. Estos deterioros afectan directamente la seguridad, la comodidad de los usuarios y los costos de operación.

Diversos investigadores y organismos internacionales, como AREMA (2010), los Ferrocarriles Nacionales Japoneses y Sadeghi (2008), han desarrollado ecuaciones para evaluar la capacidad de la vía en función de los esfuerzos en la interfaz durmiente-balasto. Estos modelos consideran factores como la geometría de los durmientes, la configuración de la superestructura y la influencia de las cargas dinámicas, a través de la incorporación de factores de impacto. Además, se proponen valores admisibles de esfuerzo tanto en esta interfaz como en la subrasante.

De manera complementaria, otros autores han desarrollado métodos analíticos y numéricos para estimar la distribución de los esfuerzos verticales a lo largo de las distintas capas de la vía, prestando especial atención a los que alcanzan la subrasante, ya que esta es una de las capas más vulnerables a la falla estructural. Estudios como los de Odemark (1949), Li y Selig (1998) y Jeffs y Tew (1991), entre otros, han propuesto

criterios y límites admisibles de esfuerzo en esta capa para minimizar el riesgo de deformaciones excesivas o colapso plástico.

Sin embargo, una limitación importante de estos enfoques basados exclusivamente en esfuerzos es que no consideran las deformaciones permanentes acumuladas que se generan bajo cargas repetitivas. Además, los límites de esfuerzo propuestos pueden resultar demasiado conservadores o poco representativos, debido a la alta variabilidad de las propiedades de los materiales que conforman las capas de la vía, las condiciones de humedad, el grado de compactación, el nivel de confinamiento y la historia de cargas acumuladas. Esta falta de consideración de las deformaciones acumuladas dificulta una evaluación precisa del comportamiento a largo plazo y de la evolución del deterioro estructural de la vía, lo que puede afectar tanto el diseño como la planificación eficiente de las intervenciones de mantenimiento.

En estudios recientes se han propuesto nuevas metodologías para evaluar el desempeño de las vías férreas, basadas en la deformación vertical acumulada provocada por cargas cíclicas. El objetivo principal de este enfoque es predecir el comportamiento de la vía a largo plazo, permitiendo anticipar cuándo será necesario realizar mantenimiento correctivo antes de que se produzcan pérdidas de nivelación geométrica o asentamientos diferenciales excesivos. A diferencia del enfoque tradicional, centrado en los esfuerzos aplicados (que sólo permite verificar si estos se encuentran dentro de los límites permisibles), esta nueva metodología ofrece una visión predictiva, ya que permite estimar el momento en que la vía comenzará a fallar y planificar acciones preventivas de forma más eficiente.

La prueba de carga con placa es un ensayo de campo utilizado para evaluar la deformabilidad y capacidad portante del suelo mediante la aplicación progresiva de cargas sobre una placa metálica rígida, mientras se mide el asentamiento resultante. En este contexto, los módulos de deformación  $E_{v1}$  (primer ciclo de carga) y  $E_{v2}$  (segundo ciclo o recarga) proporcionan información esencial sobre la capacidad de recuperación elástica del material. Normativas técnicas internacionales exigen que la relación  $E_{v2}/E_{v1}$  no exceda 2.2 cuando el grado de compactación es mayor o igual al 100 % para suelos granulares (GGU-Software, 2025).

Un valor de  $E_{v2}/E_{v1} \leq 2.2$  generalmente indica que el suelo está bien compacto y exhibe buena recuperación elástica tras la primera carga, lo cual es particularmente deseable en infraestructuras sometidas a cargas repetitivas, como vías férreas. Si la relación supera estos valores, puede ser un indicio de compactación insuficiente o de materiales que aún presentan altas deformaciones plásticas bajo carga, lo que compromete su estabilidad a largo plazo.

En esta investigación se propone la implementación de pruebas de carga con placa como herramienta para evaluar el comportamiento de la vía férrea frente a cargas cíclicas. A través de estas pruebas, se busca establecer criterios objetivos para la aceptación o rechazo de las propiedades mecánicas de las capas en

función de la deformación vertical. En particular, se plantea que los resultados obtenidos permitirán estimar la deformación vertical acumulada bajo cargas repetitivas y determinar el número de ciclos de carga necesarios para alcanzar dicha deformación, lo cual resulta fundamental para predecir la vida útil de la vía y planificar su mantenimiento.

## Objetivo

Desarrollar un nuevo enfoque para el análisis geotécnico de sistemas de soporte de vías férreas, mediante diferentes métodos, con el propósito de mejorar la comprensión de los procesos de interacción suelo-estructura en la infraestructura ferroviaria y optimizar el diseño y mantenimiento de las vías férreas para garantizar su seguridad, estabilidad y durabilidad a largo plazo.

## Alcances

- Se llevará a cabo una revisión del estado del arte que abarque las pruebas realizadas en los materiales que conforman las capas de las vías férreas, así como los métodos actuales de diseño y análisis de estas infraestructuras.
- Se revisarán los estados límite permisibles de falla y servicio para garantizar un diseño seguro y funcional.
- Se organizará la información recolectada del caso de estudio, incluyendo propiedades índice y resultados de pruebas de placa, la cual será empleada para el análisis de la vía.
- Se realizará una calibración de los resultados de las pruebas de placa mediante métodos numéricos, con el objetivo de determinar los parámetros de resistencia de los materiales de las capas de la vía.
- Se efectuará un análisis estático de la vía para evaluar su comportamiento bajo condiciones de carga estacionaria.
- Se analizará el comportamiento de la vía bajo ciclos de carga repetitiva para estudiar su respuesta a largo plazo y su capacidad para resistir esfuerzos dinámicos.

# I. Antecedentes

## I.I. Desarrollo histórico de las vías férreas

### I.I.I. Vías férreas en el mundo

Los primeros intentos de desarrollar ferrocarriles se remontan al siglo XVI. En Alemania, alrededor de 1550, surgieron rudimentarios sistemas de transporte sobre rieles de madera (Figura 2) que utilizaban caballos como fuerza motriz, como se observa en la Figura 1 (Guerrero Fernández, 2017). Similarmente, en Inglaterra, en 1594, se construyó una corta línea ferroviaria de madera para transportar carbón.

A finales de 1700, el hierro sustituyó a los rieles y ruedas de madera, sin embargo, los ferrocarriles todavía se impulsaban por caballos. El primer concepto de una locomotora de vapor fue adoptado por Richard Trevethick en 1804 cuando diseñó la primera locomotora de vapor ferroviaria. El problema con su diseño era que las máquinas de vapor eran demasiado pesadas para las placas de hierro fundido.



*Figura 1. Primeros ferrocarriles del mundo movidos por caballos. (Ferrocarril de Tracción Animal: Transporte Antiguo y Eficiente, 2024)*



*Figura 2. Vías de madera. (Guerrero Fernández, 2017)*

Las locomotoras de vapor, precursoras de las modernas locomotoras diésel y eléctricas, funcionaban mediante la combustión de materiales como el carbón, la madera o el petróleo para generar vapor. Este vapor, a su vez, impulsaba una serie de mecanismos que, trabajando en conjunto, propulsaban el tren hacia adelante.

Cabe destacar el papel de Matthew Murray en el desarrollo de las locomotoras de vapor. Su diseño de la locomotora "Salamanca", construida para el Ferrocarril de Middleton en Leeds, marcó un hito al ser la primera locomotora comercial lo suficientemente ligera como para evitar dañar los rieles de los bordes. Este avance sentó las bases para el desarrollo y la adopción a gran escala de las locomotoras de vapor como medio de transporte ferroviario.

Stephenson's Stockton and Darlington Railway fue el primer ferrocarril suscrito públicamente en utilizar locomotoras de vapor. Se inauguró el 26 de septiembre de 1825, donde la línea fue destinada al transporte de carbón, aunque también se sabe que, al día siguiente de ser inaugurada, se transportaron 550 pasajeros, por lo que se convirtió en el primer ferrocarril de pasajeros a vapor en el mundo.

Formalmente, en 1830, se inauguró un ferrocarril con un servicio regular para el transporte de pasajeros, la primera línea se inauguró ese mismo año entre Manchester y Liverpool. Siete años más tarde, en 1837, Robert Davidson fabricó la primera locomotora eléctrica que operaba con baterías. Los ensayos con la electrificación prosiguieron hacia finales del siglo XIX, y a principios del siglo XX, la mayoría de los sistemas ferroviarios urbanos funcionaban con electricidad.

El siglo XX marcó un punto de inflexión en la historia del transporte ferroviario, con la introducción de los motores diésel y los primeros trenes de alta velocidad. Tras la patente del motor diésel por parte de Rudolf Diesel en 1892, los ingenieros se empeñaron en adaptar esta tecnología a las locomotoras. El cambio a este tipo de combustible trajo consigo una serie de ventajas, incluyendo tiempos de aceleración más rápidos, una mayor eficiencia en el consumo de combustible y menores necesidades de mantenimiento.

A la par del avance en la motorización, el siglo XX también vio surgir los primeros trenes de alta velocidad. Estos trenes, capaces de alcanzar velocidades superiores a los 200 km/h, revolucionaron el transporte ferroviario al ofrecer una alternativa más rápida y eficiente para viajes largos. La introducción de la alta velocidad, junto con la adopción generalizada del diésel, marcó el final de la era del vapor en el transporte ferroviario, dando paso a una nueva era de mayor eficiencia, velocidad y comodidad.

## **I.I.II. Vías férreas en México**

La historia del ferrocarril en México se remonta a 1837, cuando durante la administración del presidente Anastasio Bustamante, se otorgó la primera concesión para la construcción de una vía férrea de México a

Veracruz. Sin embargo, esta concesión no se llevó a cabo debido a diversos problemas, entre ellos, la muerte del concesionario. Posteriormente, en 1842, el presidente Antonio López de Santa Anna otorgó una segunda concesión para una vía férrea de Veracruz a San Juan. En 1853 se concedió otra para completar la línea de Veracruz a la Ciudad de México.

Durante los gobiernos de Sebastián Lerdo de Tejada y Porfirio Díaz, se ampliaron y construyeron nuevas estaciones y comunicaciones ferroviarias gracias a diversas compañías extranjeras. A principios del siglo XX se fusionaron las dos empresas ferroviarias más grandes del país; el Ferrocarril Central y el Ferrocarril Nacional, lo que llevó a la intervención estatal para evitar el dominio extranjero. Esto condujo a la creación de los Ferrocarriles Nacionales de México en 1908, con el gobierno mexicano como accionista mayoritario. Para 1910, México contaba con más de 20 mil kilómetros de vías férreas operativas.

Sin embargo, durante la Revolución Mexicana, los ferrocarriles sufrieron un gran deterioro ya que estos fueron utilizados por los distintos bandos en conflicto con fines militares. En 1937, el presidente Lázaro Cárdenas nacionalizó los ferrocarriles. Durante las décadas siguientes, se expandió la red ferroviaria y se mejoró la infraestructura.

A partir de los años 70, los ferrocarriles enfrentaron una serie de desafíos, incluyendo la competencia de otros medios de transporte, mala administración, y falta de inversión. Esto llevó a un declive en la calidad del servicio y en la rentabilidad de FNM. En 1995, bajo la presidencia de Ernesto Zedillo, el gobierno mexicano decidió privatizar los ferrocarriles debido a la crisis financiera de FNM. El proceso de privatización se completó en 1997, dividiendo la red en concesiones operadas por empresas privadas.

En 2006, la Secretaría de Comunicaciones y Transporte propuso un enlace ferroviario de alta velocidad que transportaría a sus pasajeros de la Ciudad de México a Guadalajara, Jalisco con paradas en las ciudades de Querétaro, Guanajuato, León e Irapuato; y una línea conectada que iría desde la ciudad portuaria de Manzanillo hasta Aguascalientes. El tren viajaría a 300 km/h, y permitiría a los pasajeros viajar de la Ciudad de México a Guadalajara en solo 2 horas, sin embargo, este proyecto no se concretó.

México actualmente posee una red ferroviaria diversa que atiende el transporte tanto de pasajeros como de carga (Figura 3). Entre los ferrocarriles de pasajeros destacan; los ferrocarriles suburbanos como el de la Zona Metropolitana del Valle de México y el Ferrocarril Interurbano México-Toluca y; los ferrocarriles turísticos como el Tren Maya, el Chepe y el Tren Tequila Express. En cuanto a los ferrocarriles de carga, sobresalen Ferromex, Kansas City Southern de México y Ferrosur.

Proyectos como el Ferrocarril Interurbano y el Tren Maya continúan desarrollándose y se espera que surjan nuevos proyectos, por esta razón es importante seguir estudiando el comportamiento de las vías férreas con el propósito de garantizar eficiencia, seguridad e innovación.



Figura 3. Red ferroviaria nacional. (Secretaría de Infraestructura Comunicaciones y Transporte, 2024)

## I.II. Componentes de una vía férrea

Los componentes de una vía férrea con balasto se pueden dividir en dos categorías principales: la subestructura y la superestructura. La interfaz durmiente-balasto, considerada el componente más crítico de la vía, separa a la superestructura y la subestructura, transfiriendo eficazmente las cargas a las secciones más profundas de la vía.

### I.II.I. Superestructura de la vía férrea

La superestructura de una vía férrea está compuesta por rieles, durmientes y sistemas de fijación, aunque algunos autores también incluyen al balasto como parte de esta. La Figura 4 ilustra la superestructura de una vía férrea con balasto.



Figura 4. Superestructura de la vía férrea.

### Rieles

Los rieles son elementos longitudinales de acero, desempeñan una función fundamental en el sistema ferroviario al guiar y sostener las ruedas del tren. Su principal tarea es transferir las cargas concentradas del tren a los durmientes, ubicados uniformemente a lo largo de la vía. Para cumplir con esta función, los rieles deben ser lo suficientemente rígidos como para soportar el peso del tren sin deformarse excesivamente entre los durmientes. Además de su función estructural, los rieles pueden servir como conductores de energía eléctrica y líneas de tierra para trenes de tracción eléctrica.

Las secciones de riel se unen mediante dos métodos principales: uniones atornilladas o soldadura. Las uniones atornilladas, si bien son una técnica tradicional, presentan diversos inconvenientes. Estas uniones generan vibraciones y cargas dinámicas adicionales, lo que reduce la comodidad de los pasajeros y puede provocar un desgaste acelerado de las articulaciones. La combinación del impacto de las ruedas y la menor rigidez del riel en las juntas produce tensiones elevadas en las capas de balasto y subrasante, acelerando la degradación del balasto y, como consecuencia, el ensuciamiento y el asentamiento de la vía.

Debido a los problemas asociados con las uniones atornilladas, estas han sido reemplazadas gradualmente por rieles con soldadura continua (CWR, continuously welded rail). Los CWR ofrecen diversas ventajas, como un menor mantenimiento, una mejor calidad de conducción, una reducción del desgaste del material rodante y una disminución de los daños en la subestructura.

### Durmientes

Los durmientes, también conocidos como travesaños (o traviesas), son elementos transversales que se colocan sobre la capa de balasto compactado y sirven como base para la sujeción de los rieles. Su función principal es proporcionar una plataforma estable, uniforme y nivelada que asegure el ancho de vía correcto y distribuya las cargas del tren de manera uniforme en el balasto, reduciendo la presión en la interfaz durmiente-balasto a un nivel aceptable.

Los durmientes suelen estar hechos de madera, concreto o incluso acero. Los más comunes son los de madera, pero un problema con el uso de este material es su tendencia a pudrirse, particularmente alrededor

de las sujeciones a los rieles. Los durmientes de acero son considerablemente más caros y se utilizan solo en situaciones muy especiales. En cuanto al concreto, se ha convertido en el tipo de material más popular, los durmientes de concreto son mucho más pesados que los de madera, por lo que resisten mejor el movimiento, pero tienen la desventaja que los hace difíciles de manejarlos manualmente, sin embargo, con la maquinaria y equipo especializado existente, su colocación se ve facilitada. Funcionan bien en la mayoría de las condiciones, pero bajo altas cargas cíclicas y cargas de impacto de trenes de carga pesada, la fractura de los durmientes de concreto es una preocupación.

Actualmente los durmientes de concreto pretensado se están convirtiendo en la primera opción, ya que en varios países son más económicos gracias a la producción en masa de prefabricados. Además, son más duraderos, más fuertes, más pesados y rígidos que los de madera.

Otra opción que está surgiendo en el mercado son los durmientes compuestos de plástico. Estos durmientes ofrecen ventajas como la resistencia a la degradación, la baja necesidad de mantenimiento y la facilidad de manejo. Sin embargo, su uso aún se encuentra en fase de investigación y evaluación para determinar su comportamiento a largo plazo en diferentes condiciones de operación.

### *Sistemas de fijación*

El sistema de fijación juega un papel crucial en la estabilidad y el rendimiento de la vía férrea. Su función principal es asegurar los rieles firmemente a los durmientes, evitando que se muevan en cualquier dirección y transmitiendo de manera eficiente las cargas del tren a los durmientes. La elección del sistema de fijación adecuado depende de varios factores, como el tipo de durmiente (madera, concreto o acero), la sección del riel y las condiciones de operación de la vía.

Existen dos tipos principales de sistemas de fijación: fijaciones rígidas y fijaciones elásticas.

En las fijaciones rígidas, el riel se une al durmiente mediante elementos de anclaje rígidos, como clavos de vía o pernos tirafondos. Estos elementos fijan el riel en una posición fija, transmitiendo directamente las cargas del tren al durmiente. Para distribuir mejor las cargas y proteger el durmiente, se coloca una placa de metal entre el riel y el durmiente.

Las fijaciones rígidas tienden a no amortiguan la energía producida por el paso del tren. Esto puede provocar que los clavos o pernos se aflojen con el tiempo, especialmente en presencia de vibraciones y movimientos verticales. Para mitigar este problema, se recomienda utilizar anclas para vía adicionales en conjunto con las fijaciones rígidas.

Las fijaciones elásticas utilizan elementos de anclaje flexibles, como pernos y grapas o clips y grapas, que permiten un cierto movimiento vertical del riel sobre el durmiente. Este movimiento, gracias a la elasticidad

de los elementos de anclaje, ayuda a absorber la energía producida por el paso del tren, reduciendo el impacto y la vibración en la vía.

En las fijaciones elásticas, la placa de asiento, generalmente fabricada de hule o neopreno, juega un papel fundamental en la absorción de energía. Esta placa se coloca entre el riel y el durmiente, proporcionando una capa amortiguadora que aísla el durmiente de las vibraciones y cargas dinámicas.

La elección del sistema de fijación adecuado para una vía férrea específica depende de una evaluación cuidadosa de varios factores, incluyendo:

- Tipo de durmiente: Las fijaciones rígidas son más comunes en vías con durmientes de madera, mientras que las fijaciones elásticas se utilizan con mayor frecuencia en vías con durmientes de concreto o acero.
- Sección del riel: La forma y el peso del riel influyen en la selección del sistema de fijación.
- Condiciones de operación: Las condiciones de carga, velocidad y tráfico en la vía deben ser consideradas para elegir un sistema de fijación con la resistencia y flexibilidad adecuadas.

La Figura 5 muestra los elementos de los sistemas de fijación.

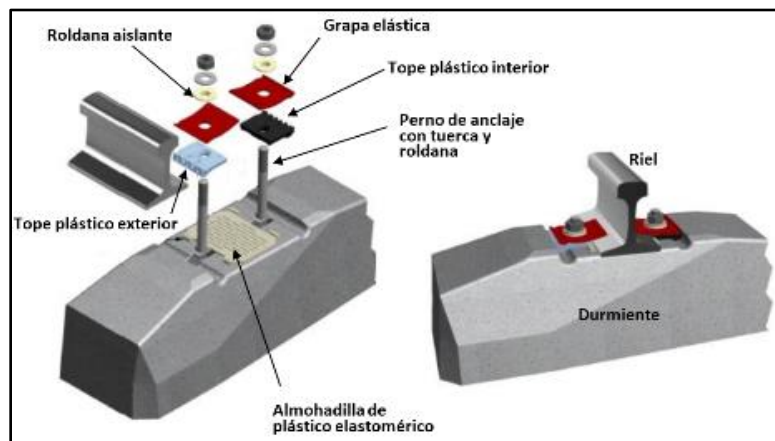


Figura 5. Elementos de los sistemas de fijación. (Diario Oficial de la Federación, 2023).

## I.II.II. Subestructura de la vía férrea

La subestructura de una vía férrea está conformada por cinco capas: balasto, subbalasto, subrasante, terraplén y terreno natural. Principalmente, el balasto, el subbalasto y la subrasante desempeñan un papel fundamental en el soporte y la estabilidad de la vía. La Figura 6 ilustra la subestructura de una vía férrea con balasto.

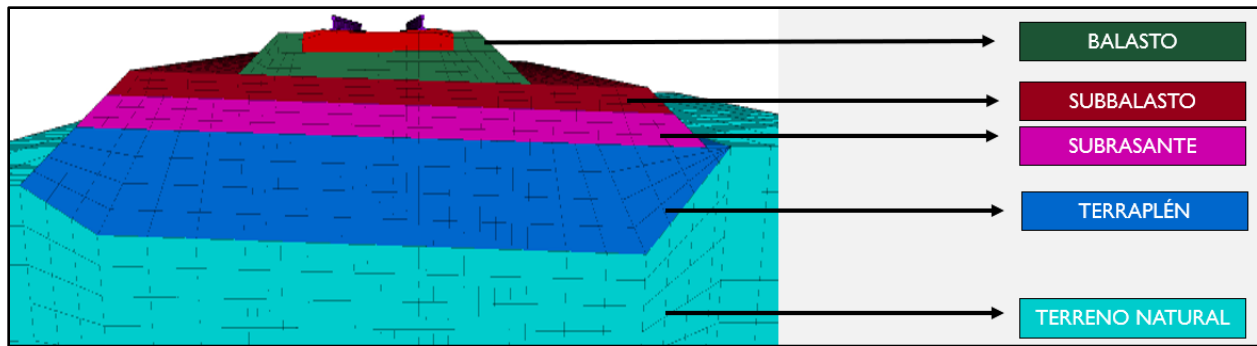


Figura 6. Subestructura de una vía férrea.

### *Balasto*

En el ámbito de la ingeniería ferroviaria, el balasto se define como una capa de agregados gruesos colocados sobre el subbalasto. Su función principal es proporcionar soporte a la superestructura de la vía, al mismo tiempo que transmitir y distribuir las cargas cíclicas inducidas por el paso de los trenes al subbalasto y la subrasante. El espesor típico del balasto oscila entre 25 y 40 centímetros (Indraratna, 2023) y, por lo general, está compuesto por materiales de roca ígnea o metamórfica de alta calidad.

El balasto generalmente debe cumplir las siguientes funciones:

- Proporcionar un soporte uniforme a los durmientes.
- Transmitir los esfuerzos que ocurren en la interfaz durmiente-balasto a la capa de subrasante a un nivel de esfuerzo reducido y aceptable.
- Ofrecer estabilidad adecuada a los durmientes contra las fuerzas verticales, longitudinales y laterales generadas por los trenes.
- Proporcionar el grado requerido de elasticidad y resistencia dinámica para toda la vía.
- Ofrecer una resistencia suficiente contra el aplastamiento, el desgaste y la degradación.
- Minimizar la deformación plástica en la estructura de la vía.

Con el objetivo de garantizar la integridad y el rendimiento de las vías férreas, diversas organizaciones a nivel mundial han establecido una serie de normas y especificaciones para el material de balasto. Estas directrices describen las características esenciales del balasto, haciendo hincapié en su angularidad, gradación uniforme, resistencia, dureza y capacidad para soportar las cargas de tráfico previstas y las condiciones ambientales adversas.

### *Subbalasto*

Debajo de la capa de balasto se encuentra el subbalasto, una capa crucial compuesta generalmente por roca triturada bien graduada o una mezcla de grava arenosa. Su función principal es actuar como barrera entre

el balasto y la subrasante, impidiendo que los elementos gruesos del balasto penetren en la subrasante y evitando la migración ascendente de materiales finos desde la subrasante hacia la capa de balasto. El subbalasto también desempeña un papel fundamental en la transmisión y distribución de los esfuerzos provenientes del balasto hacia la subrasante en una zona más amplia, actuando además como un sistema de drenaje para disipar las presiones cíclicas del agua presente en los poros. El espesor del subbalasto suele oscilar entre 10 y 15 centímetros.

Las principales funciones del subbalasto son:

- Reducir el esfuerzo inducido por el tráfico, de la capa del balasto a un nivel tolerable en la parte superior de la capa de la subrasante.
- Proteger la subrasante contra eventos extremos.
- Evitar la interpenetración de la subrasante y el balasto.
- Prevenir el desgaste de la subrasante por el balasto, lo que, en presencia de agua, conduce a la formación de lodos.
- Permitir el drenaje del agua.

### *Subrasante*

La subrasante se encuentra debajo del subbalasto, desempeña un papel fundamental en la estabilidad y el rendimiento a largo plazo de la vía férrea. Debe poseer la rigidez y la capacidad de carga adecuadas para soportar las cargas impuestas por el tráfico ferroviario y transmitir las de manera uniforme al subsuelo. Cualquier inestabilidad o falla en la subrasante provocaría inevitablemente distorsiones inaceptables en la geometría y la alineación de la vía, incluso con la instalación de capas de balasto y subbalasto de alta calidad.

En el caso de construir una vía sobre suelos blandos o con baja capacidad de carga, la subrasante debe ser estabilizada mediante métodos de mejora del suelo. Estos métodos pueden incluir la compactación profunda, la adición de materiales estabilizadores como geotextiles o georejillas, o incluso el reemplazo total o parcial del suelo existente por materiales más resistentes. La elección del método de mejora del suelo dependerá de las características específicas del suelo, las cargas previstas y las condiciones geotécnicas del sitio.

### *Terraplén*

El terraplén, también conocido como relleno, es una estructura de tierra compactada que se construye sobre el terreno natural para elevar la superficie del suelo al nivel requerido para la construcción de la vía férrea.

Su función principal es proporcionar la altura y la pendiente adecuadas para el trazado de la vía, de acuerdo con los parámetros establecidos en el proyecto ferroviario.

En la construcción del terraplén, se pueden utilizar materiales provenientes de excavaciones o cortes, siempre y cuando estos cumplan con los requisitos de calidad y características técnicas especificadas en el proyecto. Es crucial evitar el uso de suelos orgánicos o con presencia de material vegetal, ya que estos materiales pueden comprometer la estabilidad y el rendimiento del terraplén.

La resistencia del terraplén debe ser suficiente para soportar no solo las cargas impuestas por la vía férrea y el tráfico ferroviario, sino también el peso de los equipos y maquinaria que se utilizarán durante la construcción de las capas superiores de la subrasante y el balasto. Un terraplén adecuadamente compactado y con la resistencia adecuada garantiza una base sólida y estable para la vía férrea, previniendo deformaciones y asentamientos que podrían afectar la seguridad y el buen funcionamiento del sistema ferroviario.

#### *Terreno natural*

El terreno natural sobre el que se construye el terraplén juega un papel fundamental en el comportamiento general de la estructura. Por lo tanto, se considera parte de la sección estructural de apoyo de la vía férrea. Antes de iniciar la construcción del terraplén, es necesario realizar una preparación adecuada del terreno natural, eliminando cualquier material orgánico o vegetal que pueda afectar la estabilidad del terraplén. En caso de ser necesario, se debe realizar una estabilización mecánica del terreno natural para mejorar sus propiedades geotécnicas y garantizar un soporte adecuado para la estructura del terraplén.

### **I.III. Proceso constructivo**

#### **I.III.I. Selección de materiales para la subestructura**

La selección del material de balasto está condicionada por diversos factores, entre ellos:

- La calidad y disponibilidad de las rocas en la región.
- Las regulaciones ambientales que rigen la extracción de ciertos materiales.
- Las consideraciones económicas relacionadas con el transporte y procesamiento del material.

Debido a estos factores, no existe una especificación universal para las propiedades del balasto, lo que lleva a que se utilice una amplia variedad de materiales como balasto en todo el mundo.

En México, existe el *Manual de Calidad para Materiales en la Sección Estructural de Vías Férreas* elaborado por el Instituto Mexicano del Transporte (IMT), el cual distingue tres tipos de vías:

1. Vías Férreas Tipo I: Son las vías que soportarán el paso de cargas superiores a los 30 millones de toneladas netas/año. Serán incluidas aquí las vías electrificadas.
2. Vías Férreas Tipo II: Son las vías que soportarán el paso de cargas entre 10 millones y 30 millones de toneladas netas/año.
3. Vías Férreas Tipo III: Son las vías que soportarán el paso de cargas inferiores a los 10 millones de toneladas netas/año.

El manual también establece que el uso de materiales para la subestructura en los tres tipos de vías mencionados previamente requiere ajustar la calidad de los materiales de acuerdo con tres niveles definidos: calidad Deseable (óptima), calidad Adecuada (intermedia) y calidad Tolerable (mínima recomendada).

Una vez definido el tipo de vía, el manual recomienda valores de las propiedades de los materiales a utilizar, así como datos de espesor para cada una de las capas que conforman la subestructura de acuerdo con la calidad esperada.

### **I.III.II. Preparación de los elementos de la superestructura**

Las especificaciones de las propiedades geométricas y mecánicas de los elementos de la superestructura se describen en diversos manuales de diseño de vías. AREMA (American Railway Engineering and Maintenance of Way Association), por ejemplo, proporciona recomendaciones para estos elementos. No obstante, la normativa que determinará estas especificaciones depende de la ubicación del proyecto, el tipo de proyecto que se desee desarrollar y el capital disponible para su realización. Otro aspecto por considerar es el tipo de vía que se pretende implementar (vía elástica o vía rígida), ya que esto influirá en el tipo de uniones que se utilizarán en los rieles.

La infraestructura ferroviaria es costosa, lo cual limita las propiedades de sus elementos. Componentes como los rieles y los durmientes pueden ser reciclados en algunos tramos para economizar la infraestructura.

### **I.III.III. Colocación de la subestructura y superestructura**

Procedimientos previos:

1. Antes de recibir el material de las capas de la vía, se debe preparar la cama de la vía ampliando el corte de acuerdo con la sección reglamentaria.
2. Se quitará todo el material que no cumpla con las condiciones, antes de distribuir el material de las capas de la vía.

### *Primer extendido de balasto y subbalasto*

Se realiza mediante una extendedora, la cual distribuye el balasto de manera uniforme, creando surcos en los centros de vía donde serán colocados los durmientes. En caso de no contar con extendedora, este paso se puede realizar con motoniveladoras. Sin embargo, se requiere de mayor cuidado y precisión. Tanto la extendedora como la motoniveladora se alimentan mediante camiones que van desde la zona de acopio hacia el final del tramo para evitar que las máquinas pasen por el balasto ya colocado.

### *Montaje de la vía auxiliar*

Para el montaje de la vía definitiva, es necesario colocar una vía auxiliar que servirá para el tren carrilero y para la colocación de los durmientes. Generalmente está constituida por durmientes de madera y rieles más ligeros que los de la vía definitiva. Una vez colocada la vía auxiliar, mediante el tren carrilero se colocan los rieles de la vía definitiva a los lados de la vía auxiliar.

### *Posicionamiento de durmientes*

Se posicionan las durmientes a la vía definitiva mediante un vaicar, una retroexcavadora de cadena o mediante pórticos que se colocan sobre los rieles. Una vez posicionados los durmientes, ya no es necesaria la vía auxiliar, por lo que se procede a levantarla y colocarla más adelante para continuar con la vía.

### *Levante, posicionado y apriete de los rieles*

A través de una posicionadora se levantan los rieles sobre los durmientes y se colocan las sujeciones entre ambos. El apriete del riel se realiza mediante una clavadora habitualmente hidráulica o mecánica autopropulsada, como la que se observa en la Figura 7.



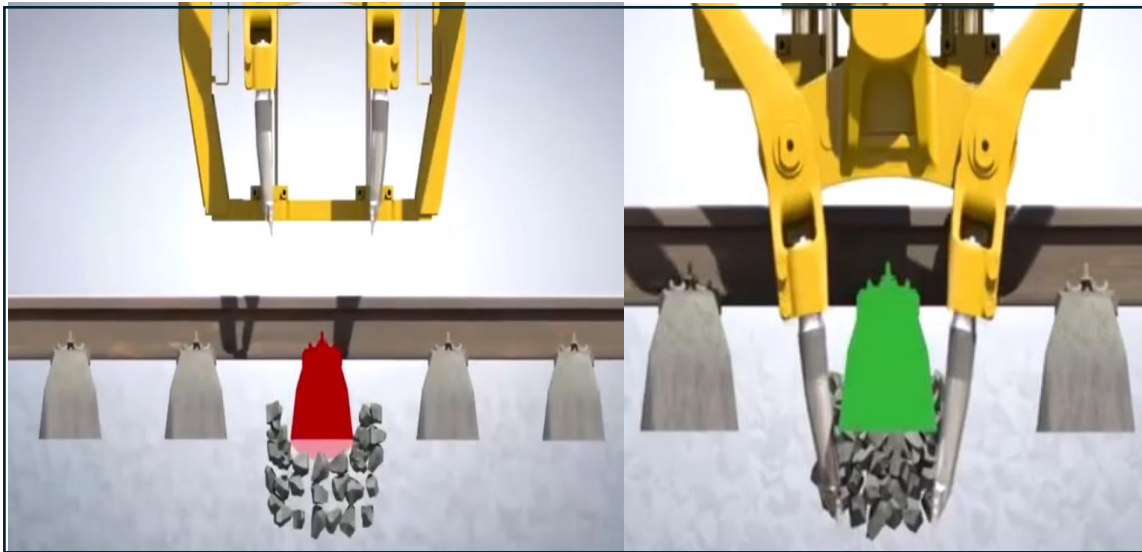
*Figura 7. Posicionadora de rieles. (Robel, 2013)*

### *Segundo extendido de balasto*

Ya que la vía está bien montada y ajustada, se coloca la segunda capa de balasto, se realiza mediante tolvas abiertas que descargan por fondo mediante rampilla con regla de nivel.

### *Primera nivelación de vía*

También conocido como bateo (Figura 8), el cual consiste en levantar la vía, introducir los bates y vibrar con el fin de crear un apoyo estable compactando el balasto que se encuentra en la parte inferior de los durmientes. La nivelación de la vía se realiza longitudinal y transversalmente.



*Figura 8. Bateo. (MAPERCON, 2020)*

### *Primera estabilización dinámica*

Consiste en un proceso de vibrado superficial el cual ayuda a que la vía aumente su durabilidad. Simula mediante vibraciones que han pasado sobre la vía una gran cantidad de toneladas.

### *Unión de los rieles*

Como se mencionó anteriormente, existen dos métodos para unir los rieles, por medio de uniones atornilladas (juntas de rieles) y por medio de soldadura.

Las juntas de rieles son barras metálicas que se conectan en los extremos de dos rieles para unirlos. Una barra de unión de buena calidad puede reducir en gran medida el impacto de las cargas y aumentar la continuidad y la estabilidad del tren al pasar por las secciones de unión.

Las juntas de rieles (Figura 9) se pueden clasificar en juntas de rieles atornilladas, juntas de rieles comprometidas y juntas de rieles aisladas (AGICO, 2024). Las uniones de riel atornilladas son principalmente utilizadas en vías de transporte liviano y de baja velocidad; las uniones de riel de

compromiso son utilizadas en casos donde se conectan dos rieles de diferentes tamaños y; las juntas de riel aisladas son juntas hechas con material termoendurecible de alta resistencia, son ampliamente utilizadas en ferrocarriles de carga.



*Figura 9. Juntas de riel. (AGICO, 2024)*

Se pueden realizar dos tipos de soldadura sobre los rieles; la soldadura aluminotérmica se realiza mediante un molde refractario que se coloca en los extremos de los rieles a unir, posteriormente se coloca sobre el molde hierro fundido a 2000 °C; la soldadura eléctrica a tope por chisporroteo es un proceso más complejo pero que garantiza las mejores condiciones metalúrgicas en la unión soldada.

#### *Segunda estabilización dinámica*

Se repiten los pasos de la primera estabilización dinámica. También en este paso se retira el balasto que sobra en la superficie de los durmientes y se coloca en las zonas donde sea escaso.

#### *Segunda nivelación y tercera estabilización dinámica*

Se repiten las operaciones anteriores. En esta fase es necesario comprobar los parámetros de la vía como la alineación y el ancho.

#### *Liberación de tensiones*

Es necesario evitar el desplazamiento longitudinal de los rieles causado por la expansión y contracción debido a los cambios de temperatura, así como por las tensiones generadas en los puntos de apriete o soldadura. Estas tensiones pueden provocar deformaciones como el pandeo o el serpenteo del riel debido al exceso de compresión en ciertos puntos.

Para prevenir estos problemas, se mide la temperatura de los rieles en distintas horas del día durante un período determinado. Con base en los resultados obtenidos, se realiza la liberación de tensiones para equilibrar las fuerzas y mantener la estabilidad de los rieles. La liberación de tensiones se puede realizar de las siguientes maneras:

- Por tracción del carril: se realiza mediante tensores que se colocan en los extremos y se aplican las tensiones necesarias, una vez obtenidas las tensiones deseadas, se fijan las sujeciones de vía.
- Por calentamiento solar: se espera a que el carril se contraiga con la acción del sol hasta alcanzar la temperatura deseada y posteriormente se fijan las sujeciones.
- Por calentamiento artificial: este método sólo se realiza en casos imprescindibles ya que es más costoso.

#### *Amolado de los rieles*

Con ayuda de una esmeriladora, se eliminan los desperfectos de la soldadura puliendo la superficie, las puntas y las juntas.

#### *Perfilado, lavado de vía y comprobación final*

El perfilado es el mismo proceso que antes se mencionó, posteriormente se procede al lavado de la vía para eliminar suciedad, finos o cualquier capa de grasa que podría existir en la vía durante el proceso constructivo. La comprobación consiste en auscultación dinámica y geométrica de vía mediante un tren laboratorio.

## **I.IV. Problemas principales de las vías férreas**

### **I.IV.I. Contaminación del balasto**

La contaminación del balasto se refiere al relleno de los huecos entre las partículas de la capa de balasto. Una de las razones de la contaminación del balasto es debido a la rotura de las partículas del balasto ocasionado por las altas concentraciones de esfuerzos en los bordes y esquinas, generando finos. Esto reduce la angularidad y el ángulo de fricción interna del balasto (por lo tanto, la resistencia al corte). De acuerdo con estudios realizados en campo y de laboratorio, la descomposición del balasto es la razón principal de la contaminación de la vía (Indraratna et al., 2024).

Otras razones de la contaminación del balasto son debido al polvo del entorno o a la intrusión de los finos provenientes de la subrasante. La Figura 10 ilustra una vía con balasto contaminado.

La reducción del ángulo de fricción aumenta el asentamiento de la vía. En casos severos, el balasto contaminado debe reemplazarse o limpiarse para mantener la rigidez deseada de la vía, la capacidad de carga, la alineación y el nivel de seguridad.



*Figura 10. Balasto contaminado. (Wan et al., 2022)*

### **I.IV.II. Drenaje deficiente**

La generación de finos en la capa de balasto, disminuyen el volumen de vacíos y retienen humedad, como se observa en la Figura 11. A medida que el balasto pierde los poros, pierde la capacidad de drenar la superestructura de la vía. El exceso de agua en la subestructura genera un costo significativo de mantenimiento de la vía. Esta condición conducirá a una reducción de la estabilidad de la vía y a un deterioro continuo de los componentes de la vía a lo largo del tiempo.



*Figura 11. Encharcamiento de agua en el balasto a lo largo de un tramo de vía. (Australian Transport Safety Bureau, 2012)*

### I.IV.III. Erosión hidráulica de balasto y durmientes

Tanto el desgaste de los durmientes como el desgaste del balasto están asociados a los altos gradientes hidráulicos causados por el agua acumulada mezclada con los finos. Este problema es más común en balastos de roca caliza (Indraratna et al., 2024) debido a que es un material que tiende a desgastarse más rápidamente que otros materiales, además de que las partículas de esta piedra se adhieren a los durmientes y obstruyen el drenaje en esas zonas.

La carga y la velocidad de los trenes provocan que exista una alta presión hidráulica por debajo de los durmientes, este exceso de presión se disipa lanzando un chorro hacia los lados y hacia arriba desde debajo de los durmientes, como se observa en la Figura 12. Una mayor carga de tráfico induce una mayor presión de agua.



Figura 12. Efecto de bombeo de lodo de finos en los durmientes y balasto. (Wan et al., 2022)

### I.IV.IV. Pandeo lateral

La estabilidad lateral de la vía es una de las consideraciones más importantes para tener vías seguras y fiables. El pandeo de las vías es uno de los problemas a los que más atención se debe de poner debido a que es una de las razones principales del descarrilamiento de los trenes (Indraratna et al., 2024).

Los principales componentes que dan soporte ante el pandeo son el balasto (65%), los durmientes (25%) y los sujetadores del riel (10%). El balasto ayuda a mantener la resistencia lateral de la vía y la contaminación de este tiene un impacto negativo sobre la resistencia.

Cuando el balasto degradado no puede proporcionar suficiente confinamiento lateral para mantener la estabilidad de la vía, la vía soldada continua se dobla y forma grandes desalineaciones laterales (Figura 13).

Con el fin de reducir los costos de mantenimiento derivados de los problemas mencionados anteriormente, es fundamental comprender adecuadamente cómo el balasto cumple sus funciones. Se requiere un análisis detallado del papel exacto de los parámetros geotécnicos que influyen en su rendimiento. En el pasado, se han llevado a cabo numerosos esfuerzos para comprender el comportamiento ingenieril del balasto ferroviario, tanto a través de pruebas de laboratorio como de experimentos de campo. Esta tarea ha sido y sigue siendo desafiante debido a la variedad de factores físicos que afectan el comportamiento del balasto, como la mineralogía de las partículas, el tamaño y la forma del grano, la distribución del tamaño de las partículas, la porosidad y la humedad. Además, hay variables difíciles de medir, como los efectos de la meteorización y el ataque químico.



*Figura 13. Pandeo lateral en una vía de Sarmiento, Argentina. (Crónica Ferroviaria, 2024)*

## II. Estado del Arte

### II.I. Tipos de pruebas para definir los materiales de las capas de la vía

Es crucial disponer de información precisa sobre los materiales que componen las capas de la vía para tomar decisiones más fundamentadas al seleccionarlos. Para este propósito, se llevan a cabo pruebas que caracterizan los materiales.

#### II.I.I. Pruebas índice

##### *Límites de consistencia*

Los límites de consistencia son los contenidos de agua a los cuales un suelo pasa de un estado a otro.

- Límite líquido (LL): Es el contenido de agua a partir del cual el suelo pasa del estado plástico al estado líquido. En este punto, el suelo se comporta como un líquido viscoso y puede fluir fácilmente.
- Límite plástico (LP): Es el contenido de agua a partir del cual el suelo pasa del estado semisólido al estado plástico. Por debajo de este límite, el suelo se vuelve quebradizo y no puede ser moldeado sin agrietarse.
- Índice de Plasticidad (IP): Es la diferencia entre el límite líquido y el límite plástico.

##### Determinación del Límite Líquido (LL)

- Método de la Copa de Casagrande: Es el método más común. Se coloca una muestra de suelo pastosa en una copa de Casagrande y se corta una ranura en el medio. La copa se golpea repetidamente contra una base dura hasta que la ranura se cierra. El número de golpes necesarios para cerrar la ranura se registra, y se realiza una gráfica del contenido de agua contra el número de golpes para determinar el límite líquido.
- Método del Cono de Penetración: Este método implica usar un cono estándar para penetrar una muestra de suelo en una taza. El contenido de agua correspondiente a una penetración de 20 mm se define como el límite líquido.

## Determinación del Límite Plástico (LP)

- Método de Rolado: Consiste en tomar una muestra de suelo y amasarla hasta formar una bolita que luego se rueda sobre una superficie lisa hasta formar un filamento delgado. El límite plástico se determina cuando el suelo se rompe en fragmentos de aproximadamente 3 mm de diámetro al ser rodado hasta un diámetro de 3 mm.

Como se mencionó anteriormente, el IMT establece los valores recomendados para los parámetros de los materiales que componen las distintas capas de la vía. A continuación, en la Tabla 1, se presentan los valores recomendados de los límites de consistencia.

*Tabla 1. Valores de límites de consistencia recomendados por el IMT.*

Capa	Límite Líquido (LL) [%]			Índice Plástico (IP) [%]		
Calidad	Deseable	Adecuada	Tolerable	Deseable	Adecuada	Tolerable
Terraplén	40 máx	50 máx	60 máx	15 máx	20 máx	25 máx
Subrasante	30 máx	40 máx	50 máx	10 máx	20 máx	25 máx
Subbalasto	25 máx	30 máx	-	6 máx	10 máx	-

## *Granulometría*

La prueba de granulometría es un procedimiento fundamental para determinar la distribución del tamaño de las partículas en un suelo o material granular. El primer paso en la prueba de granulometría consiste en la recolección y preparación de la muestra. Se toma una muestra representativa del material que se va a analizar y se seca en un horno a una temperatura constante, normalmente a  $110^{\circ}\text{C} \pm 5^{\circ}\text{C}$ , hasta que alcance un peso constante. Este secado es importante para eliminar cualquier humedad que pueda afectar los resultados. Posteriormente, la muestra seca se desmenuza para separar las partículas adheridas, sin romper los granos.

Una vez preparada la muestra, se procede a realizar el tamizado. Primero, se selecciona una serie de tamices con diferentes tamaños de malla, dispuestos de mayor a menor abertura, y se apilan en orden con el tamiz de mayor abertura en la parte superior. La muestra se coloca en el tamiz superior y se somete a una operación de tamizado, ya sea manualmente o utilizando una máquina tamizadora. Este proceso, que suele durar entre 10 y 15 minutos, asegura que las partículas pasen completamente a través de los tamices.

Después del tamizado, cada tamiz se pesa con la fracción de material retenida en él, y se pesa también el material que ha pasado por el tamiz más pequeño, recolectado en la bandeja inferior. Con estos datos, se calcula el porcentaje de material retenido en cada tamiz en relación con el peso total de la muestra, así como

el porcentaje acumulado de material que pasa a través de cada tamiz. Los resultados se representan gráficamente en una curva granulométrica, donde el eje horizontal muestra el tamaño de las partículas y el eje vertical el porcentaje que pasa a través de cada tamiz.

Finalmente, la curva granulométrica permite obtener valores importantes como el diámetro efectivo (D10), el coeficiente de uniformidad (Cu) y el coeficiente de gradación (Cc), los cuales son fundamentales para clasificar el suelo según normas establecidas, como el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS) o la norma AASHTO. Esta clasificación es esencial para determinar la idoneidad del suelo en diversas aplicaciones de ingeniería civil, como la construcción de carreteras, presas y cimientos.

A continuación, en la Tabla 2, se muestran los porcentajes de finos recomendados por el IMT. En la Tabla 3 y la Figura 15 se presentan las zonas granulométricas sugeridas para el subbalasto, mientras que la Figura 14 muestra las zonas granulométricas recomendadas para el balasto.

Tabla 2. Porcentaje de finos recomendado por el IMT.

Capa	Finos [%]		
Calidad	Deseable	Adecuada	Tolerable
Terraplén	30 máx	40 máx	40 máx
Subrasante	20 máx	25 máx	30 máx
Subbalasto	15 máx	25 máx	-
Balasto	0	5 máx	-

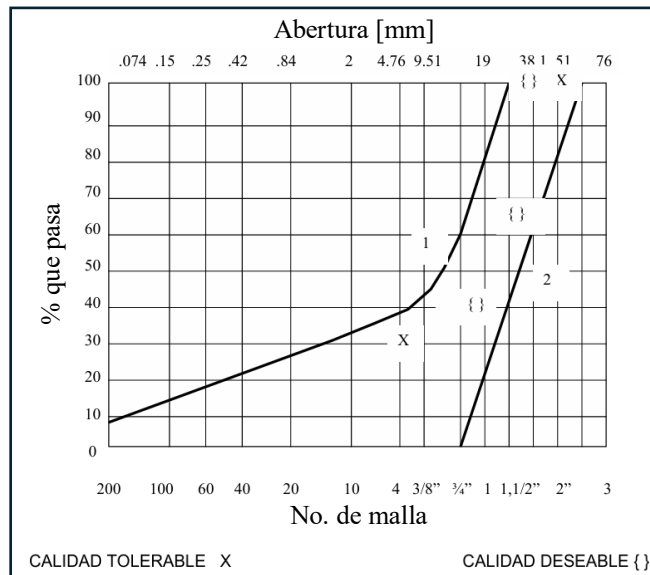


Figura 14. Zona granulométrica del balasto recomendada por el IMT.

Tabla 3. Zonas granulométricas del subbalasto recomendadas por el IMT.

Capa	Zona granulométrica	
Calidad	Deseable	Adecuada
Subbalasto	1 y 2	1 a 3

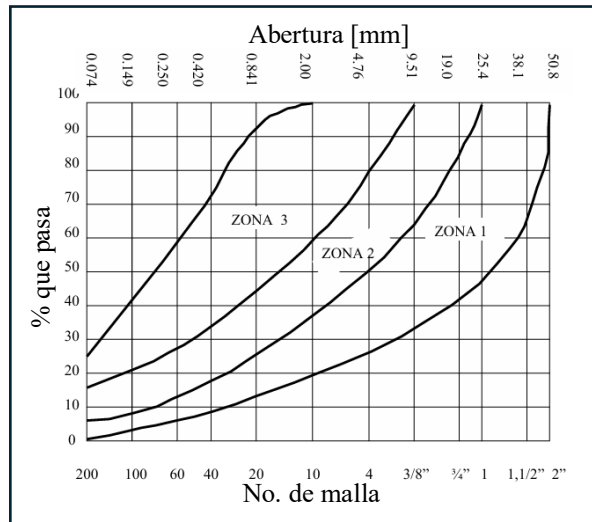


Figura 15. Zonas granulométricas recomendadas para el subbalasto por el IMT. (Instituto Mexicano del Transporte, 1991)

### Contenido natural de agua

Esta prueba revela el contenido de agua en las muestras de suelo, generalmente llevada a cabo mediante secado al horno.

### Peso volumétrico

Describe la relación entre el volumen ocupado por una muestra de suelo y su peso.

$$\gamma = \frac{W}{V} \quad (1)$$

En la Tabla 4 se presentan los valores de peso volumétrico recomendados por el IMT.

Tabla 4. Peso volumétrico recomendado por el IMT.

Capa	Peso volumétrico [kg/m <sup>3</sup> ]	
Calidad	<b>Deseable</b>	<b>Adecuada</b>
Subrasante	1600 mín	1600 mín
Subbalasto	1700 mín	1700 mín
Balasto	1800 mín	1800 mín

## II.I.II. Pruebas mecánicas

### *Ensayo de relación de soporte de California (CBR)*

Es una prueba de laboratorio que se utiliza para determinar la capacidad de soporte de un suelo, es decir, su resistencia a la penetración. Este valor se obtiene de la relación entre la presión aplicada en el ensayo y la aplicada en una muestra de referencia, para una profundidad de penetración determinada.

El procedimiento de la prueba de C.B.R. (Figura 16) comienza con la preparación de una muestra de suelo, la cual puede ser extraída directamente del terreno o preparada en laboratorio. La muestra se compacta dentro de un molde cilíndrico según una densidad y humedad específicas, replicando las condiciones del suelo en campo. Es común que se realice la prueba tanto en muestras no saturadas como en muestras saturadas, para simular diferentes condiciones de humedad en el terreno.

Una vez que la muestra está preparada, se sumerge en agua durante un período de 4 días para saturarla completamente, si se desea evaluar la condición más crítica del suelo. Posteriormente, la muestra se coloca bajo un pistón de carga, y se aplica una carga mediante una prensa mecánica. La carga se incrementa gradualmente mientras se registra la penetración del pistón en la muestra. Generalmente, se miden las resistencias a penetraciones de 2.5 mm y 5 mm, y se utiliza el valor más alto para el cálculo del C.B.R.

El valor de C.B.R. se calcula como el porcentaje entre la carga aplicada para alcanzar una penetración específica en la muestra y la carga estándar requerida para alcanzar la misma penetración en un material de referencia (generalmente piedra triturada). Este valor se expresa como un porcentaje, donde un valor más alto indica una mayor capacidad de soporte del suelo.

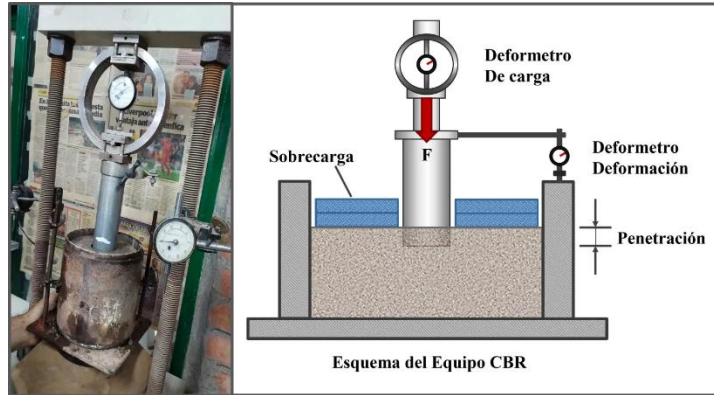


Figura 16. Prueba de C.B.R. (Osorio, 2024)

En la Tabla 5 se presentan los valores de C.B.R. recomendados por el IMT para las diferentes capas de la vía.

Tabla 5. Valores de C.B.R. recomendados por el IMT.

Capa	C.B.R. [%]		
	<b>Deseable</b>	<b>Adecuada</b>	<b>Tolerable</b>
Terraplén	10 mín	10 mín	5 mín
Subrasante	30 mín	20 mín	15 mín
Subbalasto	40 mín	30 mín	-

### Pruebas de placa

La prueba de placa es una prueba de campo, como se observa en la Figura 17, que sirve para obtener los módulos de compresibilidad ( $E_{v1}$  y  $E_{v2}$ ) y reacción ( $K$ ). Este procedimiento permite determinar la capacidad portante y el comportamiento de asentamiento del suelo bajo cargas aplicadas. Esta información es fundamental para diseño adecuado de cimientos, caminos y vías férreas, asegurando su estabilidad y seguridad a largo plazo.

El procedimiento consiste en colocar un equipo hidráulico sobre una placa rígida de acero, generalmente circular o cuadrada con un diámetro o lado típico de 30 cm y 76 cm. Se aplican cargas de manera incremental, generalmente en pasos equivalentes a un cuarto o un quinto de la carga máxima prevista y por medio de dispositivos de medición se registran los asentamientos para cada carga incremental. Una vez que el suelo alcanza la carga máxima, se reduce la carga en pasos similares y se mide el asentamiento de recuperación en cada paso.

La curva carga – asentamiento que se genera, permite calcular parámetros relevantes para conocer la capacidad portante del suelo.



Figura 17. Prueba de placa. (Admin, 2023)

#### *Prueba triaxial monotónica*

Una prueba para medir el comportamiento de degradación del balasto es la prueba triaxial monotónica que se ilustra en la Figura 18, en la cual se realizan pruebas de consolidación drenada (CD) en varios especímenes.

La Universidad de Wollongong diseñó y fabricó instrumentos específicos para llevar a cabo pruebas triaxiales a gran escala, manteniendo el tamaño de grano del balasto. Esto se debe a que el diámetro convencional del cilindro utilizado en las pruebas triaxiales es de 37-50 mm, mientras que el tamaño típico de los agregados en la capa del balasto y subbalasto promedia alrededor de 63 mm. Dado que el tamaño de grano es una característica que influye en la resistencia del balasto, era crucial adaptar los instrumentos de prueba para reflejar fielmente estas condiciones.

Los aparatos de gran escala tienen dimensiones de 300 mm diámetro y altura de 600 mm. Los componentes principales de este aparato son:

- Cámara cilíndrica triaxial
- Unidad de carga axial
- Unidad de control de presión de celda en combinación de presión de aire y agua.
- Sistema de medición de presión de celda y presión de poro.
- Dispositivo de medición de deformación axial.
- Aparato de medición de cambio volumétrico.

El cambio de volumen de una muestra durante la consolidación drenada y el cortante, se mide mediante un pistón situado dentro de una pequeña cámara cilíndrica conectada a la cámara principal, en la que el pistón se mueve hacia arriba o abajo en función del aumento o disminución del volumen. La combinación del aire y el agua se utiliza para aplicar el esfuerzo de confinamiento, mientras que la carga vertical se aplica a través de una bomba conectada a un equipo de carga hidráulica.



Figura 18. Aparato de prueba triaxial a gran escala. (Indraratna et al., 2024)

### II.I.III. Pruebas de resistencia al desgaste

#### *Prueba de Abrasión Los Ángeles*

La prueba de abrasión de Los Ángeles en agregados evalúa la tenacidad del agregado y su resistencia a la abrasión, incluyendo el aplastamiento, la degradación y la desintegración. Esta prueba se realiza siguiendo los estándares AASHTO T 96 o ASTM C 131, que describen el método para determinar la resistencia a la degradación de agregados gruesos de pequeño tamaño mediante abrasión e impacto en la máquina de Los Ángeles.

El principio de la prueba de abrasión de Los Ángeles consiste en generar una acción abrasiva mediante el uso de bolas de acero estándar, que al mezclarse con los agregados y girar en un tambor durante un número específico de revoluciones, también causan impacto en los agregados. Se calcula el porcentaje de desgaste de los agregados debido al roce con las bolas de acero, y este valor se conoce como Valor de Abrasión de Los Ángeles. La Figura 19 muestra la configuración del equipo de la prueba de Los Ángeles.

El IMT, recomienda valores de desgaste de Los Ángeles para la capa de balasto: para una calidad deseable debe de ser del 30% máximo y para una calidad adecuada del 40% máximo.

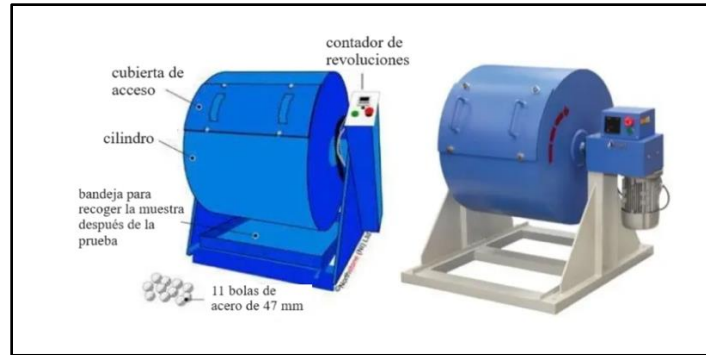


Figura 19. Configuración del equipo de la prueba de Los Ángeles. (Bala, 2023)

### Prueba de fractura de un solo grano

Las pruebas de resistencia al aplastamiento de las partículas individuales es un parámetro clave que rige la degradación del balasto. Para evaluar las características de resistencia al aplastamiento, se realizan pruebas de trituración de un solo grano en varios tamaños de partícula.

Esta prueba se realiza colocando un grano entre las placas inferior y superior de una máquina de compresión, como se observa en la Figura 20. Se mide el diámetro inicial de la partícula ( $d$ ), la carga máxima a la que se fracturó la partícula ( $F_f$ ) y la resistencia a la tracción correspondiente que se calcula mediante la Ecuación 2:

$$s_f = \frac{F_f}{d^2} \quad (2)$$

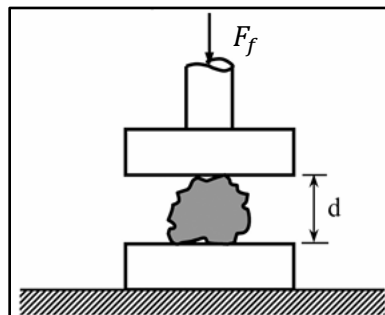


Figura 20. Esquema de la prueba de fractura de un sólo grano. (Indraratna et al., 2024)

## II.IV. Pruebas de durabilidad

Las pruebas de durabilidad son fundamentales para garantizar la longevidad y el rendimiento de las vías férreas. Estos procedimientos permiten evaluar la resistencia de los materiales a diversos factores de

deterioro que pueden afectar su desempeño a largo plazo. Las pruebas de desgaste mencionadas anteriormente son un ejemplo de pruebas de durabilidad.

### Pruebas de corrosión

Evalúan la resistencia de los materiales a la corrosión causada por la humedad, los productos químicos y otros agentes ambientales. Estas pruebas se realizan principalmente en los materiales de acero como los rieles y los pernos de sujeción.

## II.I.V. Pruebas de comportamiento dinámico

Este tipo de pruebas se llevan a cabo para estudiar la respuesta al esfuerzo del balasto durante varios ciclos de carga, y también para examinar cómo evoluciona la respuesta esfuerzo-deformación durante el curso de la carga cíclica.

Se pueden distinguir tres grupos de pruebas de laboratorio para determinar las propiedades dinámicas de los suelos:

1. Métodos de transmisión de onda que involucran mediciones por medio de pulsos o algún otro tipo de excitación.
2. Pruebas de torsión o resonancia.
3. Pruebas cíclicas: están basadas en la relación esfuerzo-deformación y se realizan a cargas o desplazamientos controlados. Algunos ejemplos son: ensayo triaxial cíclico, ensayo de corte simple cíclico y el ensayo en mesa vibratoria.

La Figura 21 muestra los ensayos que se realizan para cada Tipo de excitación.

Tipo de excitación	Ensayo	Distorsión angular, $\gamma$ (%)								
		$10^{-6}$	$10^{-5}$	$10^{-4}$	$10^{-3}$	$10^{-2}$	$10^{-1}$	$10^0$	$10^1$	
Transmisión de ondas	Cristales piezoeléctricos									
	Elementos laminares	↔								
	Laser pulsado									
Torsión	Columna resonante		↔							
	Columna torsionante									
Carga repetida	Triaxial cíclica				↔					
	Corte simple cíclico									

Figura 21. Pruebas de laboratorio para determinar parámetros dinámicos en suelos (Flores y Romo, 2005).

### Pruebas triaxiales cíclicas (Equipo triaxial prismoidal)

La Universidad de Wollongong diseñó y construyó un aparato triaxial prismoidal (Figura 22) para investigar la respuesta del balasto de una vía ante cargas cíclicas. El equipo triaxial prismoidal, puede acomodar

muestras de 800 mm de largo, 600 mm de ancho y 600 mm de alto y en él se pueden aplicar tres esfuerzos en diferentes direcciones.

Incluye un sistema de bisagras y rodamiento que permite que las paredes verticales se muevan lateralmente para que de esta manera la muestra sea libre de deformarse lateralmente ante carga vertical cíclica y presiones laterales. Este diseño particular de la cámara simula correctamente las condiciones reales de la vía.

La carga vertical cíclica ( $\sigma_1$ ) es proporcionada por un servo-actuador hidráulico y la carga es transmitida al balasto a través de un ariete de acero de 100 mm de diámetro y un arreglo de riel-durmiente. Los esfuerzos  $\sigma_2$  y  $\sigma_3$  se aplican mediante máquinas hidráulicas y se miden por un conjunto de células de carga.

El asentamiento de los durmientes y las deformaciones laterales de las paredes verticales se pueden medir con 18 potenciómetros electrónicos. Dos celdas de presión, una debajo del durmiente y otra en la interfaz balasto-ariete podrían colocarse dentro de la cámara para controlar los esfuerzos del balasto. Para obtener datos de alta calidad en tiempo real, todas las células de carga, células de presión y los potenciómetros electrónicos deben estar conectados a un registrador de datos y ser compatibles con un ordenador host. Este equipo totalmente instrumentado puede medir con precisión todas las cargas verticales y laterales y las deformaciones asociadas.

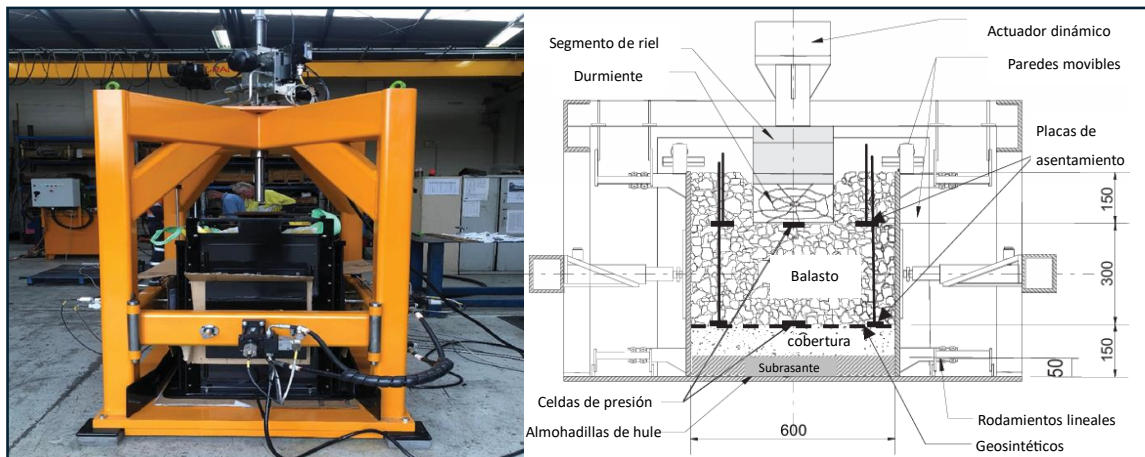


Figura 22. Cámara triaxial prismoidal. (Indraratna et al., 2024)

### *Ensayo de columna resonante*

El equipo de columna resonante es muy utilizado hoy en día debido a la relativa facilidad del ensayo y a la habilidad de desarrollar un rango de pequeñas ( $\gamma < 10^{-4} \%$ ) a medianas ( $\gamma < 10^{-1} \%$ ) deformaciones.

El ensayo consiste en someter un espécimen cilíndrico (hueco o sólido) de suelo a un estado de vibración forzada torsional sobre la parte superior de la muestra, producida por un sistema electromagnético en un

rango de frecuencias predeterminado. La amplitud de deformación de la muestra se mide hasta que se encuentra la frecuencia para la cuál dicha amplitud se maximiza, a esta frecuencia se le conoce como resonancia. A partir de los datos obtenidos de la frecuencia de resonancia,  $f_0$ , de la geometría del espécimen y de las características del equipo, se pueden determinar el módulo de rigidez al cortante (G), el amortiguamiento (D) y la distorsión angular ( $\gamma$ ). La Figura 23 muestra este ensayo.

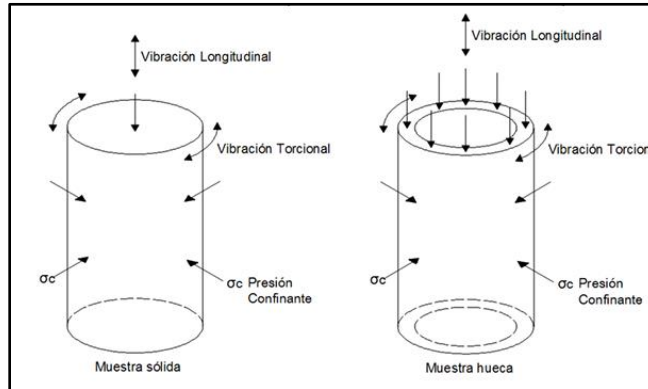


Figura 23. Ensayo de columna resonante. (Candela Rozo & Clevel Noriega, 2020)

## II.II. Métodos de análisis de vías férreas

Los métodos más utilizados para el diseño de la subestructura de vías férreas se basan en el nivel de esfuerzos en la interfaz durmiente-balasto y en la subrasante. Otros métodos se basan en el diseño del espesor de las capas de la vía.

Por otra parte, también se han realizado estudios del comportamiento del asentamiento del balasto bajo ciclos de carga.

### II.II.I. Determinación de la carga vertical de la rueda

#### *Método de AREA*

Li y Selig propusieron la siguiente expresión de la carga de diseño de la rueda basada en recomendaciones por American Railway Engineering Association (AREA):

$$P_d = \phi P_s \quad (3)$$

donde:

$P_d$ : carga de diseño de la rueda considerando los efectos dinámicos, en [kN].

$P_s$ : carga de la rueda estática, en [kN].

$\phi$ : factor de impacto, adimensional.

$$\phi = 1 + \frac{0.0052V}{D_w} \quad (4)$$

donde:

$D_w$ : diámetro de la rueda, en [m].

$V$ : velocidad del tren, en [km/h].

#### *Método de ORE*

Un método para determinar el factor de impacto fue determinado por la ORE (Office of Research and Experiments) de la Unión Internacional de Ferrocarriles (International Union of Railways). Dicho factor de impacto está definido en términos de coeficientes de velocidad como se muestra en la siguiente ecuación:

$$\phi = 1 + \alpha' + \beta' + \gamma' \quad (5)$$

El coeficiente  $\alpha'$  depende de las irregularidades de la vía, la suspensión del vehículo y la velocidad del vehículo.

$$\alpha' = 0.04 \left( \frac{V}{100} \right)^3 \quad (6)$$

Donde  $V$  es la velocidad del vehículo en [km/h].

El coeficiente  $\beta'$  toma en cuenta el desplazamiento de la carga de la rueda y se calcula por la Ecuación 7.1 o 7.2.

$$\beta' = \frac{2dh}{G_h^2} \quad (7.1)$$

$$\beta' = \frac{V^2(2h + c)}{127Rg} - \frac{2ch}{G_h^2} \quad (7.2)$$

donde:

$G_h$ : distancia horizontal entre los ejes de los rieles, en [m].

$h$ : distancia vertical desde la parte superior del riel hasta el centro de masa del vehículo, en [m].

$d$ : deficiencia del peralte, en [m].

$c$ : peralte, en [m].

$g$ : aceleración de la gravedad, en  $[m/s^2]$ .

$R$ : radio de curvatura, en  $[m]$ .

$V$ : velocidad del vehículo, en  $[km/h]$ .

El coeficiente  $\gamma'$  depende de la velocidad del vehículo, el estado de la vía, el diseño del vehículo y el estado de mantenimiento de las locomotoras. Se encontró que este coeficiente aumenta con la velocidad y se puede aproximar con la siguiente expresión:

$$\gamma' = 0.10 + 0.17 \left( \frac{V}{100} \right)^3 \quad (8)$$

### II.II.II. Esfuerzo vertical en la interfaz durmiente-balasto

Shenton (1975) estudió la distribución de los esfuerzos en la zona de contacto del durmiente y el balasto en vías reales (Figura 24). En este estudio descubrió que, debido al tamaño típico del balasto (25 a 50 mm) y el ancho típico de un durmiente (250 mm), el número de partículas involucradas en el soporte directo del durmiente era muy pequeño. Estimó que el durmiente sólo puede ser apoyado por 100-200 puntos de contacto.

A efectos de diseño, se supone generalmente que el esfuerzo de contacto promedio entre el durmiente y el balasto es uniforme y simplificado por la siguiente expresión:

$$\sigma_{max} = \left( \frac{q_r}{BL} \right) F_2 \quad (9)$$

Donde:

$\sigma_{max}$ : esfuerzo de contacto promedio.

$q_r$ : carga máxima de asiento del riel.

$B$ : ancho del durmiente.

$L$ : longitud efectiva del durmiente que soporta la carga  $q_r$ .

$F_2$ : factor que depende del tipo de durmiente y el mantenimiento de la vía.

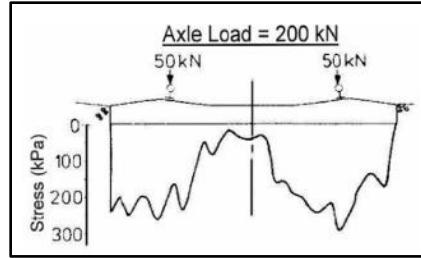


Figura 24. Mediciones del esfuerzo de contacto del durmiente-balasto, realizadas por los Ferrocarriles Británicos. (Indraratna et al., 2024)

### Ferrocarriles Japoneses

Las normas de los Ferrocarriles Japoneses establecen un esfuerzo de contacto similar, mediante la siguiente expresión:

$$\sigma_{max} = \left( \frac{q_r}{2aB} \right) F_2 \quad (10)$$

Donde  $a$  es la distancia entre el centro de la cabeza de riel y el borde del riel, como se observa en la Figura 25.

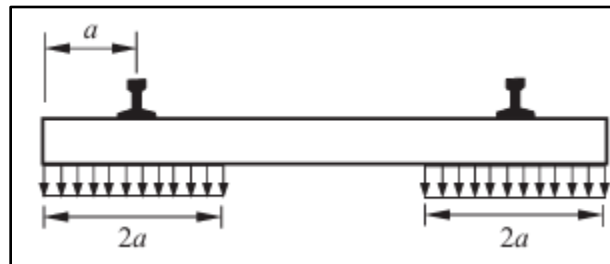


Figura 25. Carga de transferencia del durmiente-balasto estimada por las normas japonesas. (Indraratna et al., 2024)

### AREMA (2010)

El esfuerzo bajo el durmiente se calcula mediante la siguiente expresión:

$$\sigma_{max} = ABP = \frac{(2P) \left[ 1 + \frac{IF}{100} \right] \left( \frac{DF}{100} \right)}{A} \quad (11)$$

Donde:

$P$ : carga por rueda, en [lb].

$IF$ : factor de impacto, en porcentaje.

$DF$ : factor de distribución, en porcentaje.

$A$ : área del durmiente, en [in].

$$IF = \frac{33V}{100D} \quad (12)$$

Donde:

$V$ : velocidad, en [mph].

$D$ : diámetro de la rueda, en [in].

El factor de distribución se obtiene con base en la separación centro a centro de los durmientes y la gráfica presentada por AREMA, (2010) en la Figura 26.

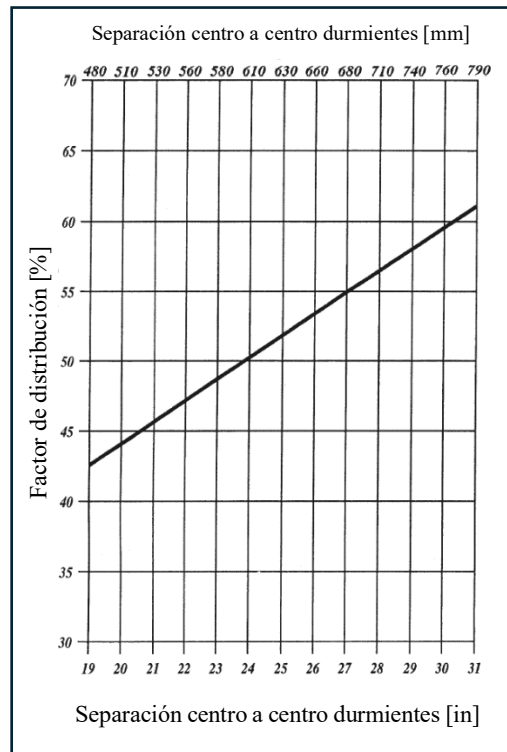


Figura 26. Factor de distribución (AREMA, 2010).

*Sadeghi (2008)*

De acuerdo con la metodología planteada por Sadeghi, la carga  $P$  de diseño se multiplica por un factor,  $\phi$ , para tomar en cuenta el efecto dinámico del paso del tren. Este factor dinámico se obtiene con la Ecuación 13:

$$\phi = 1 + 4.73 \frac{V}{D} \quad (13)$$

Donde:

$V$ : velocidad del tren, en [km/h].

$D$ : diámetro de la rueda, en [mm].

La carga transmitida a los durmientes se calcula mediante la Ecuación 14:

$$q_r = 0.474(1.27S + 0.238) * P * \phi \quad (14)$$

Donde:

$q_r$ : carga actuante sobre el durmiente, en [kN].

$S$ : separación entre durmientes, en [m].

$P$ : carga por rueda, en [kN].

La distribución de esfuerzos bajo el durmiente se establece de acuerdo con las siguientes fórmulas y al esquema mostrado en la Figura 27.

$$w_1 = 1.596 \frac{q_r}{BL} \quad (15)$$

$$w_2 = 2.436 \frac{q_r}{BL} \quad (16)$$

$$w_3 = 1.974 \frac{q_r}{BL} \quad (17)$$

$$w_4 = 1.687 \frac{q_r}{BL} \quad (18)$$

Donde:

$w_{1,2,3,4}$ : esfuerzos uniformemente distribuidos bajo el durmiente, en [ $t/m^2$ ].

$B$ : ancho del durmiente, en [m].

$L$ : longitud del durmiente, en [m].

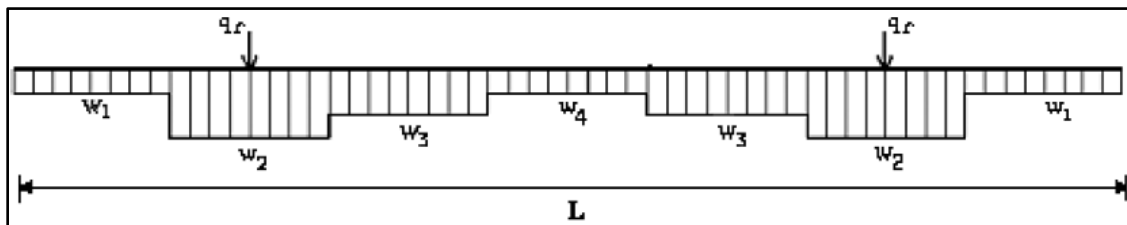


Figura 27. Patrón del esfuerzo bajo el durmiente (Sadeghi, 2008).

## II.II.III. Esfuerzo vertical máximo en la subrasante

### *Método de Odemark*

Con el fin de calcular el máximo esfuerzo vertical en la subrasante, se desarrollaron varios métodos basados en una distribución de esfuerzos bidimensional para una deformación plana. El balasto, subbalasto y subrasante se consideran un sistema linealmente elástico equivalente a una sola capa. Odemark desarrolló en 1949 un método empírico para convertir un sistema de diferentes capas a uno de una sola capa.

$$\bar{h} = h_1 \left( \frac{E_1}{E_{NL}} \cdot \frac{1 - \mu_{NL}^2}{1 - \mu_1^2} \right)^{1/3} + h_2 \left( \frac{E_2}{E_{NL}} \cdot \frac{1 - \mu_{NL}^2}{1 - \mu_2^2} \right)^{1/3} + \dots + h_{N-1} \left( \frac{E_{N-1}}{E_{NL}} \cdot \frac{1 - \mu_{NL}^2}{1 - \mu_{NL-1}^2} \right)^{1/3} \quad (19)$$

Donde:

$\bar{h}$ : profundidad equivalente.

$h_i$ : espesor de la capa  $i$ .

$E_i$ : módulo de Young en la capa  $i$ .

$\mu_i$ : radio de Poisson en la capa  $i$ .

En este método, una vez que se ha realizado la transformación de una multicapa, los cálculos son válidos únicamente dentro de la capa más baja considerada en dicha transformación (capa NL). Si existen capas por debajo de la capa NL, se supone implícitamente que tienen las mismas propiedades elásticas que la capa NL. Este método solo puede aproximarse a la elasticidad multicapa cuando los módulos elásticos disminuyen con la profundidad ( $E_i/E_{i+1} > 2$ ), y cuando las capas son lo suficientemente gruesas, de manera que el espesor transformado de cada capa sea mayor que el radio de la zona cargada.

### *Aproximación trapezoidal*

La aproximación 2:1 es un método simple para calcular el incremento del esfuerzo vertical a medida que aumenta la profundidad. Este método asume que el esfuerzo se dispersa con la profundidad en forma de un trapecio, con lados inclinados en una proporción de 2:1 (vertical), como se muestra en la Figura 28. Jeffs y Tew (1991) señalaron que el método de dispersión de la carga proporciona un valor promedio del esfuerzo vertical en cualquier plano horizontal ubicado dentro del área cargada debajo del durmiente. El esfuerzo vertical a una profundidad equivalente bajo el durmiente sería entonces:

$$\sigma_{zmax} = \frac{Q}{(b + \bar{h}) \left( \frac{l}{3} + \bar{h} \right)} \quad (20)$$

$$Q = \sigma_{max} \cdot A_{sb} \quad (21)$$

Donde:

$\sigma_{zmax}$ : esfuerzo vertical en la subrasante.

$\sigma_{max}$ : esfuerzo vertical en la interfaz durmiente-balasto.

Q: carga vertical total concéntrica en el durmiente.

b: ancho del durmiente.

$\bar{h}$ : profundidad equivalente.

l: longitud del durmiente [m].

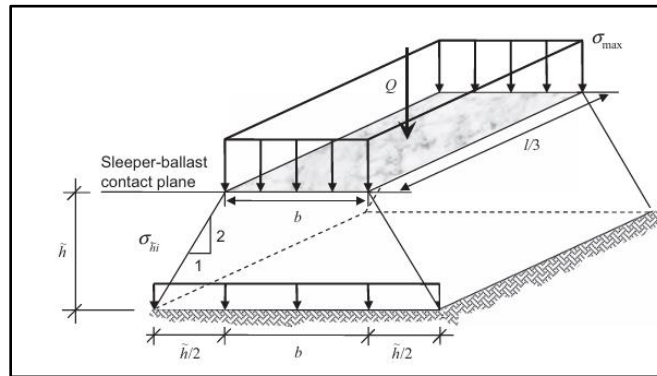


Figura 28. Aproximación por el método 2:1 para el cálculo del esfuerzo vertical inducido por una carga aplicada Q a una profundidad.

### Recomendaciones de AREMA

En el diseño de las vías férreas de América del Norte, en el manual de AREMA (American Railway Engineering and Maintenance-of-way Association), se recomiendan cuatro ecuaciones para determinar la presión aplicada a la subrasante por el balasto.

### Talbot

La fórmula empírica de Talbot fue desarrollada por una serie de pruebas a escala en laboratorio en la Universidad de Illinois. Una gran cantidad de tipos de balasto fueron probados con esfuerzos aplicados por cargas estáticas a diferentes profundidades y localizaciones bajo el durmiente.

$$\sigma_{zmax} = \frac{16.8\sigma_{max}}{\bar{h}^{1.25}} \quad (22)$$

Donde:

$\tilde{h}$ : espesor equivalente, en [in].

$\sigma_{zmax}$ : esfuerzo en la subrasante [psi].

$\sigma_{max}$ : esfuerzo en la interfaz durmiente – balasto [psi].

### Ferrocarriles Nacionales Japoneses

La ecuación de los Ferrocarriles Nacionales Japoneses fue desarrollada para vías férreas de vía estrecha.

$$\sigma_{zmax} = \frac{50\sigma_{max}}{10 + \tilde{h}^{1.35}} \quad (23)$$

Donde:

$\tilde{h}$ : espesor equivalente, en [cm].

$\sigma_{zmax}$ : esfuerzo en la subrasante [kPa].

$\sigma_{max}$ : esfuerzo en la interfase durmiente – balasto [kPa].

### Ecuación de Boussinesq

Las ecuaciones de Boussinesq y Love se basan en la teoría de elasticidad. La solución de Boussinesq asume que la carga de asiento del riel es una carga puntual sobre la superficie de la subestructura que la supone como una masa semi – infinita, elástica y homogénea.

$$\sigma_{zmax} = \frac{6P_{est}}{2\pi\tilde{h}^2} \quad (24)$$

Donde:

$\tilde{h}$ : espesor equivalente, en [in].

$\sigma_{zmax}$ : esfuerzo en la subrasante [psi].

$P_{est}$ : carga estática en el riel, en [lb].

### Ecuación Love

La ecuación Love es una extensión de la ecuación de Boussinesq en la cual la carga aplicada por el durmiente en el balasto se representa como una carga uniforme bajo un área circular equivalente al área del durmiente.

$$\sigma_{zmax} = \sigma_{max} \left[ 1 - \left( \frac{1}{1 + (r/\tilde{h})^2} \right)^{3/2} \right] \quad (25)$$

$$\sigma_{max} = \frac{2P_{est}}{A_{sb}} FS \quad (26)$$

Donde:

$\tilde{h}$ : espesor equivalente, en [in].

$\sigma_{zmax}$ : esfuerzo en la subrasante [psi].

$\sigma_{max}$ : esfuerzo en la interfase durmiente – balasto [psi].

FS: factor de seguridad.

r: radio de un círculo cuya área sea equivalente al área del durmiente  $A_{sb}$ , en [in].

*Sadeghi (2008)*

La distribución de esfuerzos verticales con la profundidad se obtiene con la Ecuación 27.

$$\sigma_{zmax} = w_2 \frac{BL}{(B+z)(L+z)} \quad (27)$$

Donde:

$w_2$ : mayor presión bajo el durmiente, en [t/m<sup>2</sup>].

$B$ : ancho del durmiente, en [m]

$L$ : longitud del durmiente, en [m].

$z$ : profundidad medida, en [m].

#### **II.II.IV. Procedimiento para determinar el espesor del balasto, Li and Selig (1998)**

A continuación, se presenta el procedimiento para determinar el espesor de la capa de balasto basados en dos criterios de diseño; previniendo la deformación excesiva y fallas en la capa de la subrasante y; limitando el esfuerzo vertical en la capa de la subrasante a menos del esfuerzo de umbral para proteger contra la falla de la subrasante por deformación plástica excesiva.

1. Cálculo del factor de impacto,  $IF$ , usando el método de AREA (1974):

$$IF = 1 + 5.21 \frac{V}{D} \quad (28)$$

Donde:

$V$ : velocidad del vehículo en [km/h].

$D$ : diámetro de la rueda, en [mm].

2. Cálculo de la carga dinámica de la rueda,  $P_d$ :

$$P_d = IF \times P_s \quad (29)$$

3. Cálculo del número de ciclos de carga,  $N$ :

$$N = \frac{T}{8 \times P_s} \quad (30)$$

Donde:

$T$ : carga total de tráfico, en [t].

$P_s$ : carga estática de la rueda, en [t].

4. Seleccionar los valores de  $a$ ,  $b$  y  $m$  para el tipo de suelo de diseño, según la Tabla 6.

*Tabla 6. Valores de los parámetros  $a$ ,  $b$  y  $m$  para calcular el esfuerzo cortante plástico de la subrasante para diferentes tipos de suelos.*

<b>Tipo de Suelo</b>	<b>a</b>	<b>b</b>	<b>m</b>
<b>CH</b>	1.20	0.18	2.40
<b>CL</b>	1.10	0.16	2.00
<b>MH</b>	0.84	0.13	2.00
<b>ML</b>	0.64	0.10	1.70

5. Cálculo del primer procedimiento de diseño: prevención de la falla por cortante local de la subrasante.

- a. Cálculo del esfuerzo desviador permisible en la subrasante,  $\sigma_{da}$  [kPa]:

$$\sigma_{da} = \sigma_s \left[ \left( \frac{\varepsilon_{pa}}{aN^b} \right)^{1/m} \right] \quad (31)$$

Donde:

$\sigma_s$ : resistencia a la compresión de suelo, en [kPa].

$\varepsilon_{pa}$ : deformación plástica permisible de la subrasante para el periodo de diseño.

- b. Cálculo del factor de influencia de deformación,  $I_\varepsilon$ :

$$I_{\varepsilon} = \frac{\sigma_{da} A}{P_d} \quad (32)$$

Donde:

A: es un factor de área seleccionado arbitrariamente para reducir la dimensión del factor de influencia de la deformación. Su valor se toma como  $0.645 \text{ m}^2$ .

- c. Determinar la relación  $H/L$  de la Figura 29, para obtener el espesor de la capa granular,  $H_1$ .

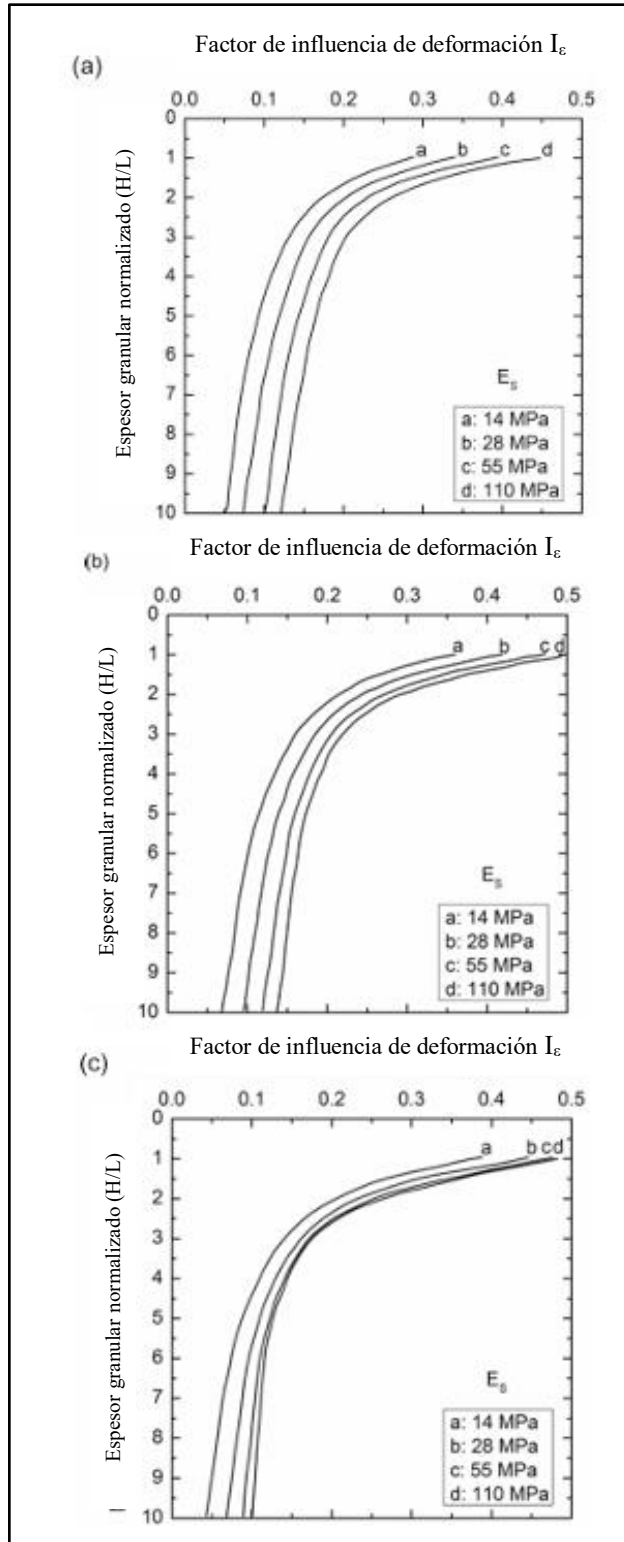


Figura 29. Gráficas de diseño del espesor de la capa granular para prevenir la falla progresiva por corte. (a)  $E_b = 550$  MPa, (b)  $E_b = 280$  MPa, (c)  $E_b = 140$  MPa. (American Society of Civil Engineers [ASCE], 1998)

6. Cálculo del segundo procedimiento de diseño: prevenir deformaciones plásticas excesivas en la subrasante.

a. Determinar el factor de deformación de influencia,  $I_p$ :

$$I_p = \frac{\frac{\rho_a}{L}}{a \left( \frac{P_d}{\sigma_s A} \right)^m N^b} \times 100 \quad (33)$$

b. Determinar la relación  $H/L$  de la Figura 30, utilizando los valores de  $I_p$ , y el tipo de suelo, para obtener el espesor de la capa granular,  $H_2$ .

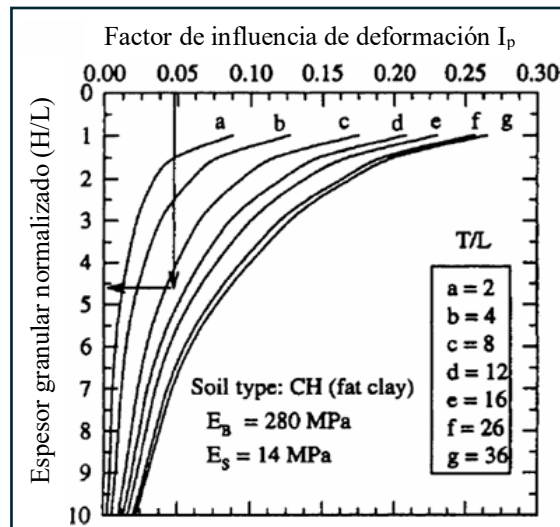


Figura 30. Gráfico de diseño del espesor de la capa granular para prevenir la deformación plástica excesiva. (American Society of Civil Engineers [ASCE], 1998)

El espesor de diseño de la capa granular se determina basándose en el valor máximo obtenido entre el paso 5c y el paso 6b.

$$H = \max[H_1, H_2] \quad (34)$$

## II.II.V. Métodos numéricos

La necesidad de superar las limitaciones de los enfoques empíricos y analíticos llevó al desarrollo de métodos numéricos, apoyados en la alta capacidad de procesamiento de las computadoras. Entre los métodos numéricos comúnmente utilizados para simular la respuesta dinámica de las vías férreas se

encuentran el método de elementos finitos (FEM), el método de elementos de contorno (BEM), el método de diferencias finitas (FDM) y el método de elementos discretos (DEM). Estos métodos numéricos emplean distintas estrategias para resolver el problema de valor en la frontera asociado con el sistema vía-suelo.

#### *Método de Elementos Finitos (FEM)*

El método de elementos finitos, introducido por Clough y Woodward en 1967, divide la masa de suelo en unidades discretas que se llaman elementos finitos interconectados por nodos. Utilizando la formulación de desplazamientos, este método permite obtener una solución numérica aproximada de las ecuaciones diferenciales que gobiernan el comportamiento del suelo. La falla se modela como un proceso progresivo, donde la capacidad portante de los elementos se reduce gradualmente hasta alcanzar la condición de colapso.

El FEM permite simular de manera detallada la respuesta dinámica de vías férreas bajo cargas móviles. Sin embargo, la discretización del dominio y la definición de las condiciones de frontera son fundamentales para obtener resultados precisos. La reflexión de ondas en los límites del modelo puede introducir errores significativos en los cálculos de tensiones y deformaciones. Para mitigar este efecto, es necesario emplear modelos de gran tamaño y utilizar elementos de frontera absorbentes que simulen un medio infinito. La Figura 31 ilustra un ejemplo de un modelo FEM.

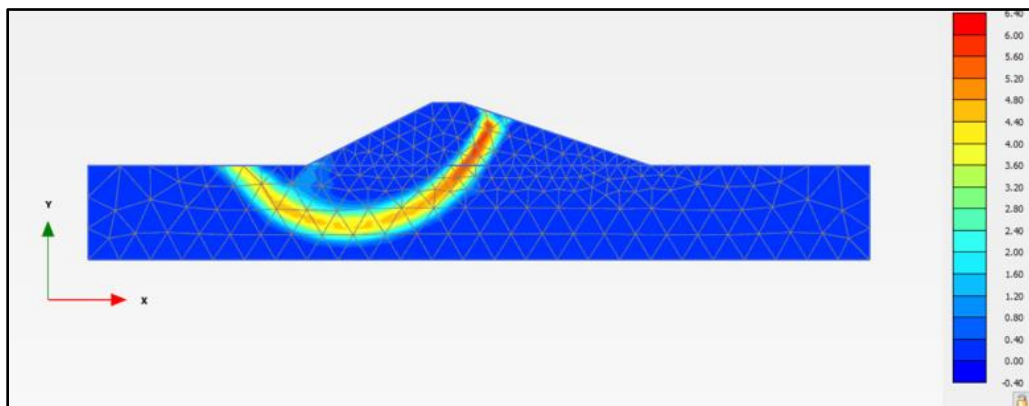


Figura 31. Ejemplo de FEM. (Correa, 2024)

#### *Método de los Elementos de Contorno (BEM)*

El método de los elementos de contorno se basa en la formulación integral de las ecuaciones diferenciales parciales. En lugar de discretizar el dominio completo en elementos finitos, como en el método de los elementos finitos, el BEM discretiza únicamente la frontera. Esta característica reduce significativamente el número de incógnitas del problema y simplifica la implementación numérica. La solución de la ecuación integral de frontera proporciona los valores de las variables de campo en la frontera, a partir de los cuales

se pueden calcular los valores en cualquier punto interior del dominio mediante fórmulas de representación integral.

Aunque el BEM tiene la ventaja de simular la propagación de ondas en un semiespacio, no maneja adecuadamente la no linealidad de los materiales ni las complejidades geométricas. Por esta razón, en la simulación de vías férreas, el BEM generalmente se utiliza solo para modelar la cimentación de la vía, mientras que la estructura de la vía se simula mediante diferentes enfoques numéricos para obtener una respuesta precisa del sistema vía-suelo.

#### *Método de Diferencias Finitas (FDM)*

En el método de diferencias finitas, el dominio continuo del problema se divide en una malla de elementos discretos o zonas, generalmente en forma de hexaedros o cubos en 3D. Cada una de estas zonas tiene puntos de cálculo (centroides), donde se evalúan las ecuaciones del movimiento y los efectos de las fuerzas.

Las ecuaciones diferenciales parciales que describen el comportamiento de los materiales, como las ecuaciones de equilibrio y las ecuaciones constitutivas que definen la relación entre esfuerzos y deformaciones, se aproximan en cada uno de los puntos discretos de la malla. Estas ecuaciones se resuelven usando diferencias finitas para obtener una aproximación de las derivadas.

En cada paso de la simulación, se calculan las fuerzas internas y externas en los elementos discretos de la malla. Las ecuaciones de movimiento permiten que las fuerzas desequilibradas se conviertan en aceleraciones y desplazamientos, que luego se usan para actualizar la geometría y las condiciones del modelo.

#### *Método de Elementos Discretos (DEM)*

El modelado de elemento discreto es una técnica numérica utilizada para simular y analizar el comportamiento de materiales granulares y partículas individuales. Esta técnica se basa en el seguimiento de la trayectoria y las interacciones de cada partícula de manera independiente, lo que permite predecir con alta precisión el comportamiento de sólidos a granel bajo diversas condiciones.

En el DEM, cada partícula se modela como un cuerpo discreto independiente, y se consideran tanto sus propiedades mecánicas (como masa, tamaño, forma, rigidez y fricción) como las fuerzas que actúan sobre ellas (gravedad, contacto con otras partículas, interacción con superficies, etc.).

Varios investigadores han empleado el DEM para simular y analizar el comportamiento micromecánico del balasto en ensayos de compresión triaxial (por ejemplo, Hossain et al., 2007; Lu, 2008; Lu y McDowell, 2008) y pruebas en cajas (por ejemplo, Lim y McDowell, 2005; Lu y McDowell, 2007). Sin embargo,

debido al gran costo computacional que demanda el DEM, su aplicación para simular el comportamiento del balasto en un modelo numérico de vías férreas es poco común.

### III. Marco metodológico

Como se mencionó anteriormente, el objetivo de esta tesis consiste en desarrollar un nuevo enfoque para el análisis geotécnico del sistema de soporte de una vía férrea. Para ello, se planteó una metodología aplicada a un tramo ferroviario ubicado en el sur del país, empleando información obtenida a partir de pruebas de campo realizadas a lo largo del segmento de estudio.

En el marco de esta metodología, se llevó a cabo la caracterización de las distintas capas que conforman la subestructura de la vía mediante la simulación numérica de pruebas de placa efectuadas en campo, utilizando un modelo de diferencias finitas desarrollado en el software FLAC3D. Posteriormente, se construyó un segundo modelo numérico para simular el comportamiento integral de la vía férrea, en el cual se aplicaron cargas de tipo estático, pseudoestático y dinámico sobre un durmiente, con el propósito de representar el paso de los trenes.

Como resultado, se obtuvieron los esfuerzos en la interfaz durmiente-balasto, en la subrasante y curvas de deformación vertical, las cuales fueron comparadas con los criterios de nivelación vertical establecidos en normativas nacionales e internacionales. Adicionalmente, dicha nivelación se correlacionó con el módulo de reacción determinado a partir de las pruebas de placa, con el objetivo de evaluar el desempeño estructural de la vía. En la Figura 32 se muestra un mapa conceptual que describe esta metodología.

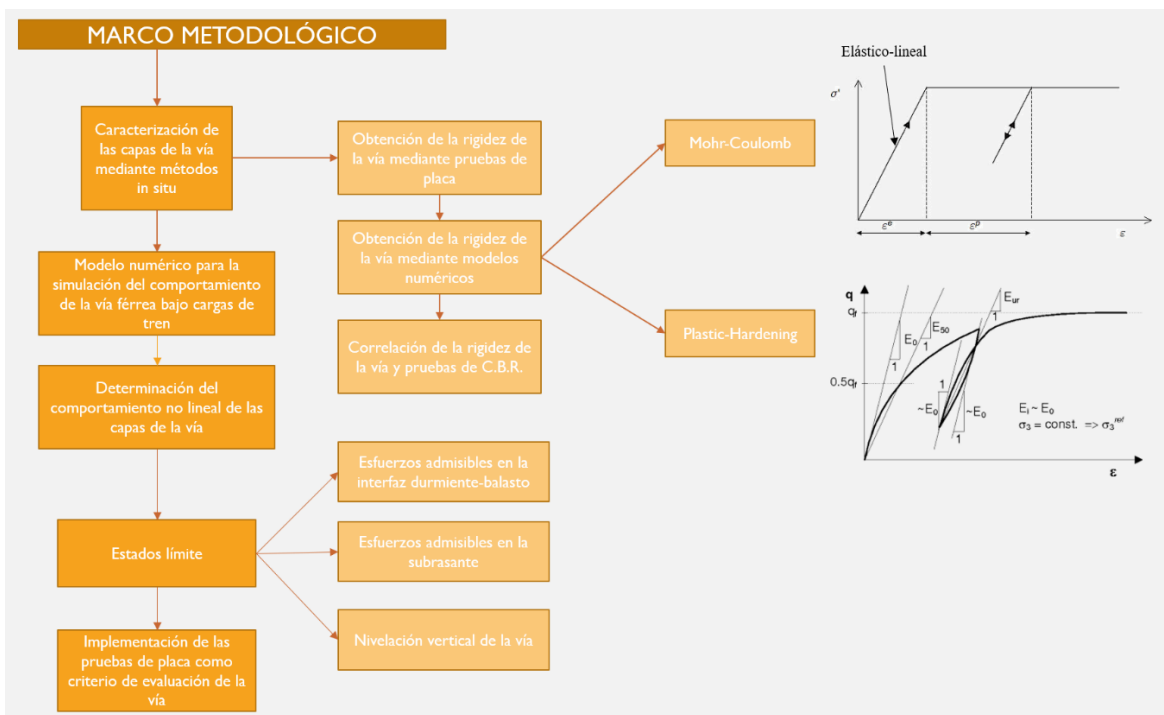


Figura 32. Marco metodológico.

## III.I. Caracterización de las capas de la vía mediante métodos in situ

### III.I.I. Obtención de la rigidez de la vía mediante pruebas de placa

Como se mencionó en el capítulo anterior, la selección de los materiales que se utilizarán en las capas de la vía requiere una evaluación exhaustiva de sus propiedades. La prueba de placa es un ensayo de campo que permite determinar la resistencia real del suelo y el comportamiento esfuerzo-deformación, lo cual es esencial para dimensionar correctamente las capas y garantizar la durabilidad de la vía. La Figura 33 muestra un ejemplo de la curva carga – asentamiento de una prueba de placa.

#### *Obtención de los módulos de compresibilidad volumétrica*

Se obtiene un módulo para cada ciclo de carga y se calculan a partir de la inclinación de la secante entre los puntos  $0.3\sigma_{max}$  y  $0.7\sigma_{max}$  mediante la siguiente expresión (Universidad Politécnica de Madrid, 2014):

$$E_v = 1.5 r \frac{\Delta\sigma}{\Delta s} \quad [MN/m^2] \quad (35)$$

$$\Delta\sigma = \sigma_2 - \sigma_1 \quad (36)$$

$$\Delta s = s_2 - s_1 \quad (37)$$

donde:

$\sigma_1$ : esfuerzo normal medio bajo la placa, para  $0.3\sigma_{max}$ , en  $[MN/m^2]$ .

$s_1$ : asentamiento medio de la placa, para  $0.3\sigma_{max}$ , en  $[mm]$ .

$\sigma_2$ : esfuerzo normal medio bajo la placa, para  $0.7\sigma_{max}$ , en  $[MN/m^2]$ .

$s_2$ : asentamiento medio de la placa, para  $0.7\sigma_{max}$ , en  $[mm]$ .

$r$ : radio de la placa de carga, en  $[mm]$ .

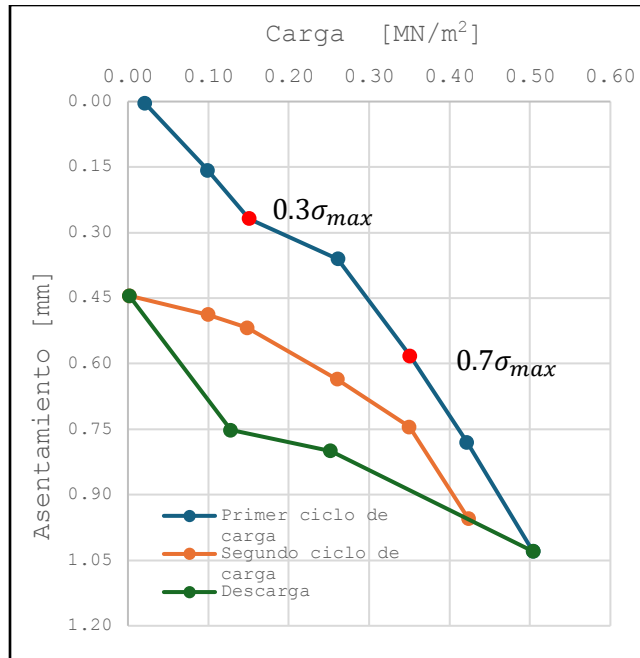


Figura 33. Ejemplo de curva carga - asentamiento de una prueba de placa.

#### Obtención del módulo de reacción

Se calcula con base al primer ciclo de carga (Universidad Politécnica de Madrid, 2014) de la siguiente manera:

$$K_s = \frac{\sigma_0}{s} \quad [MN/m^3] \quad (38)$$

Donde  $\sigma_0$  es el esfuerzo correspondiente al asentamiento  $s$  fijado. De acuerdo con el punto 7 inciso 7.3 de la norma AASHTO-T222-78, Se calcula el módulo de reacción dividiendo la carga que produzca una deformación de 0,050" (1,27 mm), sobre esta misma.

### III.I.II. Obtención de la rigidez de las capas de la vía mediante modelos numéricos

Con el objetivo de analizar el desempeño estructural de la vía férrea bajo condiciones representativas, se definieron tres escenarios de estudio, denominados Caso I, Caso II y Caso III, diferenciados según las propiedades mecánicas en la subrasante de la vía. Se determinó un enfoque en el estudio de la capa de la subrasante debido a que cualquier inestabilidad o falla en la subrasante provocaría inevitablemente distorsiones inaceptables en la geometría y la alineación de la vía, incluso con la instalación de capas de balasto y subbalasto de alta calidad.

El Caso I corresponde a una vía férrea cuyas propiedades mecánicas de la subrasante representan un tramo en el que se observó un buen desempeño de los materiales que conforman las capas estructurales durante la ejecución de las pruebas de placa. Las propiedades de dichas capas fueron calibradas mediante un modelo numérico desarrollado en FLAC3D, utilizando un modelo tridimensional que reprodujo las condiciones del ensayo de placa, lo que permitió ajustar los parámetros del modelo hasta lograr una adecuada concordancia con el comportamiento observado en campo.

En la simulación de este caso, se replicó el proceso constructivo de un tramo de vía férrea, incorporando las capas estructurales que la componen. Posteriormente, se aplicaron incrementos controlados de carga sobre una placa circular metálica de 2 cm de espesor colocada sobre la capa de subbalasto, con el fin de reproducir las condiciones del ensayo de carga con placa. El propósito principal de esta modelación fue calibrar las propiedades mecánicas de los materiales de las capas de subbalasto y subrasante hasta obtener un asentamiento equivalente al registrado en una prueba de placa realizada in situ donde se observó buen comportamiento del material. La Figura 34 presenta la geometría y configuración del modelo desarrollado en el software Flac3D.

En el desarrollo del modelo numérico, la base y las caras laterales del dominio se definieron como fronteras rígidas con el propósito de restringir los desplazamientos en dichas superficies. Previamente a la aplicación de las cargas sobre la placa, se verificó que el modelo alcanzara condiciones de equilibrio estático.

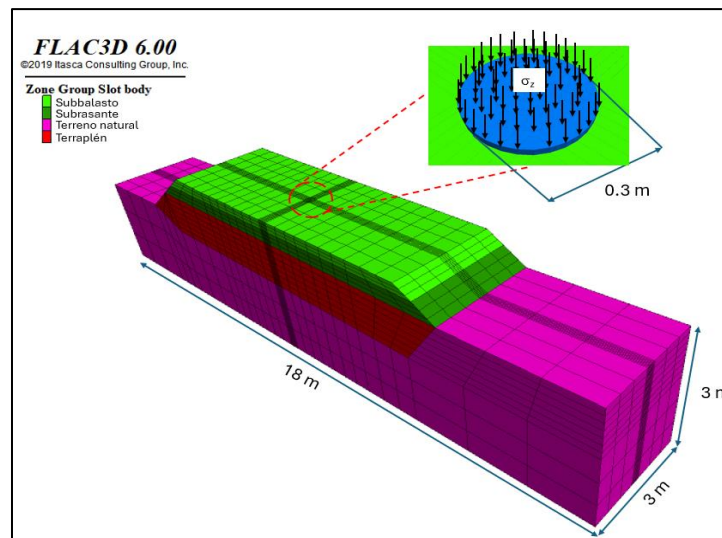


Figura 34. Modelo de las capas de vía en el programa FLAC3D.

Los Casos II y III se desarrollaron con propiedades mecánicas de la subrasante diferentes a las del Caso I, con el objetivo de estudiar diferentes comportamientos en esta capa.

### III.I.III. Correlación entre la rigidez de la vía y pruebas de C.B.R.

Con el fin de conocer el comportamiento de las capas en términos de los esfuerzos y deformaciones, se obtuvo el módulo de elasticidad a partir de diversa literatura que relacionan el valor de C.B.R. con el módulo elástico. La Figura 35 y la Tabla 7 muestran estas correlaciones.

Tabla 7. Relación del módulo elástico y el C.B.R.

Número de ecuación	Modelo	Referencia	Unidades
(39)	$E = 17.6CBR^{0.64}$	Powell (1984)	[MPa]
(40)	$CBR < 5:$ $E = 16.2CBR^{0.7}$	NAASRA (1979)	[MPa]
(41)	$N > 5:$ $E = 22.4CBR^{0.5}$		
(42)	$E = 810CBR$	Elsa Eka Putri (2012)	[kPa]
(43)	$E = 1500CBR$	Huekelom y Klomp (1962)	[Psi]

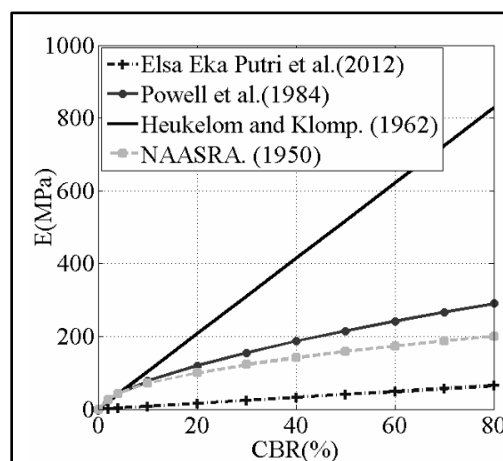


Figura 35. CBR vs E. (Hajiannia et al., 2016)

## III.II. Modelo numérico para la simulación del comportamiento de la vía férrea bajo cargas de tren

El paso continuo de los trenes genera fuerzas repetitivas en los elementos de la vía. Estas cargas varían en magnitud y frecuencia, y tienen un impacto significativo en el comportamiento a largo plazo de la infraestructura ferroviaria.

### *Características de las cargas cíclicas*

- Repetitivas: Se aplican de forma constante y en intervalos regulares, lo que genera un efecto acumulativo en los materiales.
- Variables: La magnitud de la carga varía según el peso del tren, la velocidad y la distribución de cargas por eje.
- Dinámicas: Las cargas se aplican en forma dinámica, lo que significa que hay una componente vertical y una horizontal, además de vibraciones.

### *Efectos de las cargas cíclicas*

Las cargas cíclicas pueden producir diversos efectos en las vías férreas, entre los que destacan:

- Deformaciones: Tanto la superestructura como la subestructura experimentan deformaciones elásticas y plásticas bajo la acción de las cargas cíclicas.
- Fatiga: Los materiales sometidos a cargas cíclicas pueden fallar prematuramente por fatiga, especialmente en aquellos puntos donde se concentran los esfuerzos.
- Asentamientos: El suelo puede asentarse de manera diferencial, lo que genera desniveles en la vía y afecta la calidad del recorrido.
- Desgaste: Los elementos de la vía, como los rieles y el balasto, se desgastan gradualmente debido al impacto de las cargas.

### *Factores que influyen en las cargas cíclicas*

- Peso y velocidad de los trenes: A mayor peso y velocidad, mayor será la magnitud de las cargas cíclicas.
- Distribución de las cargas por eje: La forma que se distribuye el peso del tren a lo largo de los ejes influye en la intensidad de las cargas en la vía.
- Geometría de la vía: La alineación, el radio de curva y la pendiente de la vía afectan la magnitud y la distribución de cargas.

- Características del suelo: Las propiedades del suelo como su densidad, humedad y tipo de suelo, influyen en su capacidad para resistir las cargas cíclicas.

### *Aplicación de las cargas cíclicas*

Para evaluar el comportamiento de la vía férrea bajo diferentes condiciones operativas, se desarrollaron tres tipos de análisis: estático, pseudo-estático y dinámico. Cada uno simula distintos estados de carga inducidos por el paso de trenes, con el fin de estudiar la evolución de esfuerzos y deformaciones en el sistema de capas.

En el análisis estático, se aplicaron cargas verticales constantes que representan el peso de los trenes en condiciones estacionarias. En el análisis pseudo-estático, se incorporó un factor de impacto dinámico (IF), con el cual se amplificó la carga estática para reflejar los efectos dinámicos generados por el movimiento del tren, las irregularidades del riel y las imperfecciones geométricas en las ruedas.

El Factor de Impacto (IF) se calculó utilizando la Ecuación (17) propuesta por AREMA (2010), que toma en cuenta la velocidad de operación y el diámetro de la rueda. Para los trenes de pasajeros y carga, se definieron características específicas de peso por rueda, velocidad máxima de circulación y configuración de ejes, tal como se resume en la Tabla 8.

El análisis dinámico consideró la naturaleza cíclica y transitoria de las cargas generadas por el paso real de trenes, incorporando la dependencia temporal y espacial de las fuerzas aplicadas. La Figura 36 ilustra el modelo de la vía simulada en el programa Flac3D.

*Tabla 8. Velocidades y cargas de los trenes.*

<b>Parámetros</b>	<b>Tren de pasajero</b>	<b>Tren de carga</b>
<b>Velocidad máxima [km/h]</b>	160	100
<b>Carga estática máxima por eje [t]</b>	19.0	32.5
<b>Carga estática máxima por rueda [t]</b>	9.50	16.25
<b>Factor de Impacto (IF)</b>	1.80	1.51
<b>Carga pseudo-estática por eje [t]</b>	34.20	49.10
<b>Carga pseudo-estática por rueda [t]</b>	17.10	24.55

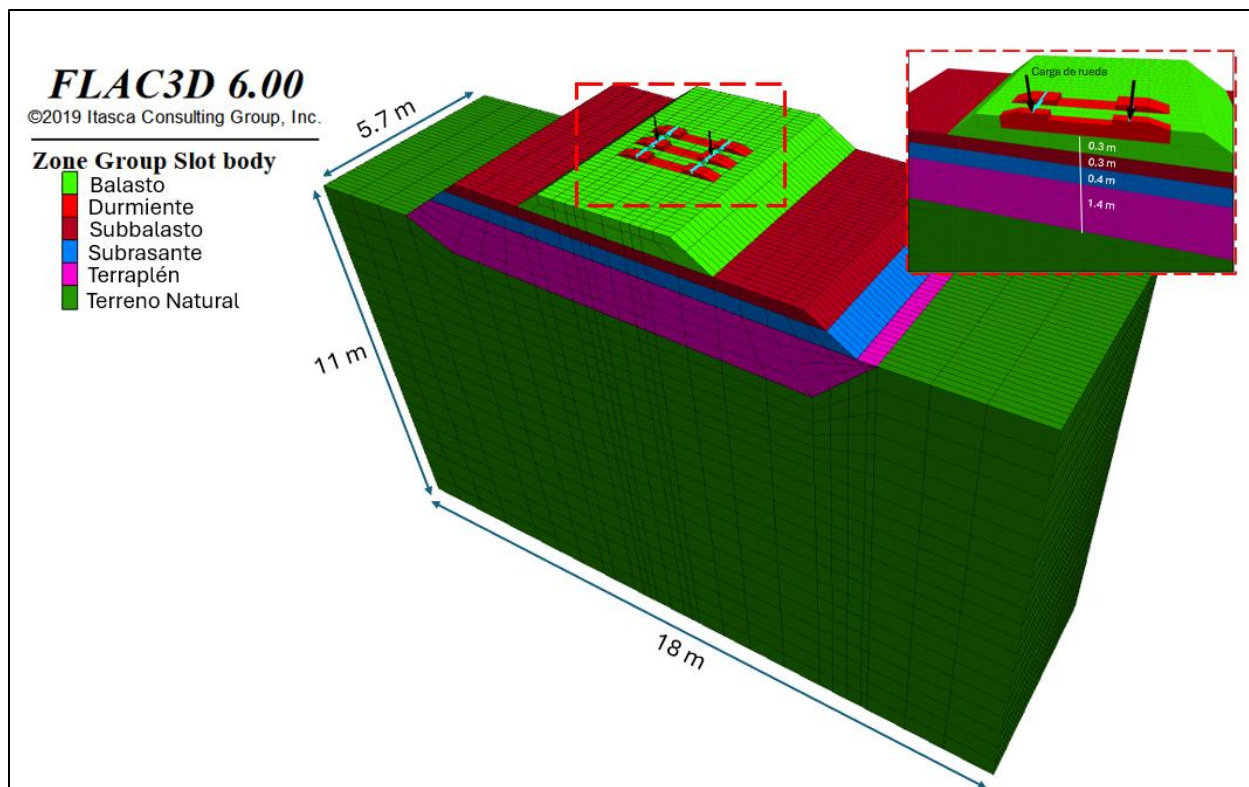


Figura 36. Modelo Flac3D de simulación de cargas del tren.

La aplicación de las cargas en el modelo numérico se realizó de la siguiente manera:

- En el análisis estático y pseudo-estático, las cargas se representaron como fuerzas puntuales aplicadas directamente sobre elementos tipo beam, que simulan el riel, como se observa en la Figura 35. Estas fuerzas, equivalentes a la carga por rueda, se aplicaron como estados de carga constantes.
- En el análisis dinámico, las cargas fueron definidas como funciones del tiempo, de acuerdo con la configuración del tren y su velocidad de avance. Se simularon múltiples ciclos de carga secuenciales para representar el paso de 65 trenes, permitiendo observar el desarrollo acumulativo de esfuerzos y deformaciones en el sistema. La Figura 37 muestra la evolución de la carga dinámica ejercida por un tren de pasajeros circulando a 160 km/h sobre un durmiente, en función del tiempo y la distancia recorrida. Esta representación permite visualizar con precisión la secuencia de cargas móviles y su impacto sobre la estructura de la vía.

En el modelo dinámico, y debido a la naturaleza transitoria del análisis, se implementó amortiguamiento de Rayleigh en las capas que conforman la estructura de la vía con el propósito de representar la disipación de energía del sistema y minimizar la reflexión artificial de ondas dentro del dominio numérico.

Adicionalmente, la base y las caras laterales del modelo se definieron como fronteras viscosas con el fin de permitir la absorción de las ondas generadas por la propagación de las cargas dinámicas.

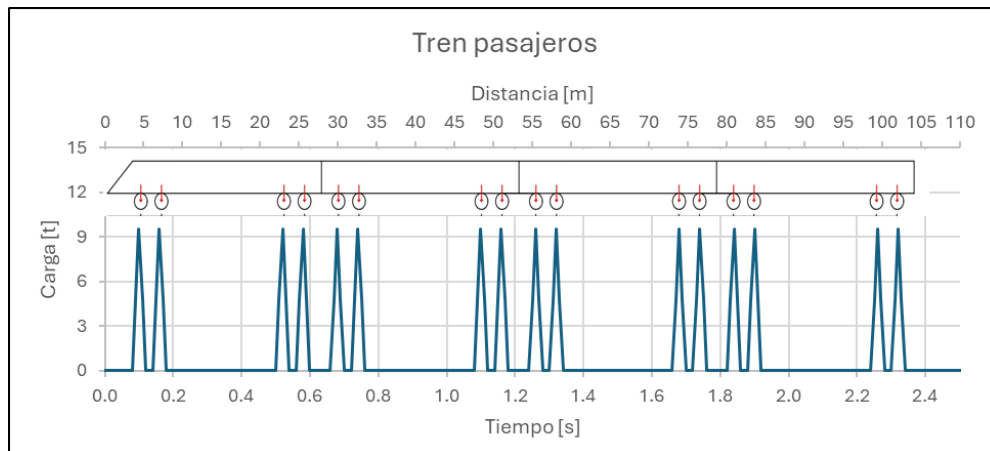


Figura 37. Cargas dinámicas del tren de pasajeros.

### III.III. Determinación del comportamiento no lineal de las capas de la vía

Los materiales granulares tienen una fuerte tendencia a compactarse bajo cargas cíclicas (Lackenby et al 2007; Indraratna et al., 2010). El asentamiento del balasto se caracteriza por tres fases. La primera fase es el asentamiento inmediato que ocurre bajo el primer ciclo de carga; la segunda fase es una zona inestable donde ocurren asentamientos rápidos; y la tercera fase, después del reacomodo de las partículas que genera que el material se compacte y, por lo tanto, la tasa de aumento del asentamiento sea marginal, con una relación casi lineal. La tercera fase se caracteriza como una zona estable (Indraratna, 2013).

Con el objetivo de evaluar el desempeño estructural de la vía férrea bajo la acción de cargas repetitivas a lo largo del tiempo, los resultados de asentamiento obtenidos mediante el modelo numérico fueron comparados con ecuaciones de predicción basadas en formulaciones derivadas de ensayos triaxiales realizados en cajas prismáticas. Dichos modelos permiten simular la evolución del asentamiento vertical acumulado de la vía en función del número de ciclos de carga aplicados, lo cual resulta fundamental para el comportamiento a largo plazo de la infraestructura ferroviaria.

En la Tabla 9 se presentan distintas ecuaciones desarrolladas por autores relevantes como Raymond (1975), Jeffs y Marich (1987), Sato (1995), Neidhart (2001), Indraratna (2007, 2011) y Indraratna & Nimbalkar (2013), quienes han formulado expresiones empíricas para estimar el asentamiento acumulado en función del número de ciclos de carga (N), considerando propiedades específicas del material, frecuencia de carga y características del tráfico ferroviario.

Las ecuaciones utilizan como variable principal al asentamiento del balasto correspondiente al ciclo, y lo relacionan con el asentamiento inicial y parámetros de regresión ajustados experimentalmente. La formulación más reciente, propuesta por Indraratna & Nimbalkar (2013), ha mostrado buena correlación con el comportamiento observado en modelos numéricos de vías con 25 toneladas por eje y una frecuencia de carga de 15 Hz, condiciones similares a las consideradas en esta investigación.

Estos modelos permiten proyectar con razonable precisión cuándo la vía alcanzará los umbrales críticos de asentamiento definidos por normativas como la UIC o AREMA, y por tanto, estimar el momento óptimo para realizar intervenciones de mantenimiento preventivo. Asimismo, sirven como herramienta para comparar distintas configuraciones de diseño y materiales en términos de su desempeño a largo plazo frente a cargas cíclicas.

Tabla 9. Modelos de asentamiento de la vía.

Número de ecuación	Modelo	Referencia	Parámetros de regresión
(44)	$S_N = S_1(1 + a \log(N))$	Raymond (1975)	$a$
(45)	$N \leq 200,000:$ $S_N = g + h \log(N) + kN$ $N > 200,000:$ $S_N = i + jN$	Jeffs and Marich (1987)	$g, h, k, i, j$
(46)	$S_N = \gamma(1 - e^{-\alpha N}) + \beta N$	Sato (1995)	$\alpha, \beta$
(47)	$S_N = S_1 + \frac{e \log(N)}{1 + f \log(N)}$	Neidhart (2001)	$e, f$
(48)	$S_N = S_1(N^\gamma)$	Indraratna (2007)	$\gamma$
(49)	$S_N = c + d(\ln(N))$	Indraratna (2011)	$c, d$
(50)	$S_N = S_1(1 + a \ln(N) + 0.5b \ln(N))$	Indraratna & Nimbalkar (2013)	$a, b$

Donde:

$S_N$ : asentamiento del balasto en el ciclo  $N$  de carga.

$S_1$ : asentamiento del balasto en el primer ciclo de carga.

$N$ : número de ciclo de carga.

$a, b, c, d, e, f, g, h, i, j, k, \alpha, \beta, \gamma$ : constantes que dependen de las propiedades del material. Para balasto fresco:

$a = 0.43, b = 1.6, c = 4.3, d = 1.85, e = 3.8, f = 0.2, g = 0.9, h = 0.006, i = 12.5, j = 1.5 \times 10^{-5}, k = 1.5 \times 10^{-4}, y = 0.106, \alpha = 0.018, \beta = 1.2 \times 10^{-5}, \gamma = 12.5$

### **III.IV. Estados límite**

Se han desarrollado métodos para determinar la presión permitida en la subrasante, los cuáles se describen a continuación.

#### **III.IV.I. Esfuerzo admisible en la interfaz durmiente-balasto**

*Esveld (2001)*

Esveld (2001) declaró que el esfuerzo máximo admisible de contacto entre el durmiente y el balasto puede tomarse en las proximidades de 500 kPa (50 t/m<sup>2</sup>).

*American Railway Engineering and Maintenance-of-way Association (AREMA)*

Por su parte, las recomendaciones de AREMA establecen que el esfuerzo admisible en la interfaz durmiente-balasto sea de 0.4485 N/mm<sup>2</sup> (45 t/m<sup>2</sup>).

#### **III.IV.II. Esfuerzo admisible en la subrasante**

El esfuerzo admisible en la subrasante es el valor utilizado en diseños que consideran el riesgo tanto de falla por corte como de asentamiento.

Los valores del esfuerzo permitido en la subrasante, determinados por estos métodos, se basan en diversas técnicas de pruebas estáticas aplicadas a subrasantes saturadas. La suposición de la condición de subrasante saturada es realista, ya que, debido a la textura abierta del balasto, es más probable que esta condición se realice en comparación con carreteras selladas y pistas de aterrizaje; además, se tiene en cuenta la peor condición posible de la subrasante.

*Clarke (1957)*

La práctica de diseño actual para determinar la profundidad requerida del balasto es limitar el esfuerzo de la subrasante a un cierto porcentaje de lo que se considera la "presión de soporte promedio segura" (Prause et al., 1974). Este factor de reducción se adopta para prevenir un asentamiento excesivo de la subrasante de la vía y, consecuentemente, una deformación excesiva de la geometría de la vía en condiciones de servicio.

Clarke (1957) recomienda que este factor de reducción sea igual al 60 por ciento de la presión de soporte promedio segura de un suelo en particular. Las presiones de soporte promedio seguras de varios tipos de suelos se presentan en la Tabla 10. Clarke también sugiere, como regla general, que el esfuerzo máximo de

la subrasante para formaciones no compactadas no debe exceder 83 kPa (8.5 t/m<sup>2</sup>) y para formaciones compactadas no debe superar 139 kPa (14 t/m<sup>2</sup>).

El factor de reducción del 60 por ciento utilizado por Clarke se basa en los datos de AREA (Talbot, 1934, p. 209), los cuales indican que, debido a las variaciones en el soporte de los durmientes y el mantenimiento de la vía, la carga sobre un durmiente individual podría ser hasta 2.7 veces mayor que el valor nominal calculado a partir del modelo de viga sobre una fundación elástica. Talbot también informó que el valor máximo observado de la carga en el asiento del riel frecuentemente alcanzaba un valor aproximadamente un 66 por ciento mayor que la media nominal. Por lo tanto, esta es la razón principal por la cual Clarke ha sugerido un factor de reducción del 60 por ciento, que corresponde exactamente a un factor de seguridad para la subrasante de 1.67.

*Tabla 10. Valores de presión de soporte promedio segura (Clarke 1957)*

<b>Descripción de la subrasante</b>	<b>Presión de soporte promedio segura [t/m<sup>2</sup>]</b>
<b>Suelo aluvial</b>	<7
<b>Suelo artificial no compactado</b>	7.5 – 10.5
<b>Arcilla blanda, arena húmeda o suelta</b>	11 – 14
<b>Arcilla seca, arena firme, arcilla arenosa</b>	14.5 – 21
<b>Grava seca</b>	21.5 – 27.5
<b>Suelos compactados</b>	>28

*American Railway Engineering and Maintenance-of-way Association (AREMA)*

AREMA por su parte considera que el esfuerzo admisible en la subrasante sea de 0.1725 N/mm<sup>2</sup> o 25 psi (17.6 t/m<sup>2</sup>), para todas las condiciones del suelo. Sin embargo, dado que las subrasantes pueden variar significativamente en resistencia, el uso de un valor único para el esfuerzo admisible puede ser no conservador en suelos blandos o demasiado conservador en suelos fuertes.

### **III.IV.III. Nivelación vertical de la vía**

El mantenimiento preventivo, también denominado mantenimiento cíclico o programado, consiste en la ejecución de actividades planificadas de manera periódica con el propósito de preservar el buen estado funcional de la vía férrea y evitar la aparición de fallas. Este tipo de mantenimiento no depende del estado actual de la infraestructura, sino que se lleva a cabo conforme a un programa previamente establecido —ya

sea anual, mensual o semanal—, con la finalidad de mantener la geometría y las condiciones estructurales dentro de los límites normativos. Entre las acciones más comunes se incluyen las inspecciones visuales o instrumentadas, la limpieza de aparatos de vía, el engrase de componentes, la sustitución preventiva de elementos desgastados y el ajuste de fijaciones. En síntesis, el mantenimiento preventivo tiene un carácter proactivo, orientado a garantizar la durabilidad y seguridad de la vía antes de que se presenten deterioros significativos.

Por su parte, el mantenimiento correctivo, también denominado mantenimiento por estado, se realiza cuando las inspecciones o auscultaciones detectan defectos que comprometen la seguridad, la operación o la fiabilidad de la vía. A diferencia del mantenimiento preventivo, este tipo de intervención no tiene una periodicidad fija, ya que depende directamente del estado real de la infraestructura y de la magnitud de las incidencias detectadas. Las actividades correctivas incluyen la sustitución de durmientes o rieles dañados, la corrección de deformaciones geométricas, la nivelación o alineación puntual, el desguarnecido localizado del balasto y la atención inmediata de fallas estructurales o accidentes. Su objetivo principal es restablecer las condiciones originales de funcionamiento y seguridad de la vía tras la detección de un deterioro o falla.

Las normativas internacionales que establecen los valores de deformación plástica aceptables antes de requerir acciones de mantenimiento definen límites basados en distintos criterios operativos, lo que dificulta la determinación de un valor único u óptimo para la evaluación del desempeño de la vía. No obstante, en el presente análisis se consideraron los valores establecidos por la Agencia Reguladora del Transporte Ferroviario (ARTF), la Norma Europea (EN) y la Unión Internacional de Ferrocarriles (UIC), con el propósito de llevar a cabo una evaluación integral del comportamiento geométrico de la vía en relación con los criterios de mantenimiento correctivo.

La Norma Oficial Mexicana NOM-EM-003-ARTF-2023 clasifica las vías férreas en seis categorías, en función de la velocidad máxima de operación permitida. Asimismo, establece criterios de calidad geométrica, entre los que destaca el límite para la desviación del perfil longitudinal uniforme. Este parámetro es fundamental para garantizar la estabilidad y el confort durante la circulación de los trenes, así como para minimizar los esfuerzos dinámicos sobre la superestructura y la subestructura. La Tabla 11 presenta la clasificación de las vías según esta normativa.

Tabla 11. Límites de nivelación definidos por la ARTF.

Clase de vía	Velocidad máxima de operación de trenes de carga [km/h]	Velocidad máxima de operación de trenes de pasajeros [km/h]	La desviación del perfil uniforme en cualquiera de los rieles en la mitad de la ordenada de una cuerda de 20 m no puede ser mayor que [mm]
1	15	25	79
2	40	45	73
3	65	95	60
4	95	125	54
5	125	145	33
6	125	177	25

Por otro lado, la Norma Europea EN-13848-5 establece un Límite de Acción Inmediata (IAL) para desviación longitudinal. Este límite se refiere al valor que, si se excede, requiere tomar medidas para reducir el riesgo de descarrilamiento a un nivel aceptable. Esto se puede lograr cerrando la línea, reduciendo la velocidad o corrigiendo la geometría de la vía. En la Tabla 12 se presentan estos valores. Los valores límite se establecen dentro de un rango longitudinal de la vía ( $\lambda$ ).

Tabla 12. Nivel longitudinal, Límites de Acción Inmediata definidos por la Norma Europea.

Velocidad [km/h]	Valor medio a pico de desviación longitudinal (deformación vertical de la vía) [mm]	
	D1 (3 m < λ ≤ 25 m)	D2 (25 m < λ ≤ 70 m)
$V \leq 80$	28	N/A
$80 < V \leq 120$	26	N/A
$120 < V \leq 160$	23	N/A
$160 < V \leq 230$	20	33
$230 < V \leq 300$	16	28

La Unión Internacional de Ferrocarriles, UIC (*Union Internationale des Chemins de fer*, en francés) en el código UIC-518 (2005), establece también valores pico del nivel longitudinal (Tabla 13) de acuerdo con sus criterios de mantenimiento, representados en los siguientes niveles de calidad:

- **QN1:** Se refiere al valor que hace necesario observar el estado de la vía o tomar medidas de mantenimiento como parte de las operaciones de mantenimiento planificadas regularmente.
- **QN2:** Se refiere al valor que requiere una acción de mantenimiento a corto plazo.
- **QN3:** Se refiere al valor que, si se sobrepasa, provoca que la sección de vía sea excluida del análisis porque la calidad geométrica de la vía encontrada no es representativa de los estándares de calidad habituales. En esta etapa, este valor no es tan deficiente como el valor que refleja la condición de mantenimiento más desfavorable, pero aun así se considera aceptable.

Tabla 13. Nivel longitudinal, valor pico aceptable por la UIC (Union Internationale des Chemins de fer).

Velocidad [km/h]	Valor pico [mm]		
	Nivel de calidad		
	QN1	QN2	QN3
$V \leq 80$	12	16	21
$80 < V \leq 120$	8	12	16
$120 < V \leq 160$	6	10	13
$160 < V \leq 200$	5	9	12
$200 < V \leq 300$	4	8	

## **IV. Caso de estudio**

### **IV.I. Generalidades del proyecto**

#### **IV.I.I. Ubicación del proyecto**

La presente investigación se centra en el análisis de un tramo representativo de un proyecto ferroviario ubicado en el sureste de México. El trazado contempla una longitud total aproximada de 1,525 kilómetros, dividido en múltiples tramos que interconectan diversas ciudades y destinos turísticos clave. Un tramo de esta vía, con una extensión cercana a los 160 km, ha sido seleccionado como objeto de estudio. Este tramo se subdivide en 10 subtramos, y su análisis integral permite evaluar el desempeño estructural del sistema de vía en condiciones reales de operación.

#### **IV.I.II. Características de la vía**

La estructura típica de la vía está compuesta por los siguientes elementos:

- Rieles
- Durmientes
- sistemas de fijación
- Capas: balasto, subbalasto, subrasante y terraplén.

Los durmientes presentan una longitud de 2.591 metros y un ancho de 0.28 metros, con una separación de 0.60 metros de centro a centro. El diámetro de las ruedas utilizadas es de 1 metro. En cuanto a la estructura del pavimento ferroviario, los espesores adoptados para el diseño son: 30 cm de balasto, 30 cm de subbalasto y 40 cm de subrasante.

El perfil del riel 115 RE, utilizado conforme a la normativa AREMA (2010), se muestra en la Figura 38 al igual que la configuración estructural de la vía. En la Tabla 14 se presentan las propiedades mecánicas relevantes tanto de los rieles como de los durmientes, tales como el módulo de elasticidad, el módulo de corte, el peso volumétrico y las características geométricas de sección transversal.

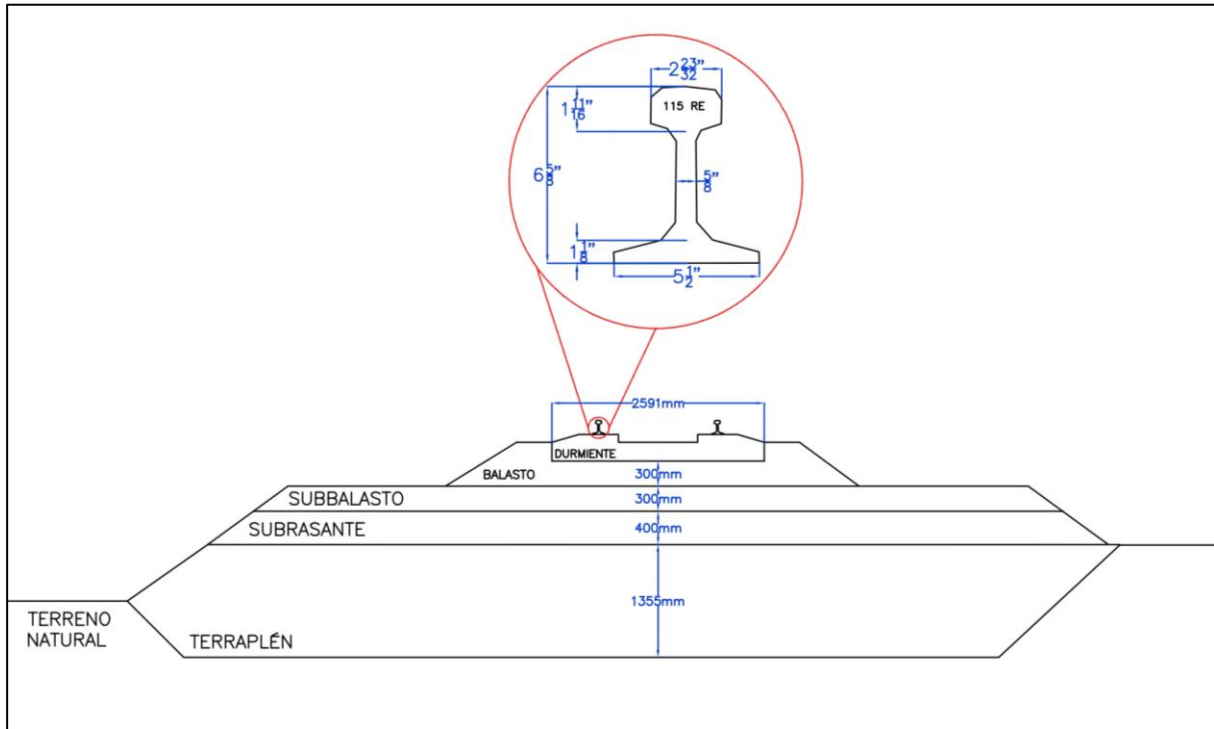


Figura 38. Configuración de diseño de la vía.

Tabla 14. Propiedades de los rieles y durmientes.

Propiedad	Riel (perfil 115 RE)	Durmiente
$E$ [ton/m <sup>2</sup> ]	2.04E+07	4.01E+06
$\nu$	0.30	0.20
$\gamma$ [ton/m <sup>3</sup> ]	7.85	2.50
Área de la sección transversal [m <sup>2</sup> ]	7.26E-03	-
$I_x$ [m <sup>4</sup> ]	2.73E-05	-
$I_y$ [m <sup>4</sup> ]	4.45E-06	-
$J$ [m <sup>4</sup> ]	3.17E-05	-

### IV.I.III. Características de los trenes

En este sistema ferroviario se contempla la operación de trenes de pasajeros y trenes de carga. Los trenes de pasajeros corresponden al modelo X'trapolis, de tipo eléctrico y configurado en composiciones múltiples. La Figura 39 muestra la configuración del tren de pasajeros.

En cuanto al servicio de carga, aunque el modelo específico aún no ha sido definido, se ha considerado en el diseño estructural la carga estándar Cooper E-80, ampliamente utilizada para representar trenes pesados. Esta configuración simula una carga de 80,000 libras por eje (aproximadamente 36 toneladas), como se observa en la Figura 40. Para fines de este estudio, no se tomarán en cuenta estas cargas para el análisis de la vía.

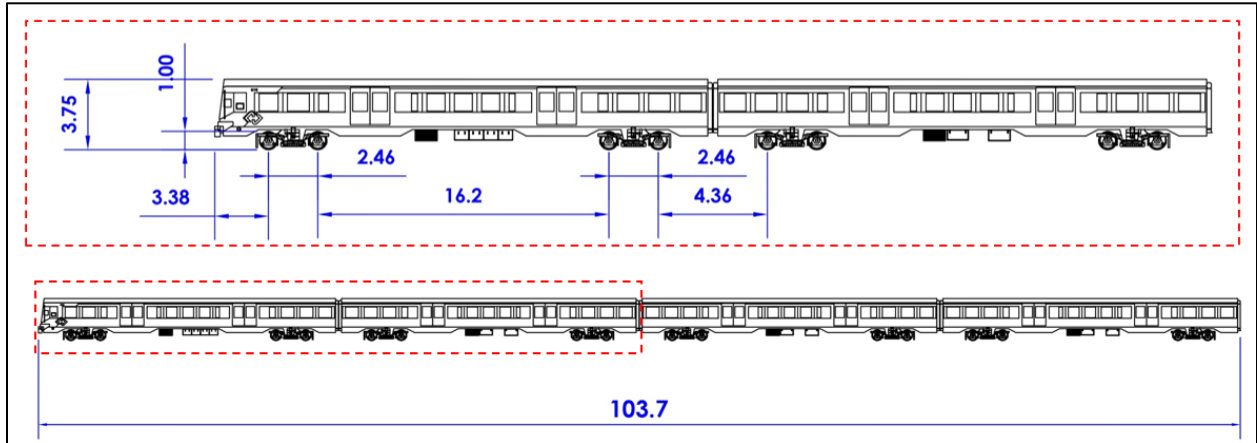


Figura 39. Configuración del tren de pasajeros. [unidades en m]

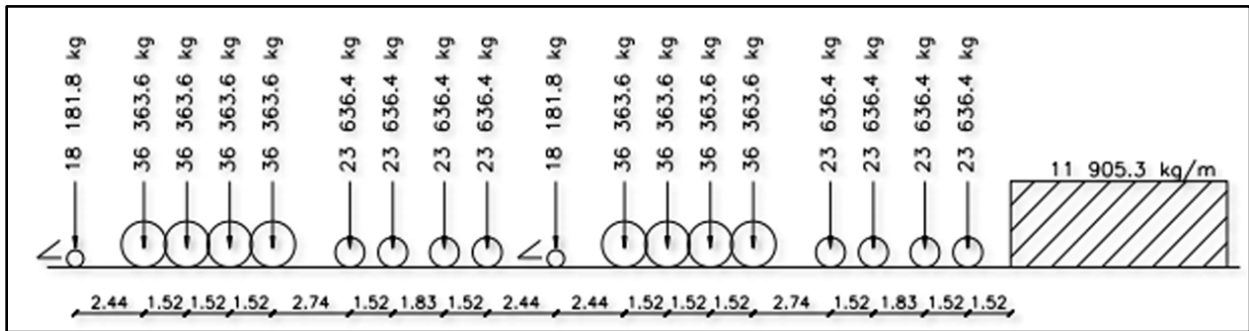


Figura 40. Carga Cooper E80. [unidades en sistema internacional].

#### IV.I.IV. Información geotécnica

A lo largo del tramo de vía de estudio, se llevaron a cabo diversas pruebas en los materiales de las capas de subrasante y subbalasto utilizados en dicho tramo. A continuación, se muestran los resultados de estas pruebas en las Tablas 15 y 16 y en las Figuras 41 a 44.

Al comparar los valores recomendados por el Instituto Mexicano del Transporte (IMT) para las propiedades índice con los resultados obtenidos en las pruebas realizadas en la vía en estudio, se observa que la capa de subbalasto cumple con los límites establecidos. En cambio, la subrasante no satisface todos los criterios recomendados para dichas propiedades. Los valores que no cumplen con estos requisitos se indican en color rojo en la Tabla 15.

Tabla 15. Resultados de las pruebas realizadas en la subrasante.

Subtramo		Distancia entre pruebas [m]	Pruebas de placa		Pruebas índice				
Pruebas índice	Prueba de placa		E <sub>v1</sub> [MN/m <sup>2</sup> ]	E <sub>v2</sub> [MN/m <sup>2</sup> ]	C.B.R. [%]	Masa Volumétrica [t/m <sup>3</sup> ]	Finos [%]	Contenido de agua óptimo [%]	IP [%]
6029+035	6029+000	35	187.5	409.09	20	2.01	5	8.2	11
6028+280	6028+250	30	140.63	281.25	20.3	2.04	9	12.5	0
6028+780	6028+750	30	155.17	346.15	21	2.02	8	12	0
4119+150	4119+090	60	188	321.13	22.3	2	20.1	11.1	17.8
4119+950	4119+990	40	187.5	225	22.4	1.94	30.7	13.9	12
5020+850	5020+800	50	258	423.51	22.7	2	27.5	9.6	26.9
5020+350	5020+410	60	234	372.28	22.7	1.8	30.6	20.2	10
5020+850	5020+900	50	66.18	121.62	22.7	2	27.5	9.6	26.9
5020+150	5020+180	30	154	204.02	37	1.84	15.7	14.7	10.4
5019+850	5019+890	40	255	435.29	37.9	1.84	15.7	15.1	8.5
5021+000	5021+000	0	76.27	125	47.4	2.01	18	11	9.1
5019+400	5019+470	70	212	290.81	51.9	1.97	18.3	16.9	8.6
				<b>Máximo</b>	51.9	2.04	30.7	20.2	26.9
				<b>Mínimo</b>	20	1.8	5	8.2	0
				<b>Promedio</b>	29.03	1.95	18.84	12.9	11.77

Tabla 16. Resultados de las pruebas realizadas en el subbalasto.

Subtramo		Distancia entre pruebas [m]	Pruebas de placa		Propiedades índice			
Pruebas índice	Prueba de placa		E <sub>v1</sub> [MN/m <sup>2</sup> ]	E <sub>v2</sub> [MN/m <sup>2</sup> ]	C.B.R. [%]	Masa Volumétrica [t/m <sup>3</sup> ]	Finos [%]	Contenido de agua óptimo [%]
<b>5020+500</b>	5020+510	10	143	197.4	38.95	1.92	10	11
<b>5019+400</b>	5020+510	100	143	197.4	43.51	1.97	11	8.9
<b>5019+200</b>	5019+300	100	187	289.71	44.43	1.98	17	8.6
<b>5020+100</b>	5020+100	0	223	314.11	45.34	1.99	11	8.5
<b>5020+000</b>	5019+930	70	268	323.54	46.25	2	12	8.2
<b>5020+500</b>	5020+510	10	143	197.4	46.25	1.92	10	11
<b>5020+750</b>	5020+660	90	268	323.54	47.16	2.01	13	7.7
<b>5020+960</b>	5020+900	60	204	269.54	53.73	2.08	5	9.5
<b>5019+120</b>	5019+000	120	196	409.99	56.28	2.11	2	6.5
<b>5019+700</b>	5019+700	0	146	201.53	57.19	2.12	2	6.4
<b>4119+000</b>	4119+100	100	147	223.87	59.93	2.15	10	9.3
				<b>Máximo</b>	<b>59.93</b>	<b>2.15</b>	<b>17</b>	<b>11</b>
				<b>Mínimo</b>	<b>38.95</b>	<b>1.92</b>	<b>2.1</b>	<b>6.4</b>
				<b>Promedio</b>	<b>49</b>	<b>2.02</b>	<b>9.4</b>	<b>8.6</b>

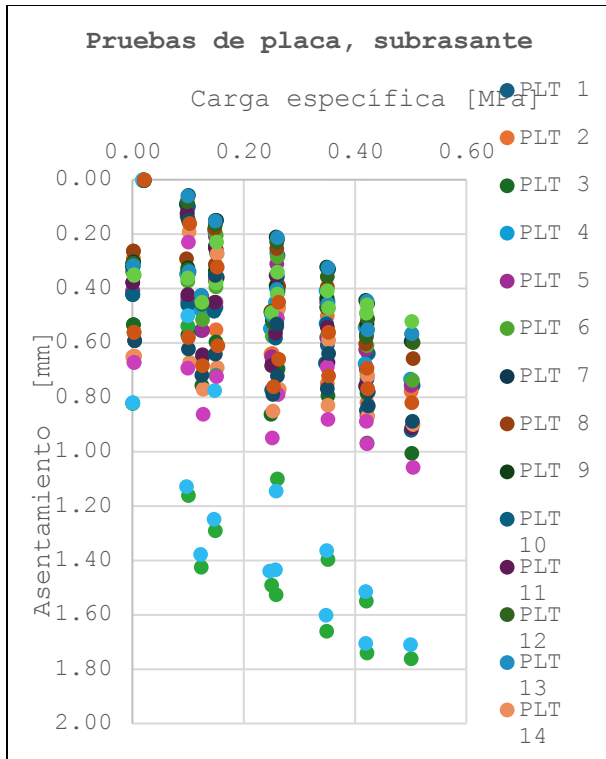


Figura 41. Pruebas de placa, subrasante.

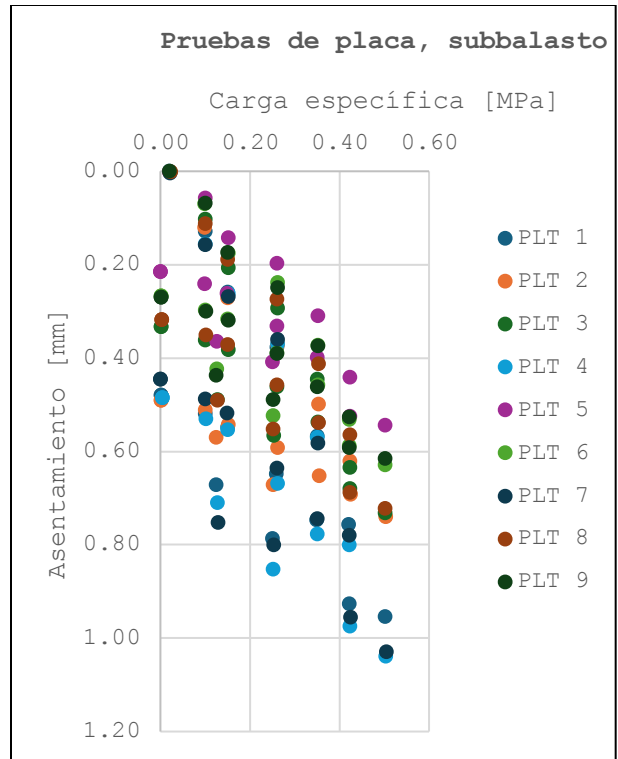


Figura 42. Pruebas de placa, subbalasto.

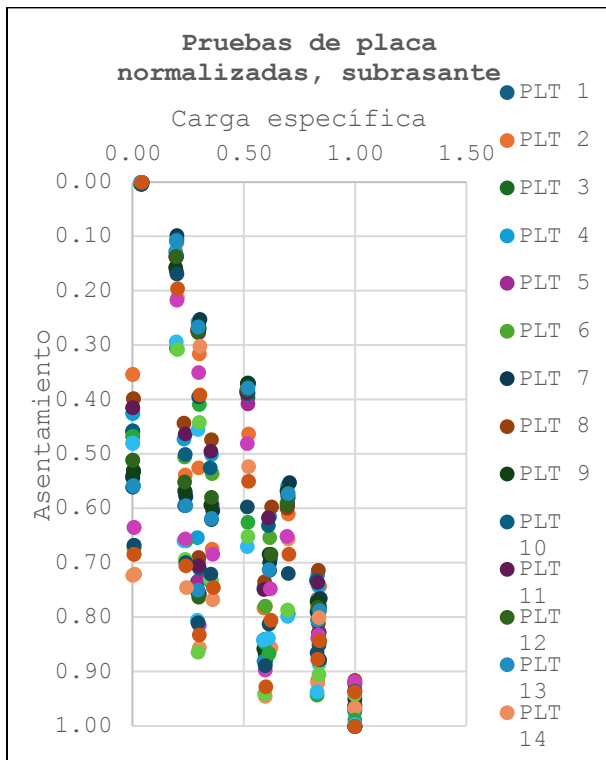


Figura 43. Pruebas de placa normalizadas, subrasante.

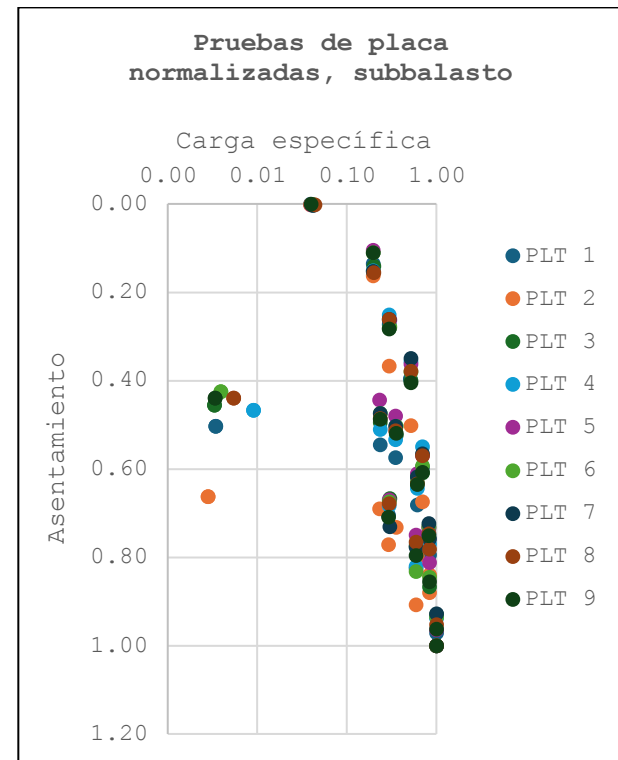


Figura 44. Pruebas de placa normalizadas, subbalasto.

Las gráficas de dispersión de las Figuras 43 y 44 muestran una estrecha relación entre los datos, lo que sugiere que los materiales utilizados en los subtramos se ajustan a un mismo comportamiento mecánico.

Con el propósito de analizar la relación entre las propiedades índice de los suelos y su comportamiento bajo carga, se graficaron los parámetros obtenidos en las pruebas índice frente al módulo de compresibilidad derivado de las pruebas de placa (Figuras 45 a 49). Sin embargo, los resultados no muestran una tendencia clara, evidenciando una alta dispersión de los datos y la ausencia de una correlación definida. Esto sugiere que existen limitaciones para evaluar el desempeño de la vía basándose únicamente en sus propiedades índice, ya que las características del material pueden variar en su comportamiento, generando incertidumbre sobre el desempeño esperado si se utilizan exclusivamente como criterio de análisis.

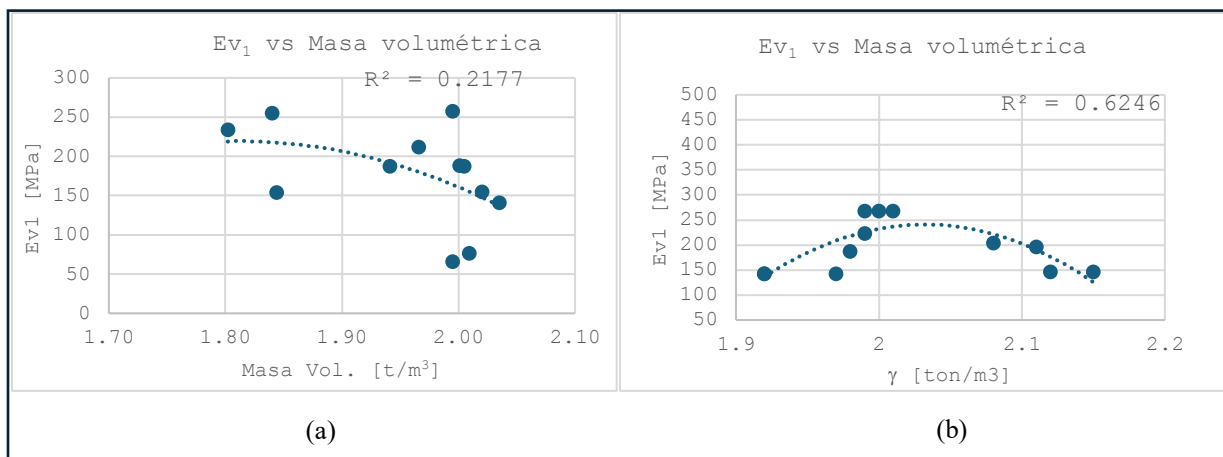


Figura 45. Relación del módulo de compresibilidad y la masa volumétrica, (a) subrasante y (b) subbalasto.

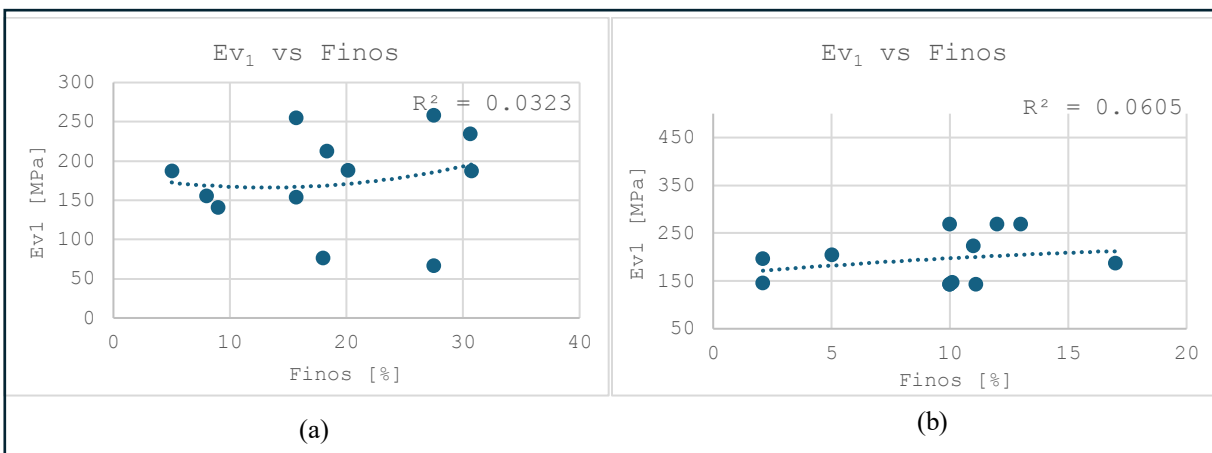


Figura 46. Relación del módulo de compresibilidad y la cantidad de finos, (a) subrasante y (b) subbalasto.

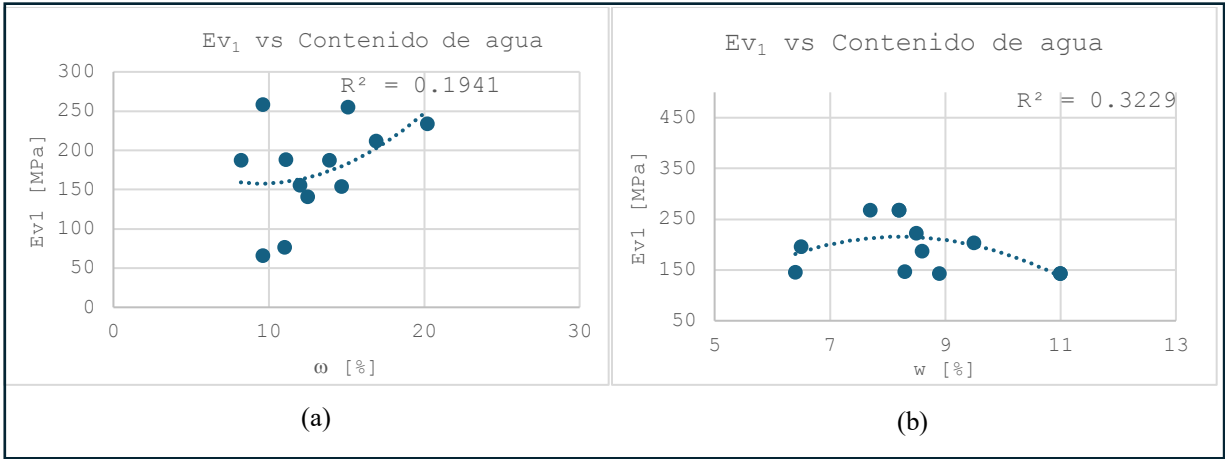


Figura 47. Relación del módulo de compresibilidad y el contenido de agua óptimo.

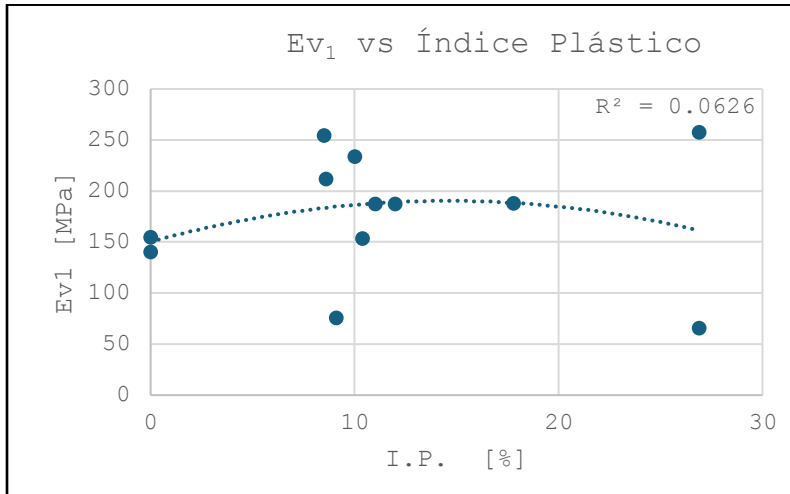


Figura 48. Relación del módulo de compresibilidad y el Índice de Plasticidad, subrasante.

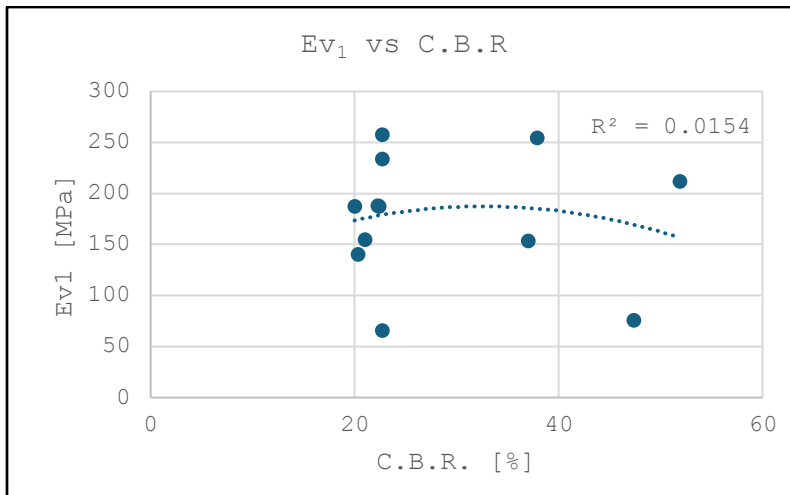


Figura 49. Relación del módulo de compresibilidad y el C.B.R., subrasante.

## V. Análisis de resultados

### V.I. Obtención de la rigidez de la vía

En este capítulo se presenta el valor obtenido del módulo elástico de la subrasante de la vía férrea, calculado mediante formulaciones empíricas basadas en la correlación con el índice C.B.R. Dichos valores se comparan con los resultados obtenidos a partir de los modelos numéricos que simulan la prueba de placa in situ como se observa en las Figuras 34 y 50.

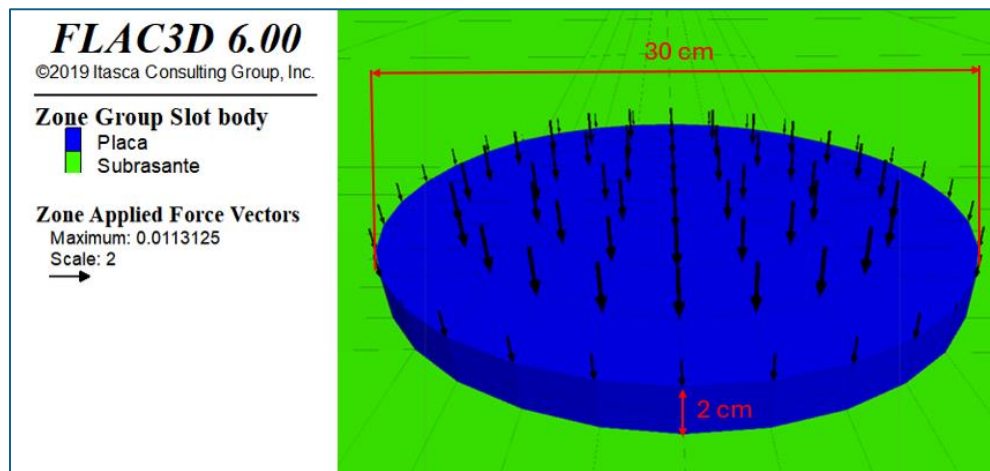


Figura 50. Modelo numérico de simulación de pruebas de placa in situ.

#### *Obtención de la rigidez de la vía a partir de pruebas C.B.R.*

A continuación, en la Tabla 17 y Figura 51, se muestran los valores de módulo elástico calculados con las Ecuaciones 39 a 43 utilizando los valores de C.B.R. medidos en el sitio.

Tabla 17. Valores del módulo elástico obtenidos mediante pruebas de C.B.R., en la subrasante.

Prueba CBR		E calculado [ton/m <sup>2</sup> ]			
Sub-tramo CBR	C.B.R. [%]	Powell	NAASRA	Elsa Eka Putri	Huekelom y Klomp
6029+035	20.00	12212	10218	1652	21092
6028+280	20.30	12329	10294	1677	21408
6028+780	21.00	12599	10470	1735	22147
4119+150	22.30	13093	10789	1842	23518
4119+950	22.40	13130	10814	1851	23623
4120+150	39.40	18841	14338	3254	41551
5020+850	22.70	13242	10886	1875	23940
5020+350	22.70	13242	10886	1875	23940
5020+850	22.70	13242	10886	1875	23940
5020+150	37.00	18103	13898	3057	39020
5019+850	37.90	18384	14066	3131	39970
5021+000	47.40	21213	15730	3916	49988
5019+400	51.90	22481	16460	4288	54734
Máximo	<b>51.90</b>	<b>22481</b>	<b>16460</b>	<b>4288</b>	<b>54734</b>
Mínimo	<b>20.00</b>	<b>12212</b>	<b>10218</b>	<b>1652</b>	<b>21092</b>
Promedio	<b>29.03</b>	<b>15273</b>	<b>12116</b>	<b>2398</b>	<b>30610</b>

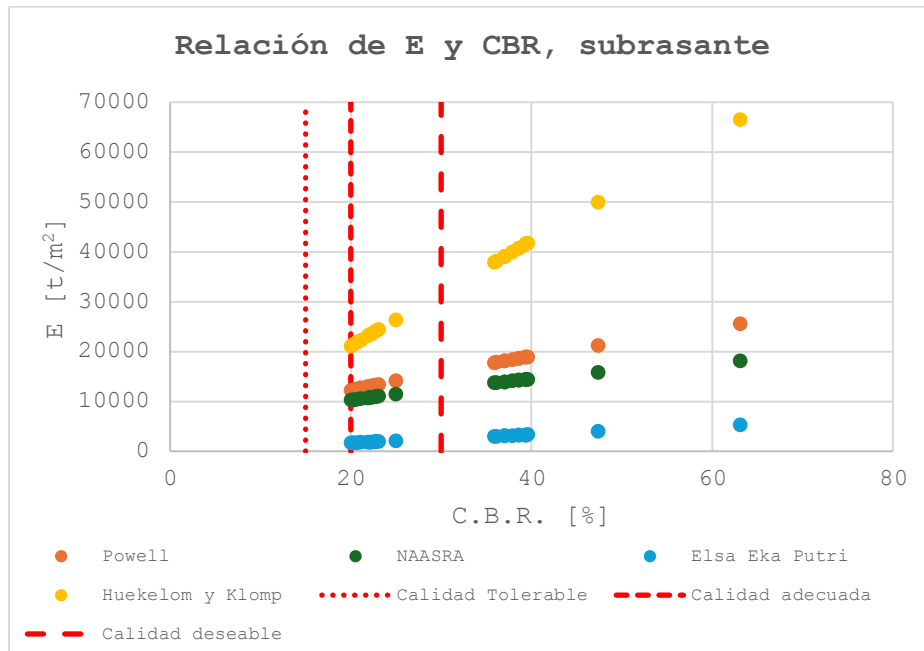


Figura 51. Correlación de C.B.R. y E.

### Obtención de la rigidez de las capas de la vía mediante modelos numéricos

Como se mencionó en el Capítulo III.I.I., para el Caso I, se simularon pruebas de placa in situ con el programa Flac3D de la subrasante y subbalasto donde se observó buen comportamiento del material. Las Figuras 52 y 54 muestran que el modelo numérico, empleando el criterio de falla de Mohr-Coulomb, logra simular de manera satisfactoria el primer ciclo de carga de la prueba de placa. Sin embargo, se observa una discrepancia significativa al comparar los resultados del modelo con el segundo ciclo de carga. Esta discrepancia se atribuye a las limitaciones del modelo de Mohr-Coulomb para representar el comportamiento elastoplástico y las deformaciones plásticas acumuladas durante ciclos de carga repetidos.

Para superar estas limitaciones, se implementó otro modelo constitutivo utilizando el criterio de plasticidad con endurecimiento (Plastic-Hardening). Este modelo permite considerar de manera más realista el comportamiento no lineal del suelo, incluyendo las deformaciones plásticas irreversibles. Como se aprecia en las Figuras 53 y 55, el modelo con Plastic-Hardening presenta un ajuste notablemente mejor a los datos experimentales de las pruebas de placa, tanto para el primer como para el segundo ciclo de carga.

Se utilizaron las propiedades calibradas de la capa de subrasante para calibrar las propiedades en el subbalasto.

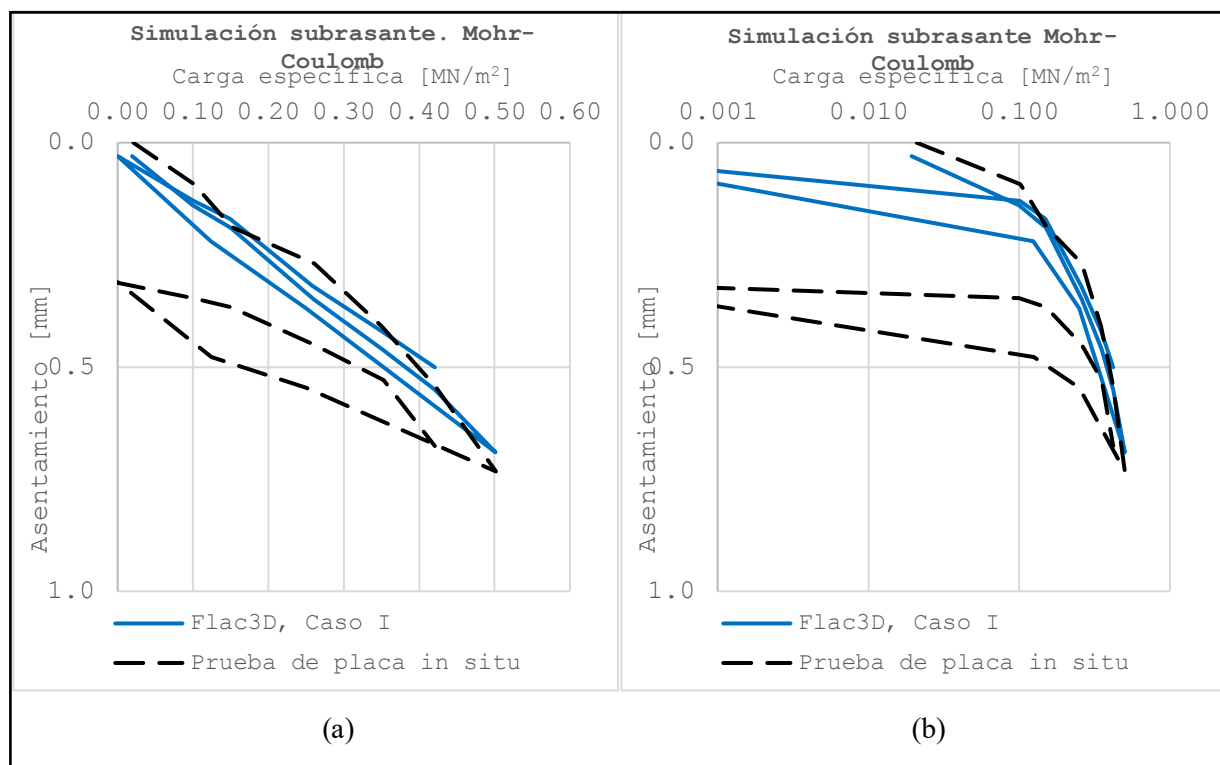


Figura 52. Simulación de la prueba de placa en la subrasante, utilizando el modelo constitutivo Mohr Coulomb. (a) escala aritmética (b) escala logarítmica.

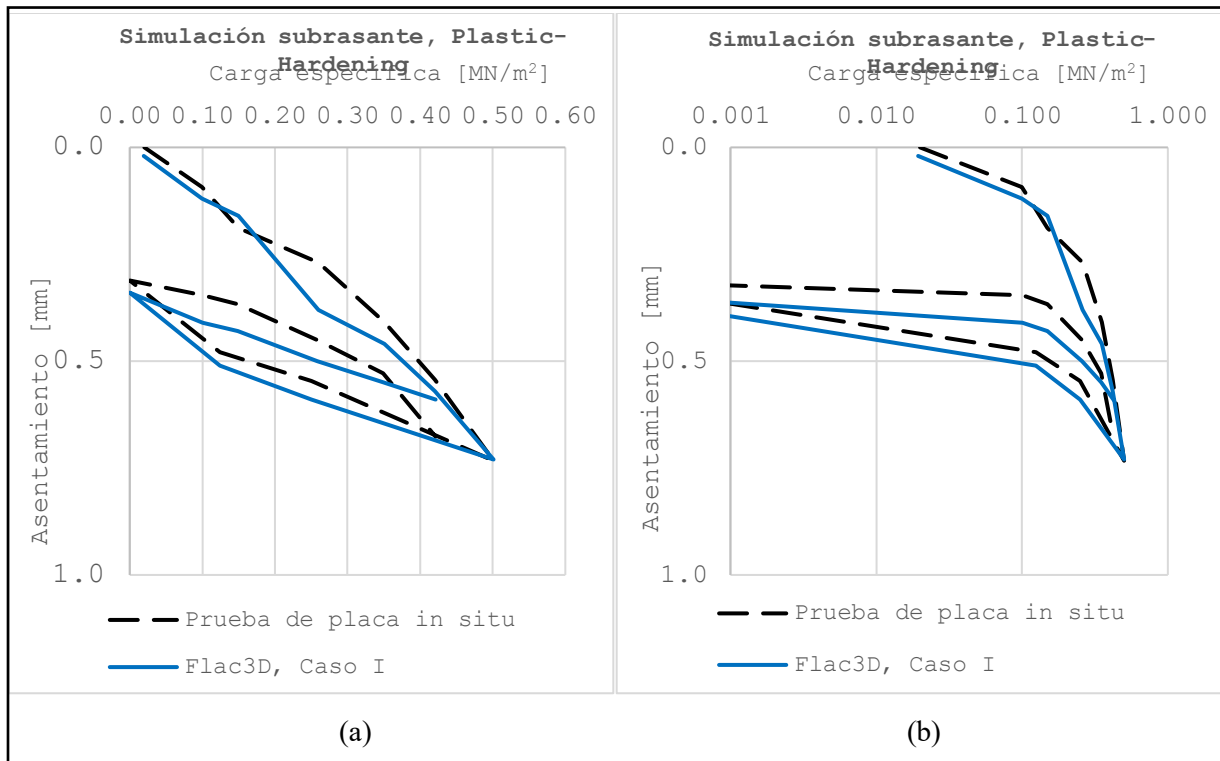


Figura 53. Simulación de la prueba de placa en la subrasante utilizando el modelo constitutivo Plastic-Hardening. (a) escala aritmética (b) escala logarítmica.

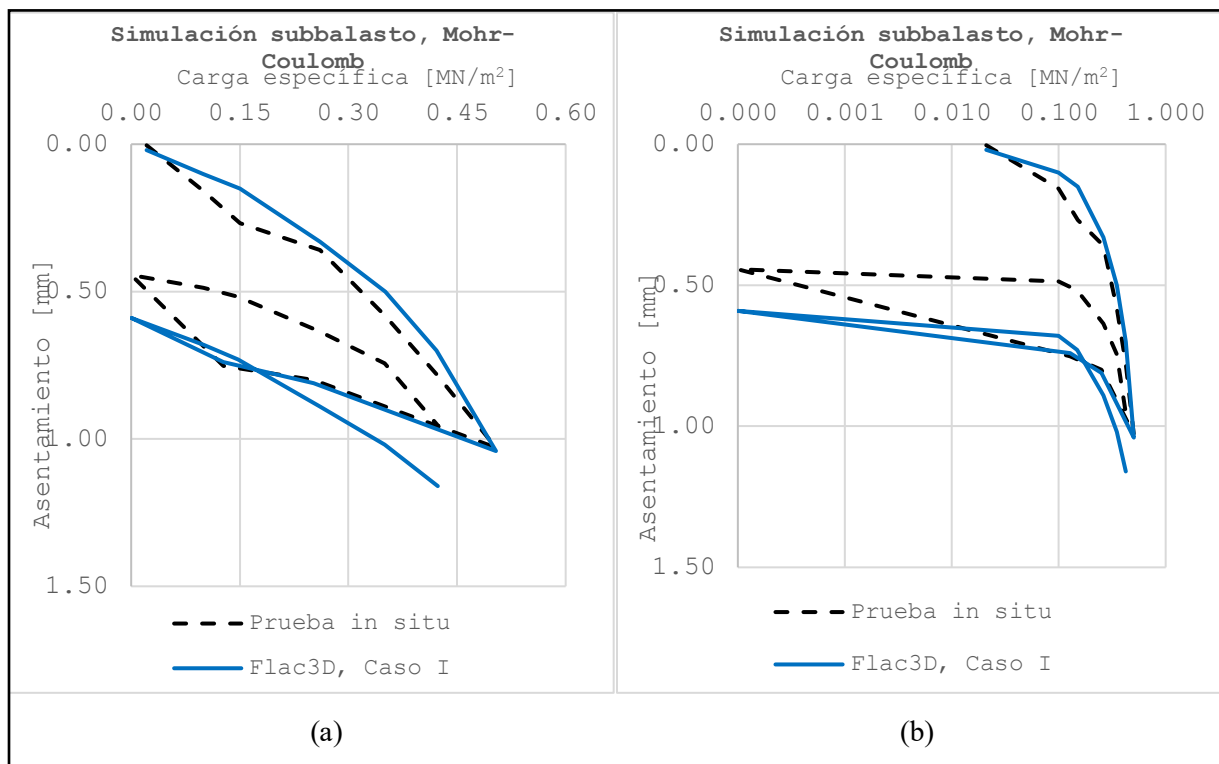


Figura 54. Simulación de la prueba de placa en el subbalasto, utilizando el modelo constitutivo Mohr-Coulomb. (a) escala aritmética (b) escala logarítmica

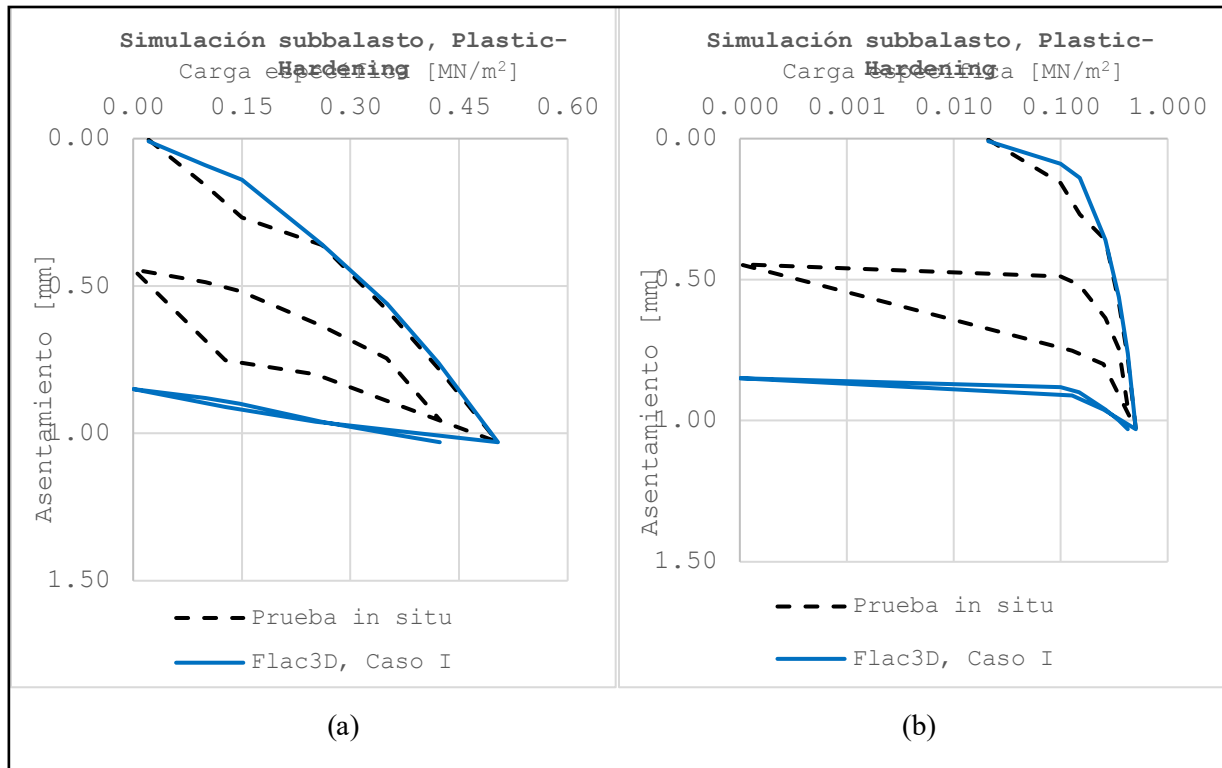


Figura 55. Simulación de la prueba de placa en el subbalasto utilizando el modelo constitutivo Plastic-Hardening. (a) escala aritmética (b) escala logarítmica.

### Comparación de la rigidez de las capas en campo y la obtenida por métodos numéricos

Se realizó una comparación en la Tabla 18 de los módulos de elasticidad calculados por las teorías de relación del C.B.R. y los obtenidos de los modelos Mohr-Coulomb y Plastic-Hardening.

Tabla 18. Comparación de los módulos elásticos de la subrasante obtenidos del modelo vs los obtenidos de las teorías de C.B.R.

Valor de E calculado con el valor de C.B.R. medido en campo			
Powell [t/m <sup>2</sup> ]	NAASRA [t/m <sup>2</sup> ]	Elsa [t/m <sup>2</sup> ]	Heukelom [t/m <sup>2</sup> ]
18841	14338	3254	41551
Simulación Flac3D			
Mohr-Coulomb [t/m <sup>2</sup> ]		Plastic-Hardening [t/m <sup>2</sup> ]	
10800		15300	

Con base en los resultados de las simulaciones de las pruebas de placa para el Caso I, se determinó que las capas de la vía son mejor representadas por el modelo constitutivo Plastic-Hardening, por lo que, para el análisis de los tres escenarios propuestos, se utilizó este criterio. Asimismo, estos valores se asemejan a los valores calculados por la ecuación de NAASRA

De esta manera, fue posible caracterizar las capas de la vía correspondientes al Caso I. Los Casos II y III se definieron considerando propiedades mecánicas de la subrasante distintas a las del Caso I, con el propósito de analizar el efecto de diferentes comportamientos de esta capa. En todos los casos, las propiedades de las demás capas de la vía se mantuvieron constantes. En la Tabla 19 se presentan las propiedades mecánicas de las capas de la vía para cada caso, incluyendo aquellas obtenidas a partir de la simulación numérica de la prueba de placa en la subrasante del Caso I.

Tabla 19. Propiedades de las capas de la vía.

<b>Caso I</b>							
<b>Capa</b>	$E_{50}$ [ton /m <sup>2</sup> ]	$E_{oed}$ [ton /m <sup>2</sup> ]	$E_{ur}$ [ton /m <sup>2</sup> ]	$\nu$	$\gamma$ [ton /m <sup>3</sup> ]	$c$ [ton /m <sup>2</sup> ]	$\varphi$ [°]
<b>Balasto</b>	25000	25000	75000	0.30	1.86	0	50
<b>Subbalasto</b>	20000	20000	60000	0.30	2.00	0	45
<b>Subrasante</b>	15300	15300	45900	0.40	1.80	1.8	40
<b>Terraplén</b>	4077	-	-	0.40	1.80	1.5	30
<b>Terreno natural</b>	124846	-	-	0.20	2.20	9.54	42.5
<b>Caso II</b>							
<b>Capa</b>	$E_{50}$ [ton /m <sup>2</sup> ]	$E_{oed}$ [ton /m <sup>2</sup> ]	$E_{ur}$ [ton /m <sup>2</sup> ]	$\nu$	$\gamma$ [ton /m <sup>3</sup> ]	$c$ [ton /m <sup>2</sup> ]	$\varphi$ [°]
<b>Balasto</b>	25000	25000	75000	0.20	1.50	0	45
<b>Subbalasto</b>	20000	20000	60000	0.30	1.90	0	35
<b>Subrasante</b>	5000	5000	15000	0.40	1.85	1.5	30
<b>Terraplén</b>	4077	-	-	0.40	1.80	1.5	30
<b>Terreno natural</b>	124846	-	-	0.2	2.20	9.54	42.5
<b>Caso III</b>							
<b>Capa</b>	$E_{50}$ [ton /m <sup>2</sup> ]	$E_{oed}$ [ton /m <sup>2</sup> ]	$E_{ur}$ [ton /m <sup>2</sup> ]	$\nu$	$\gamma$ [ton /m <sup>3</sup> ]	$c$ [ton /m <sup>2</sup> ]	$\varphi$ [°]
<b>Balasto</b>	25000	25000	75000	0.30	1.86	0	50
<b>Subbalasto</b>	20000	20000	60000	0.30	2.00	0	45
<b>Subrasante</b>	3500	3500	10500	0.40	1.80	1.8	40
<b>Terraplén</b>	4077	-	-	0.40	1.80	1.5	30
<b>Terreno natural</b>	124846	-	-	0.20	2.20	9.54	42.5

## V.II. Evaluación de la estabilidad del soporte de vía en términos de esfuerzos

### *Esfuerzos en la interfaz durmiente-balasto*

Los resultados obtenidos mediante simulaciones numéricas bajo condiciones estáticas, pseudo-estáticas y dinámicas utilizando el modelo constitutivo Plastic-Hardening se presentan en la Tabla 20 y en Figura 56. Estos esfuerzos fueron comparados con los estimados por las ecuaciones propuestas por AREMA (2010) y Sadeghi (2008), así como con los valores admisibles recomendados por Esveld (2001) y AREMA.

*Tabla 20. Esfuerzos en la interfaz durmiente - balasto.*

Esfuerzo en la interfaz durmiente – balasto	Calculado		Valor admisible		Modelo Flac3D, estático			Modelo Flac3D, pseudo-estático		
	AREMA (2010)	Sadeghi (2008)	Esveld (2001)	AREMA (2010)	Caso I	Caso II	Caso III	Caso I	Caso II	Caso III
Tren de pasajeros [t/m <sup>2</sup> ]	24.01	26.56	50	45	12.45	11.12	9.43	21.36	19.19	17.42

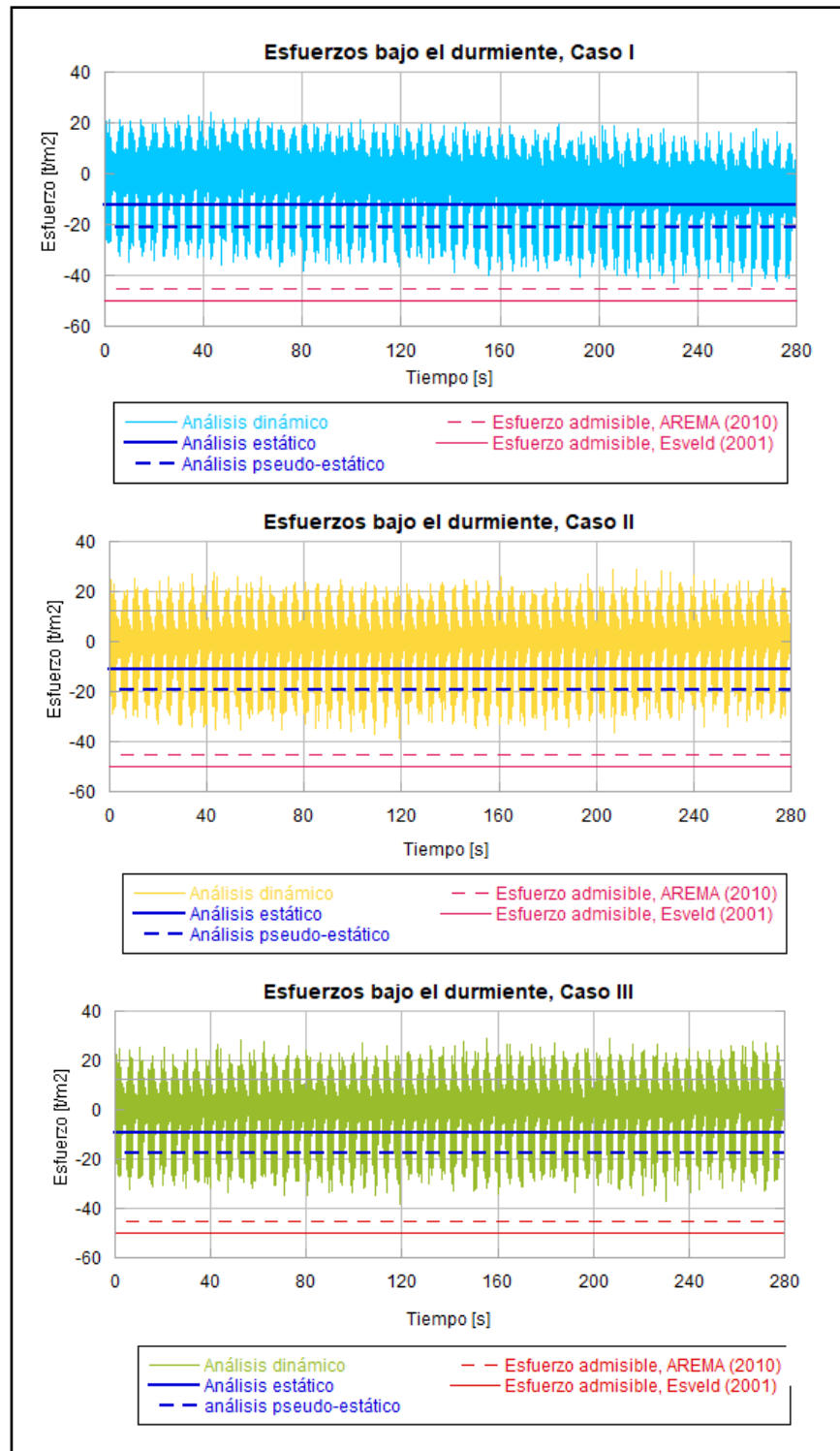


Figura 56. Esfuerzos en la interfaz durmiente-balasto.

Los esfuerzos obtenidos a partir del análisis pseudo-estático muestran la mayor concordancia con los valores calculados mediante las formulaciones empíricas propuestas por AREMA (2010) y Sadeghi (2008). No obstante, en el análisis dinámico se observa que, tras los primeros ciclos de carga, los esfuerzos se incrementan hasta alcanzar un estado estable después de cierto número de ciclos. Este comportamiento pone de manifiesto la importancia de considerar explícitamente el efecto de la carga repetitiva, a fin de no subestimar niveles de esfuerzo más elevados durante la vida en servicio de la vía.

**En todos los casos estudiados, los esfuerzos simulados permanecen por debajo de los límites admisibles, lo que indica que, desde el punto de vista tensional, la vía férrea cumple con los criterios estructurales establecidos para la interfaz durmiente–balasto.**

#### *Esfuerzos en la subrasante*

La Tabla 21 muestra los esfuerzos verticales calculados en la subrasante utilizando diferentes métodos teóricos (Talbot, Sadeghi, Ferrocarriles Japoneses, y aproximación trapezoidal), los valores obtenidos del modelo numérico en FLAC3D, y los límites recomendados por AREMA (2010) y Clarke (1957).

*Tabla 21. Esfuerzos en la subrasante.*

Esfuerzos en la subrasante		Tren de pasajeros [ton/m <sup>2</sup> ]		
		Caso I	Caso II	Caso III
Calculados	Talbot	6.89	6.19	5.62
	Sadeghi	5.52	4.96	4.50
	Aproximación trapezoidal	12.02	10.80	9.80
	Ferrocarriles Japoneses	4.08	3.67	3.33
Admisible	AREMA	17.6		
	Clarke (1957)	14.0		
Flac3D	Pesudo-estático	8.50	8.43	9.00

Los esfuerzos obtenidos del modelo numérico y los calculados con las ecuaciones empíricas se encuentran dentro del rango permisible en todos los casos, lo cual valida la capacidad de la subrasante. En particular, se destaca que la aproximación trapezoidal de Jeffs y Tew (1991) muestra una muy buena correlación con los valores obtenidos del modelo numérico.

En la Figura 57 se presenta la evolución de los esfuerzos en la subrasante obtenidos mediante los análisis pseudo-estático y dinámico. **Al igual que en el comportamiento observado en la interfaz durmiente–balasto, los casos de estudio muestran una evolución estable de los esfuerzos en la subrasante. No obstante, se observa que en el Caso III los esfuerzos alcanzan valores mayores; sin embargo, estos permanecen dentro de los límites admisibles. El incremento de los esfuerzos en este caso se atribuye a la menor rigidez de la subrasante, lo que condiciona una mayor concentración de esfuerzos bajo la acción de cargas aplicadas.**

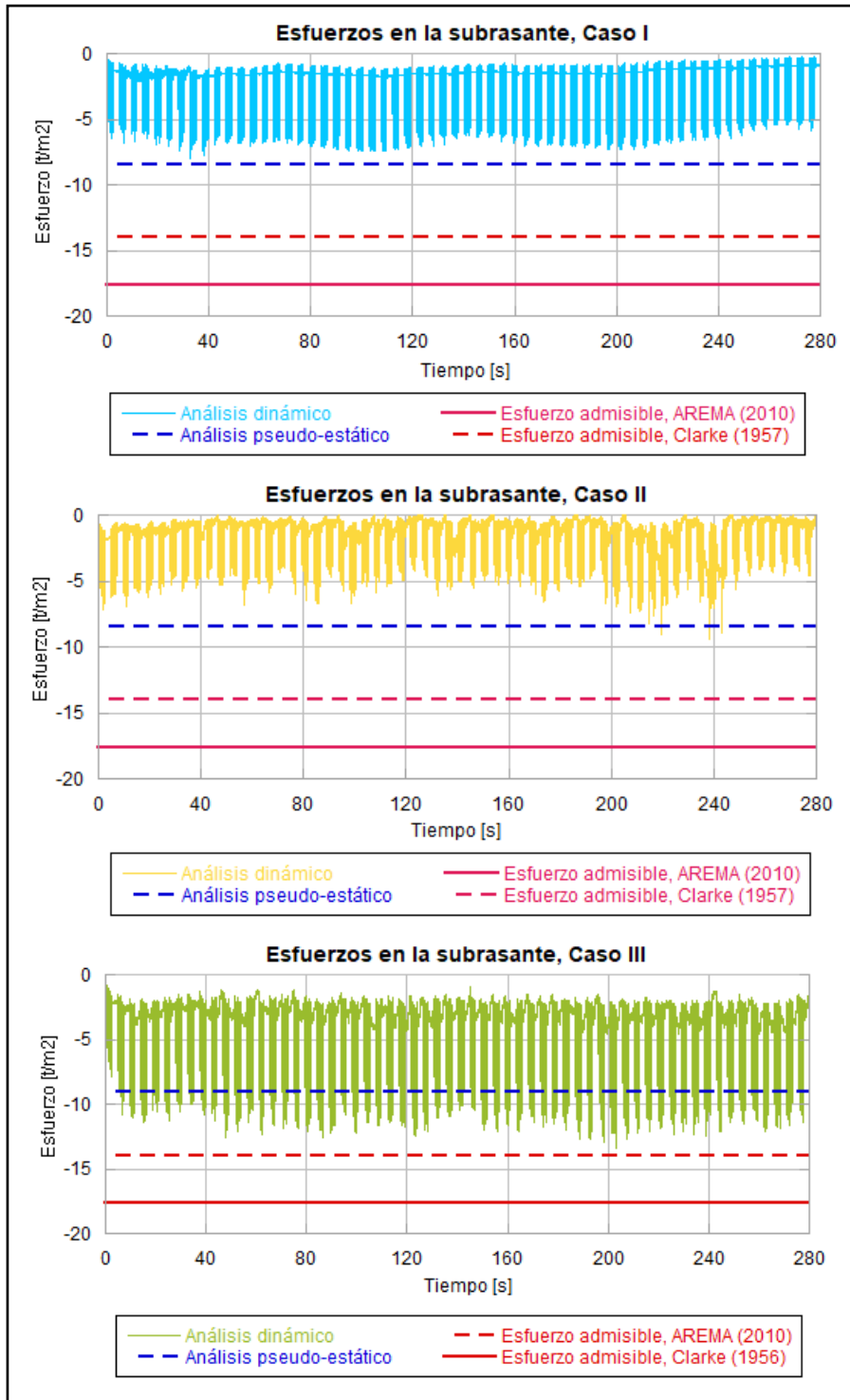


Figura 57. Esfuerzos en la subrasante, Caso III.

La Figura 58 presenta la distribución de esfuerzos a lo largo de las capas de la vía. Donde se observa que los esfuerzos generados en las capas de la vía del Caso III son mayores a los Casos I y II. Sin embargo, todavía se encuentra dentro de los límites establecidos.

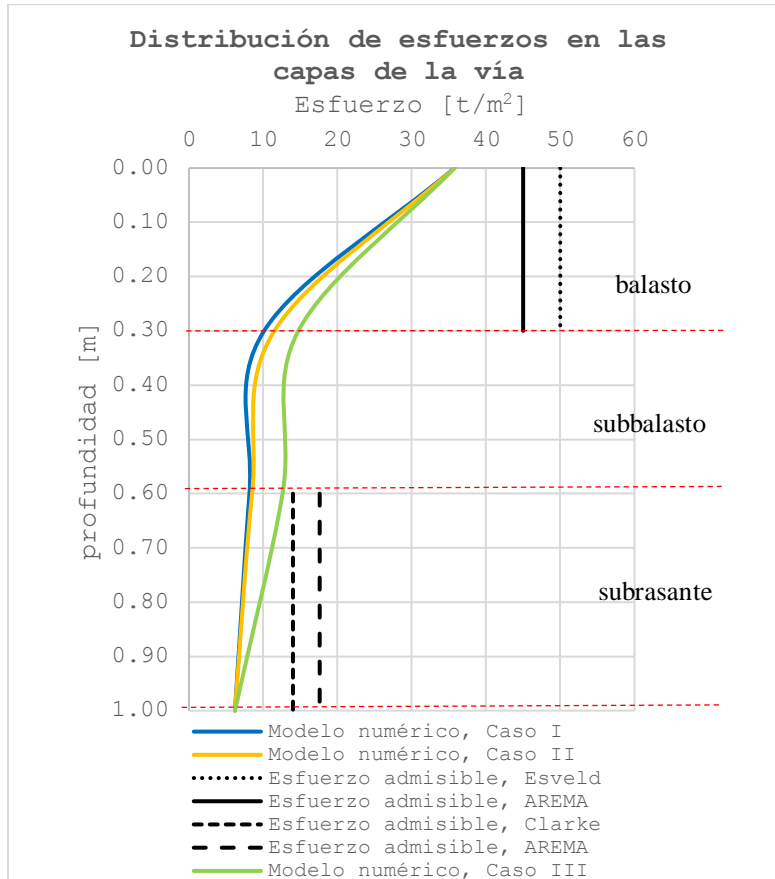


Figura 58. Distribución de esfuerzos en las capas de la vía.

### V.III. Definición del desgaste de la vía a largo plazo

Con el fin de evaluar el comportamiento de la vía a largo plazo, se simularon 1000 ciclos de carga, equivalentes al paso de 65 trenes, aplicados sobre un durmiente, y se determinaron las deformaciones inducidas por dichas cargas. En la Figura 59 se presentan las deformaciones verticales de la vía correspondientes a los casos de estudio analizados.

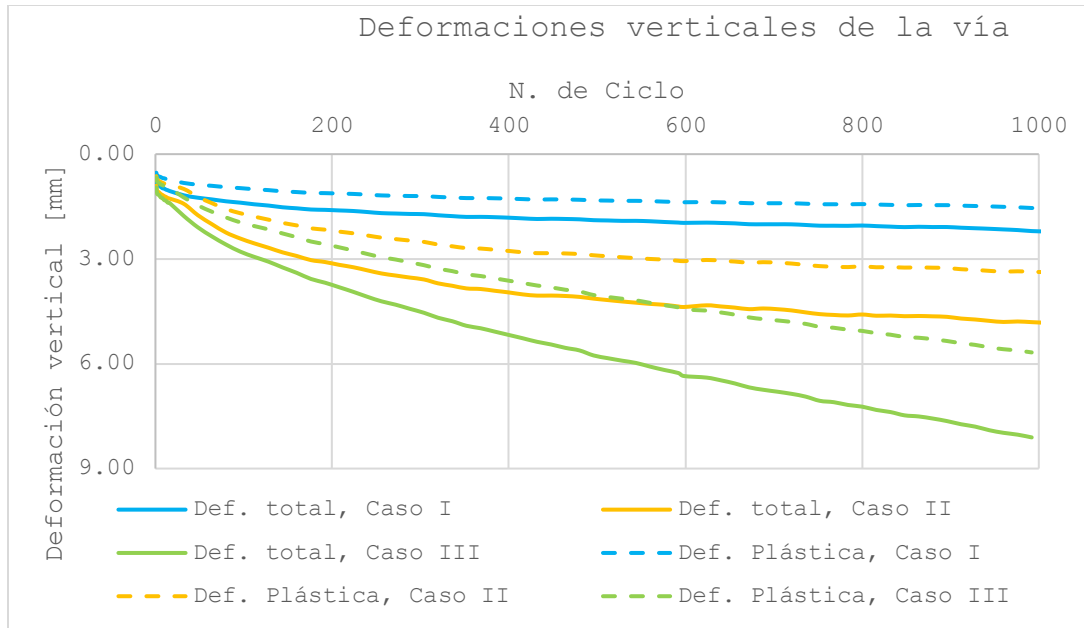


Figura 59. Deformaciones verticales de la vía.

El comportamiento de asentamiento obtenido se comparó con las ecuaciones de asentamiento desarrolladas por diversos autores, las cuales se presentan en la Tabla 9. La Figura 60 muestra esta comparación, de la cual se observó que los resultados muestran una alta similitud con el comportamiento descrito por la ecuación propuesta por Indraratna (2007), la cual presenta la siguiente forma:

$$S_N = S_1(N^y) \quad (51)$$

Donde:

$S_N$ : asentamiento de la vía en el ciclo N de carga.

$S_1$ : asentamiento del balasto en el primer ciclo de carga.

$N$ : número de ciclo de carga

$y$ : constante que dependen de las propiedades del material.

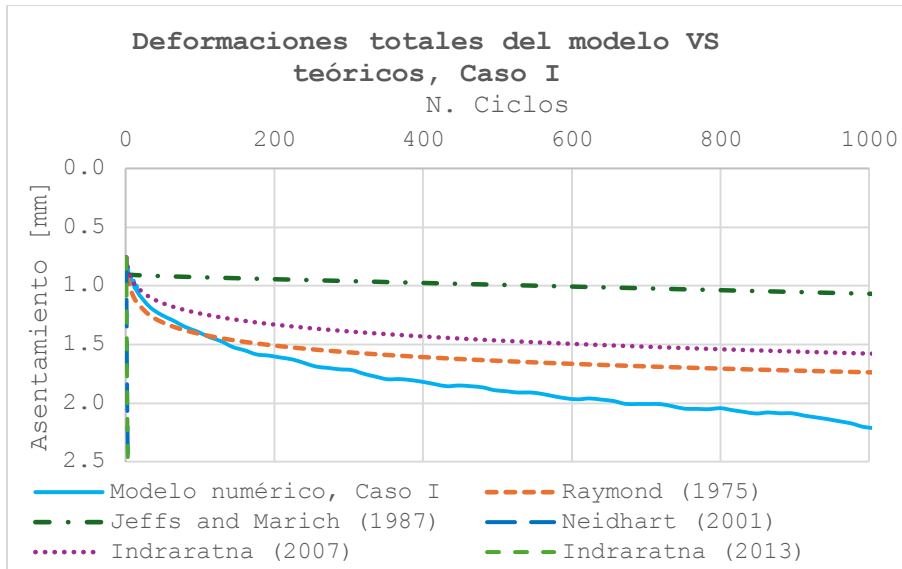
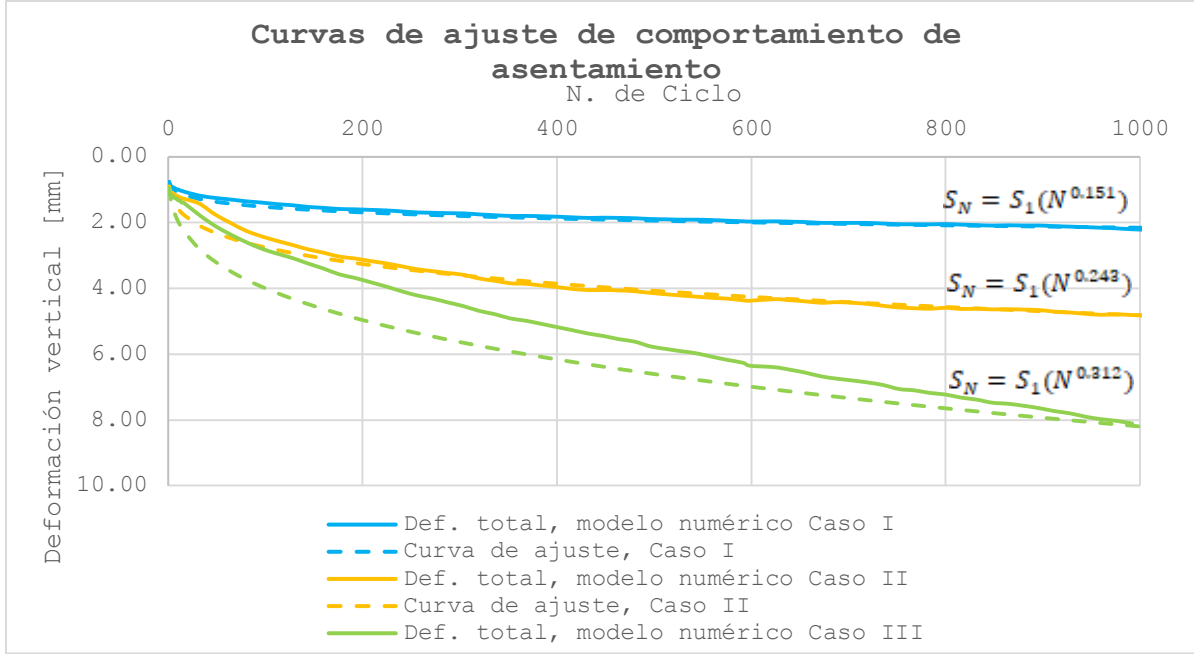


Figura 60. Deformaciones totales del modelo VS teóricos, Caso I.

La constante “y” fue ajustada de manera independiente para cada caso de estudio, debido a que las propiedades mecánicas de los materiales difieren entre ellos. En la Tabla 22 se presentan los valores obtenidos de dicha constante para cada caso, mientras que en la Figura 61 se muestran las curvas de ajuste correspondientes al comportamiento de asentamiento para cada uno de los casos analizados.

Tabla 22. Valores de la constante “y” de las curvas de ajuste de comportamiento de asentamiento.

Caso de estudio	Constante “y”
<b>I</b>	0.151
<b>II</b>	0.243
<b>III</b>	0.312



*Figura 61. Curvas de ajuste de comportamiento de asentamiento.*

Al obtener un ajuste adecuado de las curvas de comportamiento del asentamiento, es posible predecir las deformaciones de la vía férrea a largo plazo. La Figura 62 muestra el comportamiento esperado de las deformaciones plásticas (considerando que estas representan el 70% de las deformaciones totales) durante un año de operación para los distintos casos de estudio, el cual se compara con los límites de nivelación vertical establecidos por normas internacionales. De esta forma, es posible estimar el tiempo en el que la

vía requerirá intervenciones de mantenimiento, ya sea preventivo o correctivo, con el fin de mantenerse dentro de los límites permisibles, en función de la normativa aplicable al tramo analizado.

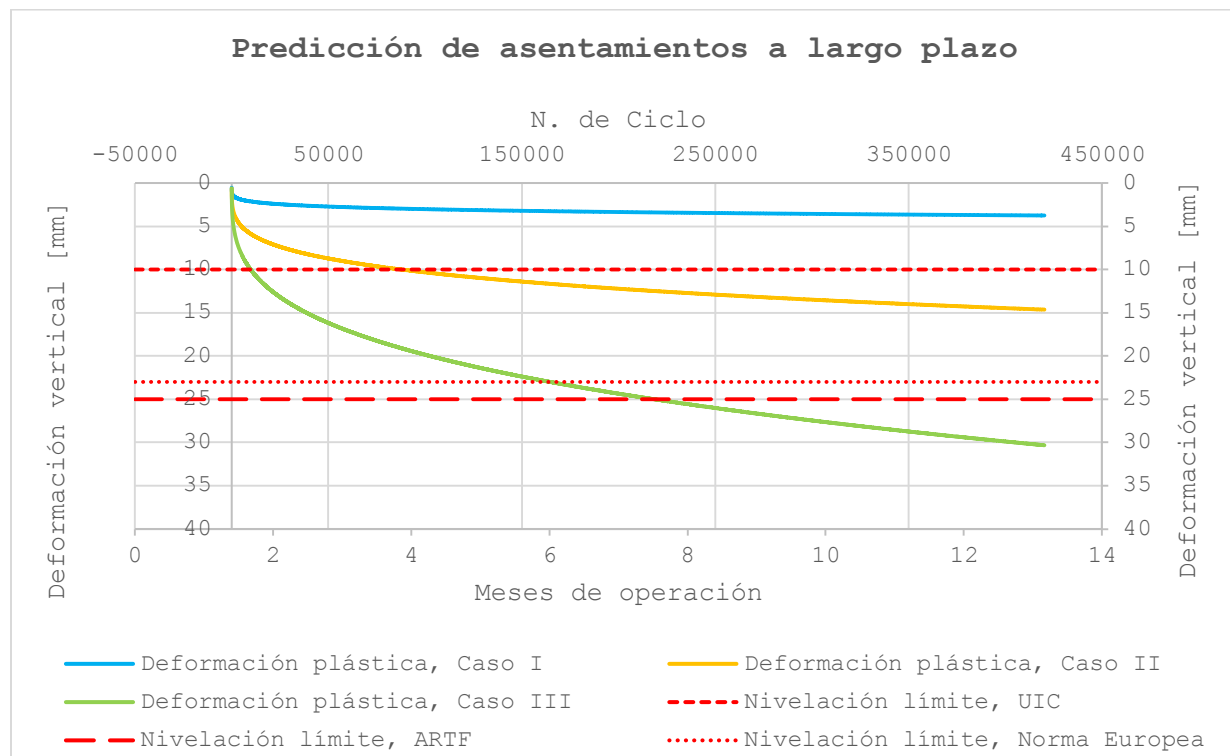


Figura 62. Predicción de asentamientos a largo plazo.

## V.IV. Evaluación del desempeño de la vía mediante curvas esfuerzo-asentamiento

Se realizó un análisis estático en el que se aplicaron distintas cargas sobre la subrasante en los casos de estudio, con el objetivo de describir su desempeño bajo distintos esfuerzos. La Figura 63 muestra las curvas esfuerzo-deformación correspondientes a los Casos I, II y III, permitiendo comparar la respuesta mecánica de la vía ante un incremento progresivo del esfuerzo vertical.

En primer lugar, se observa que el Caso I presenta los mayores valores de esfuerzo para un mismo nivel de deformación, lo que indica una mayor rigidez del sistema. Esto sugiere que la subrasante asociada a este caso posee una mayor capacidad de carga y una menor susceptibilidad a deformaciones verticales, lo cual se traduce en un mejor desempeño estructural de la vía.

Por su parte, los Casos II y III muestran curvas con pendientes menores, reflejando un comportamiento más deformable. Entre estos, el Caso III registra las mayores deformaciones para niveles similares de esfuerzo,

evidenciando la menor rigidez del sistema y, por tanto, una mayor propensión a la acumulación de deformaciones plásticas bajo cargas repetidas.

Adicionalmente, las tres curvas presentan una tendencia no lineal, lo cual es característico del comportamiento elastoplástico del suelo, donde la rigidez disminuye conforme aumenta la deformación. Esta respuesta concuerda con lo observado en pruebas de placa y ensayos cíclicos reportados en la literatura para materiales de subrasante.

En conjunto, la gráfica pone de manifiesto que una mayor capacidad de carga de la subrasante se traduce en una respuesta más rígida de la vía, mientras que subrasantes con menor capacidad inducen mayores deformaciones, lo cual puede afectar el desempeño a largo plazo y aumentar la necesidad de mantenimiento.

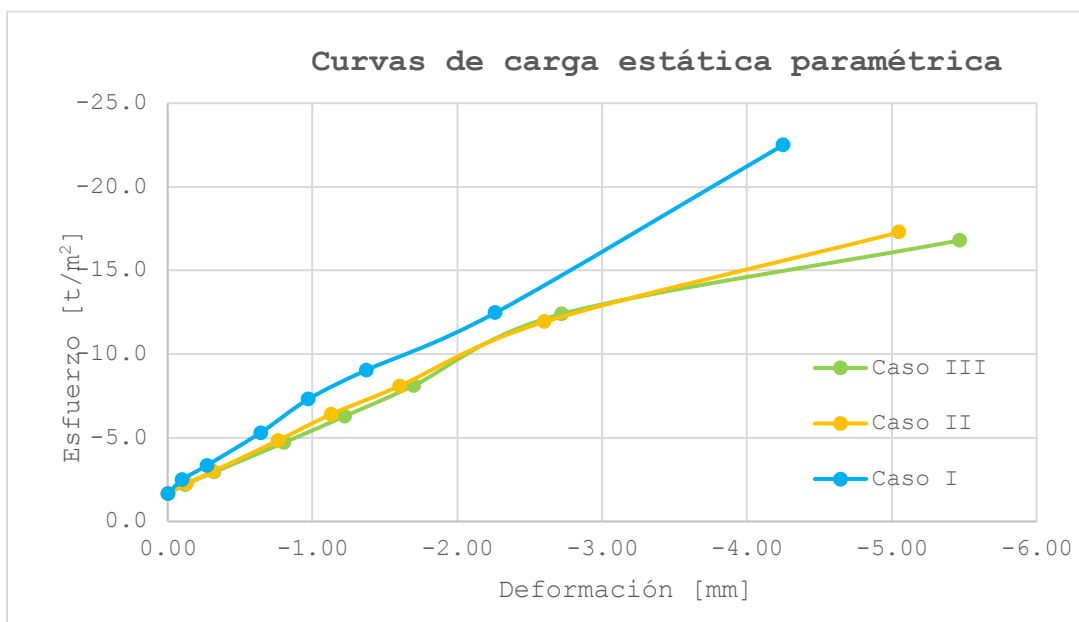


Figura 63. Curvas de carga estática paramétrica.

Las Figuras 64 a 66, correspondientes a los Casos I, II y III, muestran la comparación entre la curva de carga estática paramétrica y la respuesta del sistema bajo ciclos de carga, lo que permite analizar el comportamiento elastoplástico y la acumulación de deformaciones en la vía férrea.

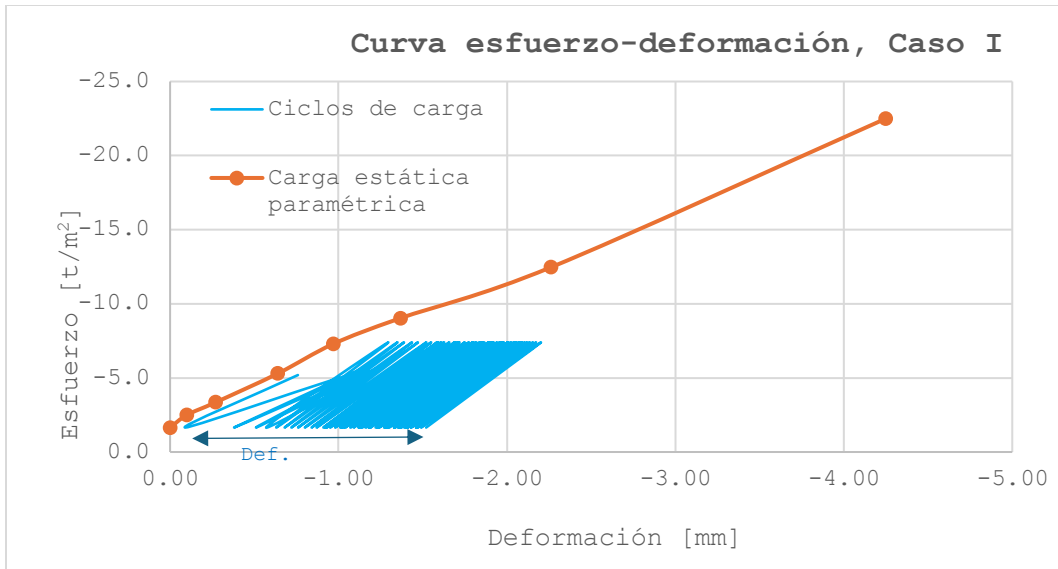


Figura 64. Curva esfuerzo-deformación, Caso I.

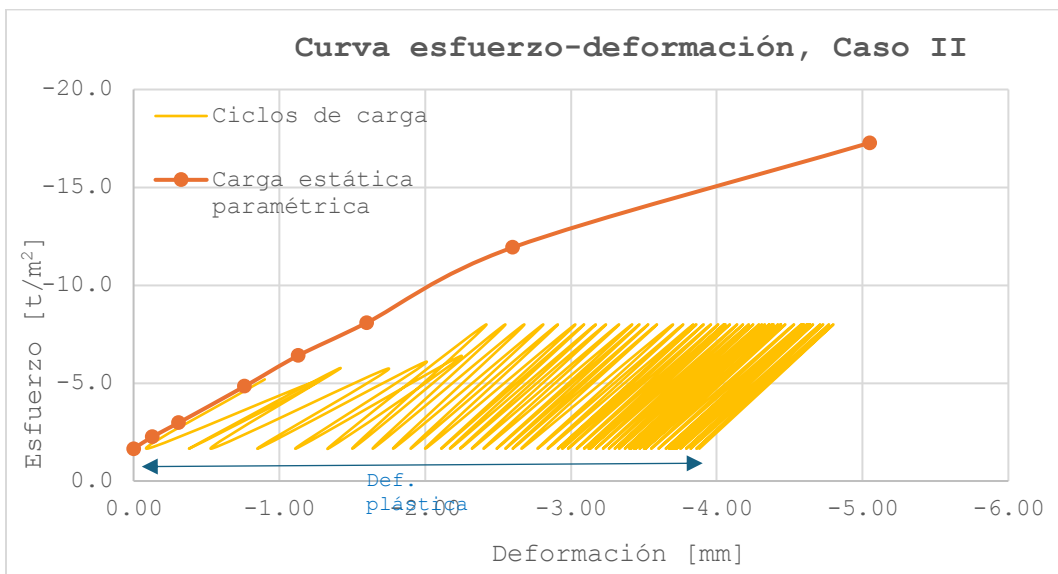


Figura 65. Curva esfuerzo-deformación, Caso II.

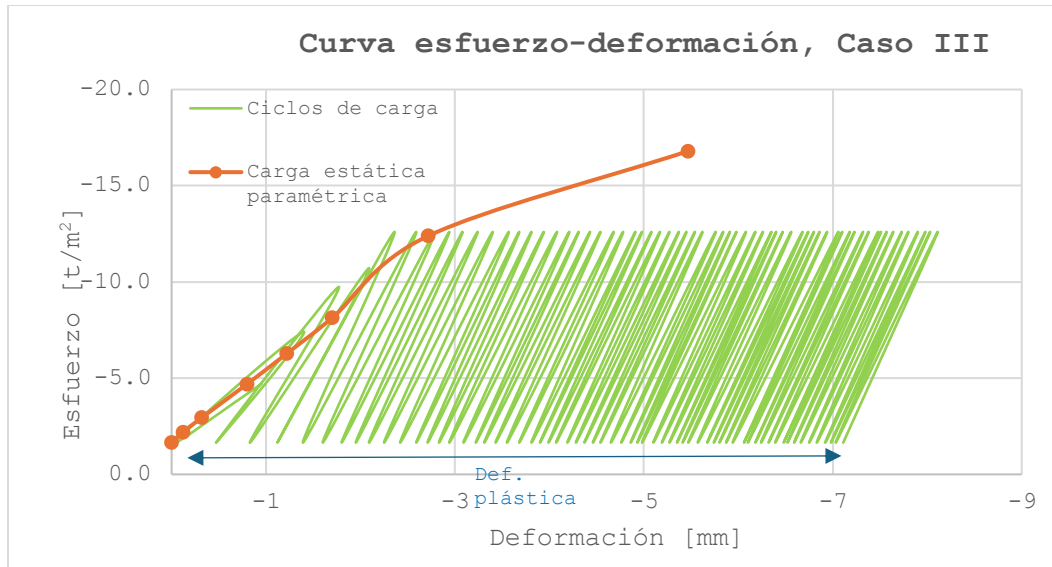


Figura 66. Curva esfuerzo-deformación, Caso III.

En el Caso I, la curva de carga estática presenta una pendiente pronunciada, lo que indica un sistema de mayor rigidez. Los ciclos de carga se concentran en la parte elástica de la curva y en un rango reducido de deformación, evidenciando una baja acumulación de deformación plástica conforme aumenta el número de ciclos. Este comportamiento sugiere que la subrasante asociada a este caso posee una alta capacidad de carga, permitiendo que la vía alcance una respuesta relativamente estable bajo cargas repetidas.

El Caso II muestra un comportamiento intermedio. Aunque la curva estática mantiene una tendencia similar a la del Caso I, su pendiente es menor, reflejando una reducción en la rigidez del sistema. Los ciclos de carga se encuentran más cercanos al punto de inflexión, por lo que abarcan un rango de deformaciones mayor, lo que indica una mayor acumulación de deformación plástica respecto al Caso I. Este comportamiento sugiere una subrasante con capacidad de carga moderada, donde el efecto de las cargas cíclicas comienza a ser más significativo para el desempeño a largo plazo de la vía.

En el Caso III se observa el comportamiento más desfavorable. La curva de carga estática presenta la menor pendiente de los tres casos, lo que evidencia un sistema altamente deformable. Los ciclos de carga se encuentran justo en el punto de inflexión de la curva y se extienden sobre un rango considerable de deformaciones, alcanzando valores elevados incluso para niveles de esfuerzo similares a los de los otros casos. Esto indica una alta susceptibilidad a la acumulación de deformaciones plásticas, asociada a una baja capacidad de carga de la subrasante, lo cual podría comprometer el desempeño estructural de la vía bajo condiciones de carga repetida.

En los tres casos analizados, los esfuerzos y deformaciones desarrollados en la subrasante durante los primeros ciclos de carga son inferiores a los que se alcanzan tras un mayor número de ciclos, lo cual

confirma que una evaluación basada únicamente en cargas estáticas tiende a subestimar la respuesta real de la vía en condiciones de servicio. Asimismo, se observa que, a medida que disminuye la capacidad de carga de la subrasante, se incrementan la amplitud de las deformaciones y la acumulación progresiva de deformación plástica, lo que refuerza la necesidad de considerar de manera explícita el efecto de las cargas repetidas en el diseño y la evaluación del desempeño de las vías férreas.

A partir de las curvas esfuerzo–deformación es posible evaluar el desempeño de la vía al identificar los niveles de esfuerzo para los cuales el sistema no rebasa el punto de inflexión, a partir del cual las deformaciones plásticas se incrementan de manera significativa. De esta forma, es posible definir un factor de seguridad que garantice un comportamiento adecuado y óptimo de la vía en condiciones de servicio.

## **V.V. Implementación de pruebas de placa in situ para la evaluación de una vía férrea**

Como se mostró en los capítulos anteriores, el análisis del desempeño de la vía férrea basado únicamente en la evaluación de esfuerzos resulta limitado, debido a que los esfuerzos inducidos bajo el durmiente (balasto) y en la subrasante, dependen principalmente de la magnitud de la carga aplicada y, en menor medida, de las propiedades mecánicas de los materiales que conforman las distintas capas de la vía. En consecuencia, los niveles de esfuerzo obtenidos son similares en los tres casos analizados, aun cuando las subrasantes presentan propiedades mecánicas distintas. Adicionalmente, se observa que dichos esfuerzos se mantienen prácticamente constantes durante el paso de los trenes.

No obstante, bajo condiciones de carga cíclica, las deformaciones plásticas presentan un carácter acumulativo, de tal manera que, después de un número elevado de ciclos de carga, la vía puede desarrollar deformaciones significativas y desalineaciones geométricas importantes, incluso cuando los esfuerzos generados permanecen por debajo de los valores admisibles.

A partir de los resultados de esta investigación, se propone un enfoque de análisis de la vía férrea basado en la evaluación de las deformaciones plásticas acumuladas, complementado con la implementación de pruebas de placa para la obtención del módulo de reacción del suelo, el cual se plantea como un parámetro representativo del comportamiento esperado de la vía bajo condiciones reales de operación. El módulo de reacción ( $K_s$ ) obtenido mediante la realización de pruebas de placa es un parámetro de rigidez vertical del suelo. Un valor alto del módulo representa un suelo rígido con asentamientos pequeños, mientras que un valor bajo del módulo representa un suelo más deformable. De esta manera, es posible utilizarlo como un índice comparativo de desempeño de la subrasante.

La norma ASSHTO-T222-78, calcula el módulo de reacción dividiendo la carga que produzca una deformación de 0,050" (1,27 mm), sobre esta misma. Es decir:

$$K_s = \frac{\sigma_{0.127}}{0.127cm} \text{ [kg/cm}^3\text{]} \quad (52)$$

De esta manera, se obtuvieron los valores del módulo para los tres casos analizados mediante el modelo numérico en FLAC3D, el cual replica las condiciones de las pruebas de placa. La Figura 67 muestra el desempeño de la vía en función del valor del coeficiente de reacción de la subrasante (Ks).

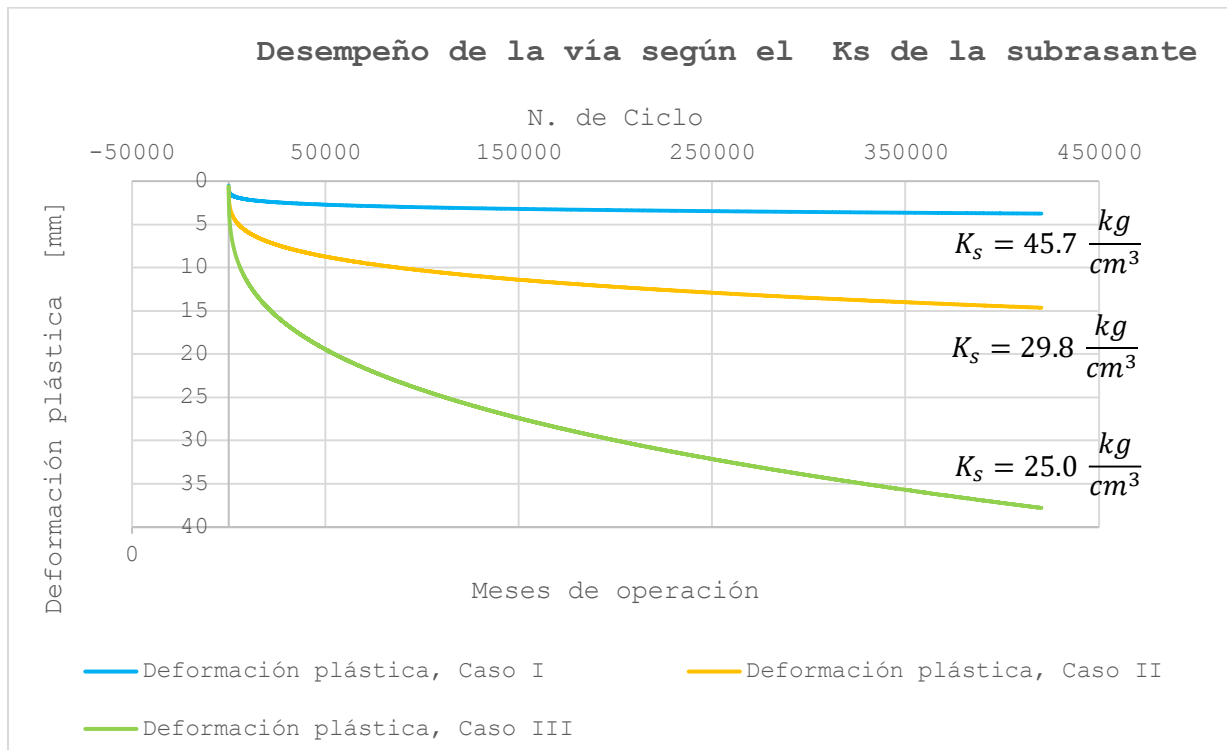


Figura 67. Desempeño de la vía según el Ks de la subrasante.

En las Figuras 68 y 69 se presentan las relaciones entre el módulo de reacción de la subrasante con el coeficiente “y” de la Ecuación 53 y el asentamiento inicial de la vía ( $S_1$ ), permitiendo predecir el comportamiento de las deformaciones totales de la vía.

El coeficiente “y” se calcula como:

$$y = 13.961 \cdot K_s^{-1.186} \quad (53)$$

Donde:

$K_s$ : módulo de reacción, en  $[kg/cm^3]$ .

$y$ : coeficiente de la curva de deformaciones plásticas de la vía, adimensional.

Y el asentamiento inicial de la vía como:

$$S_1 = 1.2414 \cdot e^{-0.011 \cdot K_s} \quad (54)$$

Donde:

$S_1$ : asentamiento inicial de la vía, [mm].

$K_s$ : módulo de reacción, en  $[kg/cm^3]$ .

Finalmente, la curva de deformaciones de la vía se puede calcular mediante el valor de  $K_s$  medido en las pruebas de placa mediante la siguiente expresión:

$$S_N = (1.2414 \cdot e^{-0.011 \cdot K_s}) \cdot N^{13.961 \cdot K_s^{-1.186}} \quad (55)$$

Donde:

$S_N$ : asentamiento de la vía en el ciclo N de carga.

$K_s$ : módulo de reacción, en  $\left[ \frac{kg}{cm^3} \right]$ .

$N$ : número de ciclo de carga

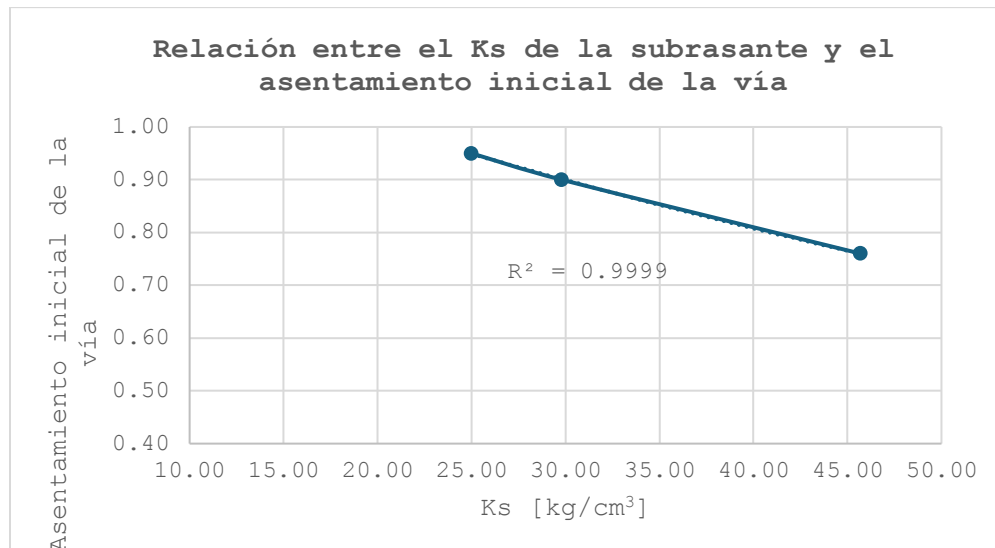


Figura 68. Relación entre el módulo de reacción de la subrasante y el asentamiento inicial de la vía.

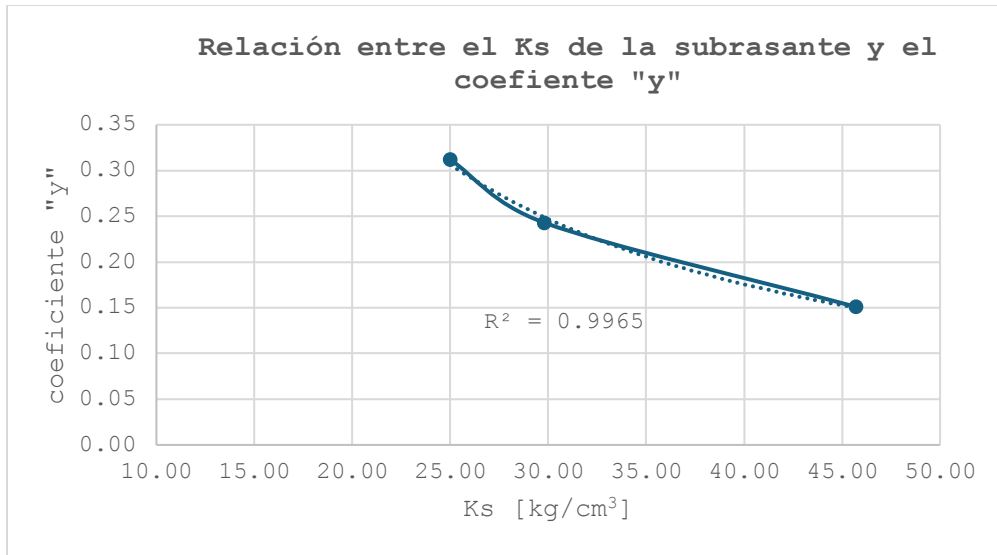


Figura 69. Relación entre el módulo de reacción de la subrasante y el coeficiente "y".

*Ejemplo de aplicación*

El módulo de reacción de la subrasante se determinó a partir de la realización de pruebas de placa, obteniéndose un valor de 35 kg/cm³. Con base en este valor y mediante la Ecuación 57, se predijo la curva de asentamiento a largo plazo ( $S_N$ ) que describe el desempeño de la vía férrea, la cual se presenta en la Figura 70.

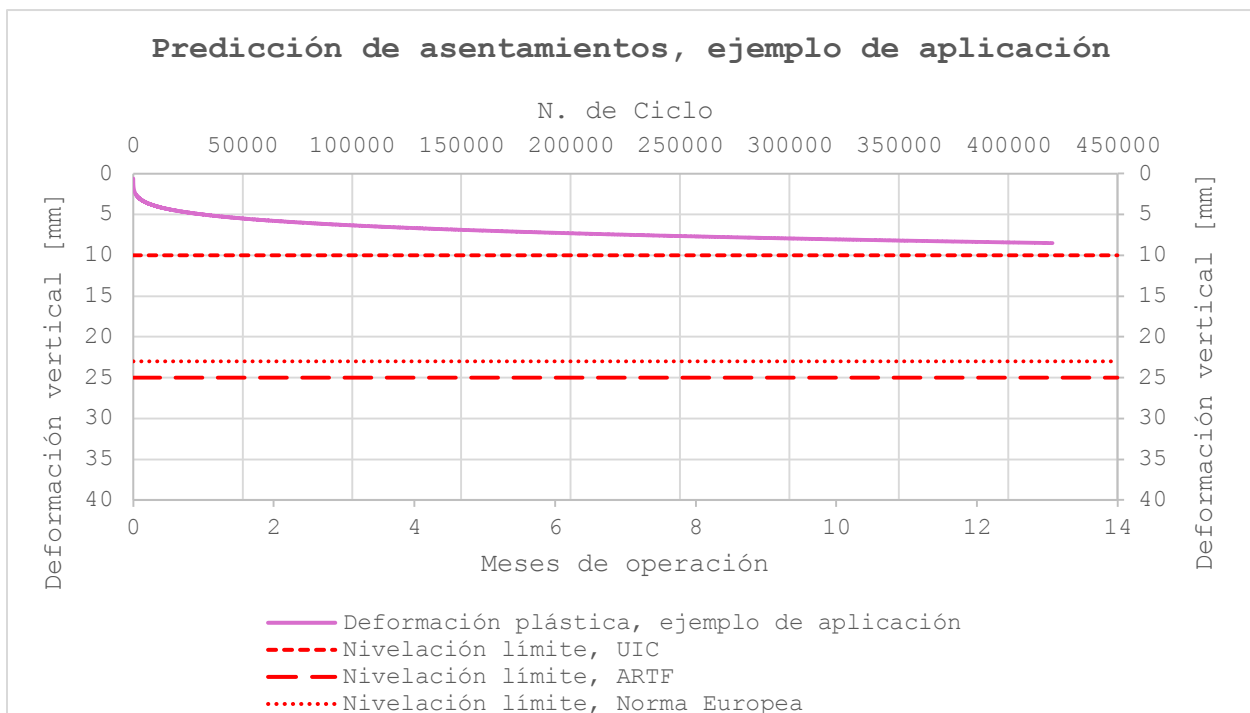


Figura 70. Predicción de asentamientos de la vía, ejemplo de aplicación.

## VI. Conclusiones

Los resultados obtenidos a partir de los modelos numéricos desarrollados en FLAC3D indican que la simulación de las pruebas de placa mediante el modelo constitutivo Mohr-Coulomb no representa adecuadamente el comportamiento del suelo durante el segundo ciclo de carga, debido a que este modelo no considera la acumulación de deformaciones plásticas ni el endurecimiento progresivo del material. En contraste, el modelo Plastic-Hardening proporciona una mejor representación del comportamiento elastoplástico del suelo, permitiendo una calibración más precisa de las propiedades mecánicas a partir de las curvas carga-asentamiento obtenidas en las pruebas de placa. En este sentido, se recomienda realizar varias pruebas con incrementos reducidos, ya que esta estrategia favorece una calibración más confiable de los parámetros del modelo.

En cuanto al análisis de los esfuerzos en la interfaz durmiente-balasto, se observó que los valores calculados mediante las expresiones propuestas por AREMA y Sadeghi son comparables con los obtenidos en el modelo dinámico desarrollado en FLAC3D. No obstante, los modelos estático y pseudoestático tienden a subestimar dichos esfuerzos, lo cual podría resultar relevante en la evaluación del desempeño estructural de la vía, especialmente bajo condiciones de carga repetida.

Si bien todos los casos analizados cumplen con los límites de esfuerzos admisibles tanto bajo el durmiente como en la subrasante, los resultados demuestran que la evaluación basada exclusivamente en esfuerzos no garantiza un desempeño adecuado de la vía férrea. Al tratarse de valores únicos, estos pueden conducir a estimaciones poco conservadoras o excesivamente conservadoras. Por ello, se resalta la importancia de incorporar el análisis de la evolución de las deformaciones verticales ante cargas cíclicas como un criterio complementario y fundamental en la evaluación del comportamiento de la vía.

El comportamiento del asentamiento vertical obtenido en los modelos numéricos muestra una evolución consistente con la reportada en ensayos triaxiales cíclicos por diversos autores, identificándose una fase de estabilización tras un número determinado de ciclos de carga. Este resultado refuerza la validez del enfoque numérico empleado para la estimación del desempeño a largo plazo de la vía férrea.

Las curvas esfuerzo-deformación muestran información importante para la evaluación del desempeño de la vía, estas permiten definir el esfuerzo al cual la vía no sufrirá deformaciones excesivas.

Como respuesta al objetivo planteado en esta tesis, se desarrolló un análisis geotécnico integral de la vía férrea, en el cual la implementación de pruebas de placa realizadas en campo demostró ser una herramienta clave para la caracterización de la rigidez del sistema de soporte de la vía. Este enfoque permitió una predicción más robusta del comportamiento a largo plazo de la vía bajo condiciones de carga

representativas. No obstante, es importante señalar que los resultados obtenidos dependen de parámetros específicos, tales como la velocidad del tren, la configuración de ejes, la magnitud de la carga y las propiedades mecánicas de las distintas capas de la vía; por lo tanto, variaciones en estos factores pueden modificar la respuesta del sistema.

Finalmente, se recomienda complementar las actividades de mantenimiento rutinario con intervenciones periódicas de renovación parcial o total del balasto a lo largo de la vida útil de la vía, con el objetivo de preservar su desempeño estructural y garantizar su estabilidad a largo plazo.

# Referencias

1. Abadi, T., Le Pen, L., Zervos, A., & Powrie, W. (2015). A review and evaluation of ballast settlement models using results from the Southampton Railway Testing Facility (SRTF). *Advances In Transportation Geotechnics 3. The 3rd International Conference on Transportation Geotechnics (ICTG 2016)*, 143, 999-1006. [https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S187770581630529X?ref=pdf\\_download&fr=RR-2&rr=94a91d875a956c31](https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S187770581630529X?ref=pdf_download&fr=RR-2&rr=94a91d875a956c31)
2. Abadi, T., Pen, L. L., Zervos, A., & Powrie, W. (2019). Effect of Sleeper Interventions on Railway Track Performance. *Journal Of Geotechnical And Geoenvironmental Engineering*, 145(4). [https://doi.org/10.1061/\(asce\)gt.1943-5606.0002022](https://doi.org/10.1061/(asce)gt.1943-5606.0002022)
3. ADIF. (2015). *MONTAJE DE VÍA EN BALASTO PARA OBRA NUEVA* (1.ª ed.). [https://www.seguridadferroviaria.es/recursos\\_aesf/89564F66-5BCE-43A9-933E-2E027F2BC5F2/144030/014NAV3430.pdf](https://www.seguridadferroviaria.es/recursos_aesf/89564F66-5BCE-43A9-933E-2E027F2BC5F2/144030/014NAV3430.pdf)
4. Admin. (2023, 15 agosto). *Prueba de placa*. Q-ver. <https://q-ver.com/prueba-de-placa/>
5. AGICO. (2024a, diciembre 7). *Railway track construction process*. <https://railroadrails.com/information/railway-track-construction-process/#:~:text=The%20procedure%20mainly%20comprises%20the,final%20repair%20will%20be%20done.>
6. AGICO. (2024b, diciembre 21). *Buy various types of rail joints from reliable manufacturer*. <https://railroadrails.com/otm/rail-joints/>
7. AGICO. (2025, 7 marzo). *115RE Rail | High-Grade Railroad Tracks for Sale | AGICO*. <https://railroadrails.com/railroad-rail-for-sale/115re-rail/>
8. Alabbasi, Y., & Hussein, M. (2019). Large-scale triaxial and box testing on railroad ballast: a review. *SN Applied Sciences*, 1(12). <https://doi.org/10.1007/s42452-019-1459-3>
9. Anbazhagan, P., Bharatha, T. P., & Amarajeevi, G. (2012). Study of Ballast Fouling in Railway Track Formations. *Indian Geotechnical Journal*, 42(2), 87-99. <https://doi.org/10.1007/s40098-012-0006-6>
10. Andrés, A. T. C., & Fernando, H. T. L. (2017). *Determinación del módulo de reacción (K) para el conjunto de capa triturada y sub-rasante*. Biblioteca Digital Universidad de Cartagena. <https://repositorio.unicartagena.edu.co/entities/publication/90cbeb5c-7e9d-4d7f-805c-5261c237a0ab>
11. *AREMA Publications Portal - 2024 Manual for Railway Engineering*. (s. f.). [https://publications.arema.org/Publication/PublicationDetail/MRE24DN\\_CHAP02](https://publications.arema.org/Publication/PublicationDetail/MRE24DN_CHAP02)

12. *Block Under Gravity — Examining Damping Options — Itasca Software 9.0 documentation.* (s. f.).  
<https://docs.itascacg.com/itasca900/flac3d/zone/test3d/Dynamic/MechanicalDamping/MechanicalDamping.html>
13. Candela Rozo, C. A., & Clevel Noriega, H. D. (2020). *Guía de laboratorio del ensayo de columna resonante utilizando el equipo TSH-100 de la Universidad Santo Tomás* [Proyecto de grado para optar por el título de Ingeniero Civil, Universidad Santo Tomás].  
<https://repository.usta.edu.co/server/api/core/bitstreams/646c60a9-760d-4d43-bc32-0b3819cfbcfb/content>
14. Colaboradores de Wikipedia. (2025a, marzo 14). *X'Trapolis Tsíimin K'áak*. Wikipedia, la Enciclopedia Libre.  
[https://es.wikipedia.org/wiki/X%27Trapolis\\_Ts%C3%ADimin\\_K%E2%80%99%C3%A1ak](https://es.wikipedia.org/wiki/X%27Trapolis_Ts%C3%ADimin_K%E2%80%99%C3%A1ak)
15. Colaboradores de Wikipedia. (2025b, junio 2). *Ferrocarril en México*. Wikipedia, la Enciclopedia Libre. [https://es.wikipedia.org/wiki/Ferrocarril\\_en\\_M%C3%A9xico](https://es.wikipedia.org/wiki/Ferrocarril_en_M%C3%A9xico)
16. Del Transporte Ferroviario, A. R. (s. f.). *Red Ferroviaria Nacional*. gob.mx.  
<https://www.gob.mx/artf/documentos/mapas-del-sistema-ferroviario-mexicano>
17. (DEM) METODO ELEMENTOS DISCRETOS | *Cad-cae.com*. (s. f.). <https://cad-cae.com/dem-metodo-elementos-discretos/>
18. Ewadh, H. A. (2017-2018). *General Principles of Structural Design of Travelways* [Presentación de PowerPoint]. Universidad de Babylon, College of Engineering.
19. Geronimo Correa, M. A. (2020). *Determinación del módulo elástico a partir del ensayo de Relación de Soporte de California (CBR) y la ecuación de la teoría de la elasticidad del ensayo De placa de carga para suelos finos de subrasante de los pavimentos flexibles* [Tesis, UNIVERSIDAD PERUANA UNIÓN]. <https://repositorio.upeu.edu.pe/server/api/core/bitstreams/169f89fc-44a4-4d31-91ec-ea8b3a6e167a/content>
20. Gräbe, H., & Shaw, F. J. (2009). Design life prediction of a heavy haul track formation. *9th International Heavy Haul Conference*.  
[https://www.researchgate.net/publication/271072742\\_Design\\_life\\_prediction\\_of\\_a\\_heavy\\_haul\\_track\\_formation](https://www.researchgate.net/publication/271072742_Design_life_prediction_of_a_heavy_haul_track_formation)
21. Guerrero Fernández, J. A. (2017). *Ingeniería de Vías Férreas*. Google Books.  
[https://books.google.es/books?hl=es&lr=&id=rCqUDgAAQBAJ&oi=fnd&pg=PR17&dq=subestructura+de+las+vias+ferreas&ots=r\\_yS7y5EuE&sig=feqWCiwEW9TCdMY4mPcxmUvsTKc#v=onepage&q=subestructura%20de%20las%20vias%20ferreas&f=false](https://books.google.es/books?hl=es&lr=&id=rCqUDgAAQBAJ&oi=fnd&pg=PR17&dq=subestructura+de+las+vias+ferreas&ots=r_yS7y5EuE&sig=feqWCiwEW9TCdMY4mPcxmUvsTKc#v=onepage&q=subestructura%20de%20las%20vias%20ferreas&f=false)

22. Guest. (s. f.). UIC 719 R.pdf - PDFCOFFEE.COM. *pdfcoffee.com*. <https://pdfcoffee.com/uic-719-rpdf-pdf-free.html>
23. Hudson, A., Watson, G., Le Pen, L., & Powrie, W. (2015). Remediation of Mud Pumping on a Ballasted Railway Track. *Procedia Engineering*, 143, 1043-1050. <https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S1877705816305434>
24. Indraratna, B., Nguyen, T. T., Atapattu, S., Ngo, T., & Rujikiatkamjorn, C. (2024). Subgrade soil response to rail loading: instability mechanisms, causative factors, and preventive measures. *Transportation Geotechnics*, 46. <https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S2214391224000886?via%3Dihub>
25. Indraratna, B., Salim, W., & Rujikiatkamjorn, C. (2023). *Advanced Rail Geotechnology – Ballasted track*. <https://doi.org/10.1201/9781003278979>
26. Indraratna, B., & Nimbalkar, S. (2014). Stress-Strain Degradation Response of Railway Ballast Stabilized with Geosynthetics. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 140(2), 04013009. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)GT.1943-5606.0000994](https://doi.org/10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0000994)
27. Instituto Mexicano del Transporte. (2014). *COMPORTAMIENTO DINAMICO DE SUELOS NO SATURADOS y SU APLICACION a LAS VIAS TERRESTRES*. National Academies. <https://www.imt.mx/archivos/Publicaciones/PublicacionTecnica/pt420.pdf>
28. International Union of Railways. (2021). Railway Application - Track superstructure decision-making. En *UIC* (N.º 70727). [https://appendices.uic.org/IMG/pdf/20211201\\_uic\\_irs\\_70727\\_appendix\\_b](https://appendices.uic.org/IMG/pdf/20211201_uic_irs_70727_appendix_b)
29. Katte, V. Y., Mfoyet, S. M., Manefouet, B., Wouatong, A. S. L., & Bezeng, L. A. (2018). Correlation of California Bearing Ratio (CBR) Value with Soil Properties of Road Subgrade Soil. *Geotechnical And Geological Engineering*, 37(1), 217-234. <https://doi.org/10.1007/s10706-018-0604-x>
30. KENTUCKY TRANSPORTATION CENTER & University of Kentucky. (2012). RAILROAD SUBGRADE SUPPORT AND PERFORMANCE INDICATORS. En *KENTUCKY TRANSPORTATION CENTER* (KTC-12-02/FR136-04-6F). <https://insitutek.com/wp-content/uploads/2015/02/Railroad-Subgrade-Support-and-Performance-Indicators-Research-Report-KTC-12-02-FR136-04-6F-Michael-Henry-Jerry-Rose-University-of-Kentucky.pdf>
31. Kim, M., & Sung, D. (2019). Experimental investigation on effects of track configurations on long-term behavior of ballasted track. *Journal Of Structural Integrity And Maintenance*, 4(2), 76-85. <https://doi.org/10.1080/24705314.2019.1603191>
32. Latitud 19. (2020, 20 febrero). *Pruebas índice y mecánicas que se realizan en laboratorios de mecánica de suelos*. <https://latitud-19.com/pruebas-indice-y-mecanicas-que-se-realizan-en-laboratorios-de-mecanica-de-suelos/>

33. Li, D., ASCE, & Selig, E. T. (1998). METHOD FOR RAILROAD TRACK FOUNDATION DESIGN.II: APPLICATIONS. *Journal Of Geotechnical And Geoenvironmental Engineering*, 124(4), 1943-5606. <https://ascelibrary.org/doi/epdf/10.1061/%28ASCE%291090-0241%281998%29124%3A4%28323%29>
34. Li, D., Selig, E. T., & ASCE. (1998). METHOD FOR RAILROAD TRACK FOUNDATION DESIGN.I: DEVELOPMENT. *Journal Of Geotechnical And Geoenvironmental Engineering*, 124(4), 1943-5606. <https://ascelibrary.org/doi/epdf/10.1061/%28ASCE%291090-0241%281998%29124%3A4%28316%29>
35. Linköping University, & Dahlberg, T. (2004). Railway track settlements- a literature review. En *Linköping University* (SE-581). <https://scispace.com/pdf/railway-track-settlements-a-literature-review-276q4l64v7.pdf>
36. *Loks-aus-kiel.de* - *Lieferliste G 2000 BB.* (s. f.). <https://www.loks-aus-kiel.de/index.php?nav=1400863&lang=1&id=12234&action=update>
37. Melo, A. L. O. de, Kaewunruen, S., Li, T., & Goto, K. (2024). Non-linear influences of track dynamic irregularities on vertical levelling loss of heavy-haul railway track geometry under cyclic loadings. *Nonlinear Engineering*, 13, 20240011. <https://doi.org/10.1515/nleng-2024-0011>
38. Melo, A. L. O., Kaewunruen, S., & Papaalias, M. (2024). Effect of unsupported sleepers on vertical levelling loss of heavy-haul railway track geometry under cyclic loadings. *Journal Of Rail And Rapid Transit*, 238(10), 1199-1211. <https://doi.org/10.1177/09544097241266289>
39. Method for Railroad Track Foundation Design. i: Development. (1998). *Journal Of Geotechnical And Geoenvironmental Engineering*, 124(4), 1943-5606. <https://ascelibrary.org/doi/epdf/10.1061/%28ASCE%291090-0241%281998%29124%3A4%28316%29>
40. *Módulo de elasticidad.* (s. f.). Mecapedia. [https://www.mecapedia.uji.es/pages/modulo\\_de\\_elasticidad.html](https://www.mecapedia.uji.es/pages/modulo_de_elasticidad.html)
41. Osorio, A. M. C. (2024, 27 enero). ¿Qué es un ensayo CBR? ¿Y para qué se utiliza en la ingeniería? - El Ingeniero. *El Ingeniero*. <https://noticiaselingeniero.com/que-es-el-ensayo-cbr-ingeneria-civil/>
42. Pritchard Isobel. (2022, 28 junio). *The history of railways*. ICE Virtual Library. <https://www.icevirtuallibrary.com/page/ice-news/210-rail-history>
43. *Proyecto del tren Maya*. (2024). Alstom. <https://www.alstom.com/es/proyecto-del-tren-maya>
44. *Railway construction for ordinary railways*. (s. f.). <https://www.rail-fastener.com/railway-construction.html>
45. Redacción. (2022, 5 noviembre). *Historia Del Ferrocarril En México – Periodismo sin límites*. <https://sinfronteras.mx/cultura/historia-del-ferrocarril-en-mexico/>

46. Secretaría de Comunicaciones y Transportes & Agencia Reguladora del Transporte Ferroviario. (2019). *NORMA OFICIAL MEXICANA NOM-003-ARTF-2019, «SISTEMA FERROVIARIO-SEGURIDAD-CLASIFICACIÓN y ESPECIFICACIONES DE VÍA.»* Diario Oficial de la Federación. [https://www.dof.gob.mx/normasOficiales/8414/sct11\\_C/sct11\\_C.html](https://www.dof.gob.mx/normasOficiales/8414/sct11_C/sct11_C.html)
47. Shear behavior of railway ballast based on Large-Scale Triaxial tests. (1998). *Journal Of Geotechnical And Geoenvironmental Engineering*, 124(5), 1943-5606. <https://ascelibrary.org/doi/epdf/10.1061/%28ASCE%291090-0241%281998%29124%3A5%28439%29>
48. Teresa, M. M. (2004). *Los archivos de Ferrocarriles Nacionales de México.* [https://www.scielo.org.mx/scielo.php?script=sci\\_arttext&pid=S1405-22532005000100011](https://www.scielo.org.mx/scielo.php?script=sci_arttext&pid=S1405-22532005000100011)
49. *The early days (1830-1835) - Train World.* (s. f.). Train World. <https://www.trainworld.be/en/collections/history-of-the-belgian-railways/1-the-early-days-1830-1835>
50. Tonchev, G. P. (2018, 15 febrero). *Montaje de via en balasto* [Diapositivas]. SlideShare. <https://www.slideshare.net/slideshow/montaje-de-via-en-balasto/88069867>
51. *Trains: A history | Institute for Transportation.* (2020, 3 abril). Institute For Transportation. <https://www.intrans.iastate.edu/news/trains-a-history/>
52. Trenes. (2020, 25 julio). *Ferrocarril de tracción animal: transporte antiguo y eficiente – IFE.* IFE. <https://ingenieriaferroviaria.com.ar/ferrocarril-traccion-animal/>
53. UIC. (2005). UIC 518-2. En *Scribd.* <https://www.scribd.com/document/215183156/UIC-518-2>
54. Universidad Politécnica de Madrid. (2015). *Ensayo de carga con placa.* LCweb. [https://www2.caminos.upm.es/departamentos/ict/lcweb/ensayos\\_suelos/carga\\_placa.html](https://www2.caminos.upm.es/departamentos/ict/lcweb/ensayos_suelos/carga_placa.html)
55. Varandas, J. N., Paixão, A., Fortunato, E., Zuada Coelho, B., & Hölscher, P. (2020). Long-term deformation of railway tracks considering train-track interaction and non-linear resilient behaviour of aggregates – a 3D FEM implementation. *Computers And Geotechnics*, 126. <https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0266352X20302755#bb0035>
56. Velazquez, L. (2024, 4 enero). *El Método de elementos finitos. Estabilidad de Taludes.* EADIC. <https://eadic.com/blog/entrada/el-metodo-de-elementos-finitos-estabilidad-de-taludes/>
57. Wan, Z., Bian, X., & Chen, Y. (2022a). Mud pumping in high-speed railway: in-situ soil core Testand full-scale model testing. *ResearchGate.* [https://www.researchgate.net/publication/362729859\\_Mud\\_pumping\\_in\\_high-speed\\_railway\\_in-situ\\_soil\\_core\\_test\\_and\\_full-scale\\_model\\_testing](https://www.researchgate.net/publication/362729859_Mud_pumping_in_high-speed_railway_in-situ_soil_core_test_and_full-scale_model_testing)

58. Wan, Z., Bian, X., & Chen, Y. (2022b). Mud pumping in high-speed railway: in-situ soil core test and full-scale model testing. *Railway Engineering Science*, 30. <https://doi.org/10.1007/s40534-022-00283-0>
59. *Wayback machine*. (s. f.). [https://web.archive.org/web/20100509044143/http://www.vossloh-locomotives.com/cms/media/downloads/pdfs/prospekte/G2000BB\\_us.pdf](https://web.archive.org/web/20100509044143/http://www.vossloh-locomotives.com/cms/media/downloads/pdfs/prospekte/G2000BB_us.pdf)
60. Wikipedia contributors. (2025, 14 febrero). *Timeline of railway history*. Wikipedia. [https://en.wikipedia.org/wiki/Timeline\\_of\\_railway\\_history](https://en.wikipedia.org/wiki/Timeline_of_railway_history)
61. *X'Trapolis train detail from Hillside Trains contract plans Mc carriage*. (2005). Wongm's Rail Document Collection. <https://raildocs.wongm.com/melbourne-proposed-train-fleets/X%27Trapolis+train+detail+from+Hillside+Trains+contract+plans+Mc+carriage.jpg.html>