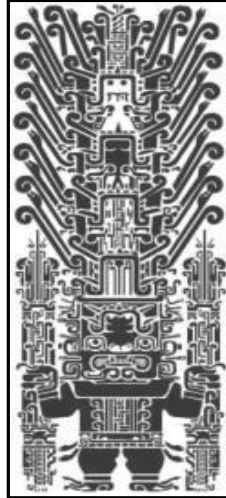


UNIVERSIDAD NACIONAL FEDERICO VILLARREAL
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL



TESIS

**“DISEÑO DE PAVIMENTOS INDUSTRIALES Y PLANTEAMIENTO
DE LA METODOLOGÍA DE ESTABILIZACIÓN MECÁNICA
CORRESPONDIENTE PARA SU EMPLEO EN ZONAS
PORTUARIAS. CASO: PUERTO DEL CALLAO”**

**PRESENTADO POR LA BACHILLER:
SANCHO AGAPITO JACKELIN CAROL**

PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE INGENIERA CIVIL

LIMA - PERÚ

2018

HOJA DE RESPETO

DEDICATORIA

A Dios por guiarme e iluminarme en cada paso que he dado tanto en mi carrera profesional como personal.

A mis amados padres José y Gloria, ya que ellos me brindan su apoyo incondicional desde pequeña hasta la actualidad, son mi motivación y motor de vida, además de mi ejemplo y quiero que se sientan orgullosos de mí siempre.

A mi familia en general y en especial a mi ahijada Rose que con su alegría y ternura me motiva a seguir adelante.

A mi Madrina Gaby que a pesar de la distancia siempre ha estado pendiente de mí, apoyándome a ser mejor cada día.

A cada una de mis amistades en general que espero siempre contar con su apoyo y confianza.

AGRADECIMIENTO

A mi querida alma mater Universidad Nacional Federico Villarreal y sobre todo a mi querida Facultad de Ingeniería Civil, que es una fuente eterna de sabiduría.

A todos mis profesores que me impartieron valiosísimas enseñanzas tanto éticas como profesionales a lo largo de mi carrera.

RESUMEN

La presente tesis titulada “DISEÑO DE PAVIMENTOS INDUSTRIALES Y PLANTEAMIENTO DE LA METODOLOGÍA DE ESTABILIZACIÓN MECÁNICA CORRESPONDIENTE PARA SU EMPLEO EN ZONAS PORTUARIAS. CASO: PUERTO DEL CALLAO”, tiene por finalidad definir el tipo de diseño del pavimento y la metodología a emplear para realizar su estabilización mecánica en estas áreas portuarias tomando en consideración que en ellas la demanda de cargas no es convencional como en carreteras, estableciendo líneas de acción a seguir al momento de optar una pavimentación ubicada en la costa peruana, poniéndole énfasis a un caso particular en el Puerto del Callao.

El Tráfico Marítimo Peruano está en un continuo crecimiento, debido principalmente a la posición geográfica que tenemos y se da sobre todo en el Puerto del Callao. Es por esto que las condiciones de operación de los Puertos Marítimos deben ser óptimas y con la mejor tecnología posible.

Palabras Clave: Pavimentos Industriales, Estabilización Mecánica, Puertos Marítimos.

ABSTRACT

The present thesis entitled "DESIGN OF INDUSTRIAL PAVEMENTS AND APPROACH OF THE METHODOLOGY OF MECHANICAL STABILIZATION CORRESPONDING FOR ITS EMPLOYMENT IN PORT ZONES. CASE: PUERTO DEL CALLAO ", aims to define the type of pavement design and the methodology to be used to perform mechanical stabilization in these port areas taking into consideration that in them the load demand is not conventional as in roads, establishing lines of action to follow when choosing a paving located in the Peruvian coast, emphasizing a particular case in the Port of Callao.

The Peruvian Maritime Traffic is in a continuous growth, due mainly to the geographic position that we have and it occurs especially in the Port of Callao. That is why the operating conditions of the Maritime Ports must be optimal and with the best possible technology.

Keywords: Industrial Pavements, Mechanical Stabilization, Maritime Ports.

INTRODUCCIÓN

El Terminal Portuario en estudio se encuentra ubicado en la Provincia Constitucional del Callao a la altura de la intersección de la Av. Néstor Gambeta y la Av. Elmer Faucett, al frente del Ovalo 200 millas, donde se encuentra la planta de operaciones.

Se procederá a evaluar allí, el estado actual en el que se encuentra el pavimento. Y el otro Terminal que estará ubicado entre las avenidas Oquendo y A. Este se encuentra localizado a una distancia de 5 kilómetros del Ovalo 200 millas, en esta se diseñará la pavimentación proyectada.

En la presente tesis se ha tomado en consideración hacer uso de la norma británica BPA, la norma AASTHO y la norma de carreteras del MTC, software como en EVERSTRESS, hoja de cálculos y teoría de análisis de pavimentos y mejoramiento de suelos.

El diseño del estudio se caracterizará por ser de tipo Experimental, y comenzará partiendo de los ensayos geotécnicos, después procedemos a revisar la normativa con fines de poder dotar a la estructura de una trabajabilidad y funcionalidad correcta.

ÍNDICE

RESUMEN	5
ABSTRACT	6
INTRODUCCIÓN	7
CAPÍTULO I: GENERALIDADES	
1.1 Antecedentes	10
1.2 Formulación del problema	11
1.3 Justificación e importancia	11
1.4 Objetivos	12
1.5 Hipótesis	13
CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO	
2.1 Mejoramiento de suelos	14
2.2 Pavimentos	40
2.3 Actividades Portuarias	50
2.4 Usos de las Superficies Terrestres Portuarias	52

CAPÍTULO III: ANÁLISIS DEL ÁREA EN ESTUDIO	
3.1	Ubicación 53
3.2	Sismicidad del área en estudio 54
3.3	Clima 54
CAPÍTULO IV: INGENIERÍA DEL PROYECTO	
4.1	Estudio de cargas 56
4.2	Recomendación general para terminales marítimos 62
4.3	fundamentos teóricos del dimensionamiento 63
4.4	Método de la BPA (Bristish Port Association) 63
4.5	Método mecanístico 69
4.6	Aplicación de la metodología del diseño en la ampliación de la planta de contenedores de la empresa terminal portuario peruano TPP. 71
4.7	Evaluación Del Estado Actual De Los Pavimentos De La Planta En Funcionamiento De TPP 141
	CONCLUSIONES 152
	RECOMENDACIONES 153
	BIBLIOGRAFÍA 154
	ANEXOS
•	Anexo 01: Resultados de Ensayos de Laboratorio 157
•	Anexo 02: Panel fotográfico 163

CAPÍTULO I

GENERALIDADES

1.1. ANTECEDENTES

1.1.1. ANTECEDENTES INTERNACIONALES

El pavimento industrial es el revestimiento utilizado en suelos de edificios y obras de ingeniería para industrias mecánicas, químicas, alimentarias y de servicios generales (laboratorios, almacenes, párking, centros comerciales, etc.).

Una de las primeras referencias que se tienen acerca de los pavimentos industriales aparece recogida en la revista del Instituto Americano del Hormigón por Scripture, en los años 30. Partiendo de una caracterización física convencional (densidad, permeabilidad, resistencia a la penetración de agua), los estudios experimentales en pavimentos industriales se enfocan en criterios de durabilidad, evaluando el comportamiento que se presente frente a la abrasión, resistencia a los productos químicos y a impacto.

1.1.2. ANTECEDENTES NACIONALES

En los últimos años, se ha podido apreciar un importante y considerable crecimiento de la demanda de las exportaciones y del crecimiento económico del país.

En este sentido, las empresas mercantiles dedicadas a la exportación y constructoras aledañas en estas áreas se han visto en la necesidad de acelerar sus procesos de diseño, encontrándose con la falta de conocimiento en estas áreas de pavimentación no solo a nivel de normativa ya que no existe reglamento peruano para pavimentos portuarios si no también hay deficiencia en utilizar las herramientas adecuadas al momento de hacer la auscultación geotécnica utilizando métodos que podrían generar gran costo y no un buen análisis fehaciente del suelo.

Una alternativa de diseño ante estos casos, es presentada por la British Ports Association (BPA por sus siglas en inglés). Por ello, viendo la situación actual de las normativas, tendríamos que adaptar esta reglamentación a través de una metodología y tomando en consideración la experiencia vivida en nuestros puertos. Es sumamente importante mencionar que esta reglamentación utiliza 2 metodologías de diseño: un método mecanístico y otro empirista.

1.2. FORMULACIÓN DEL PROBLEMA

¿Realizando el correcto diseño y planteando la metodología adecuada para la estabilización mecánica de pavimentos industriales se podrá llevar a cabo la construcción del pavimento en el Puerto Marítimo del Callao optimizando las operaciones portuarias?

1.3. JUSTIFICACIÓN E IMPORTANCIA

Tomando en consideración el importante auge que se ha venido apreciando en las construcciones portuarias, resulta imprescindible mencionar que las empresas constructoras juegan un papel muy importante de las mismas.

Sin embargo, las empresas en su gran mayoría no satisfacen las expectativas de la población, ya que no realizan un diseño eficiente de estas pavimentaciones y no brindan alternativas de solución que sean económicas y efectivas. Por ello la presente tesis presenta los conocimientos, las recomendaciones y la metodología apropiada para elaborar un diseño correcto y eficiente de pavimentos industriales en zonas portuarias, tomando como ejemplo aplicativo el caso del Puerto del Callao. El estudio que expone la presente tesis permitirá el ahorro de dinero y el buen desempeño a lo largo de la vida útil de estas estructuras portuarias.

1.4. OBJETIVOS

1.4.1. OBJETIVO GENERAL

Plantear la metodología apropiada para el diseño de pavimentos industriales a emplearse en zonas portuarias y su correspondiente estabilización mecánica.

1.4.2. OBJETIVOS SECUNDARIOS

- Analizar la magnitud de las cargas específicas que presentan los terminales marítimos, tomando en consideración las diferentes zonas de operación que estos poseen.
- Proponer un procedimiento para dimensionar los diferentes tipos de pavimentos, considerando las solicitudes requeridas, especificaciones técnicas y recomendaciones para obras marítimas.
- Definir cuáles serían los ensayos de mecánica de suelos más factibles que deben llevarse a cabo a la hora de realizar este tipo de proyectos tanto en la pavimentación como en la estabilización.

1.5. HIPÓTESIS

Realizando un correcto diseño para pavimentos industriales y planteando la metodología adecuada para su correspondiente estabilización mecánica, se podrá llevar a cabo la construcción del pavimento en el Puerto Marítimo del Callao optimizando las operaciones portuarias.

CAPÍTULO II

MARCO TEÓRICO

2.1. MEJORAMIENTO DE SUELOS

2.1.1. Definición de suelos

Tomando en cuenta el punto de vista ingenieril, definimos como suelo al sustrato físico sobre el que se realizan las obras civiles, arquitectónicas, viales, etc.

Es importante, si queremos definir el comportamiento del suelo ante la obra que se realizará, considerar los siguientes tres grupos de parámetros:

a. Los parámetros de identificación

Como la granulometría (distribución de los tamaños de grano que constituyen el agregado) y la plasticidad (la variación de consistencia del agregado en función del contenido en agua).

b. Los parámetros de estado:

La humedad (contenido en agua del agregado), y la densidad, referida al grado de compacidad que muestren las partículas constituyentes.

c. Los parámetros estrictamente geomecánicos

La resistencia al esfuerzo cortante, la deformabilidad o la permeabilidad.

2.1.2. Técnicas de mejoramiento de suelos

Las técnicas de mejoramiento de suelos consisten en modificar las características de un suelo por una acción física (vibraciones, por ejemplo) o por la inclusión en el suelo de una mezcla del suelo con un material más resistente, con el fin de:

- Aumentar la capacidad y/o la resistencia al corte.
- Disminuir los asentamientos, tanto absolutos como diferenciales, y acelerarlos cuando sucedan.
- Disminuir o eliminar el riesgo de licuefacción en caso de terremoto o de vibraciones importantes.

Los ámbitos de aplicación de las distintas técnicas dependen esencialmente de la naturaleza y la granulometría de los terrenos que se desea mejorar.

Luego es menester analizar el suelo, según el uso y/o empleo que del mismo hagamos en nuestra Obra.

El suelo como material ingenieril, se diferencia de la piedra, la madera y otros materiales naturales por el hecho de que puede ser modificado para darle las características deseadas.

La mejora del suelo es una práctica antiquísima que permite construir en terrenos con condiciones marginales, por lo que se emplea con frecuencia en la ingeniería geotécnica contemporánea.

La corrección se realiza a través de métodos aplicados in situ o mediante la construcción de rellenos artificiales.

En cualquier caso, los objetivos son una mayor capacidad de carga y la prevención de asentamientos. Se han desarrollado muchas técnicas, como densificación, sobrecarga, nivelación y construcción de rellenos, que gozan de amplia aceptación.

Estos métodos han sido la causa, en buena medida, del creciente uso de terrenos marginales a bajo costo.

Dentro de las primeras etapas del proyecto y construcción de una obra existe una muy importante que se refiere al adecuado conocimiento de las condiciones del subsuelo, en particular de su estratigrafía y propiedades, para determinar si es adecuado o requiere de mejoramiento.

Hasta hace años, los tratamientos de suelos en la construcción solo tenían bases empíricas. En la actualidad los conocimientos sobre este campo se basan en estudios sistemáticos, con fundamento científico y corroborado mediante la experimentación.

El proceso de mejoramiento de suelos debe responder una pregunta fundamental: ¿Qué método y equipo debe emplearse para obtener en un suelo las propiedades mecánicas que especifique un proyecto?

En general puede decirse que todos los suelos pueden ser mejorados, pero su proceso y costo son muy diferentes. Entre las mejoras que muchas veces se requieren en un suelo están el aumento de su compacidad (en el caso de los granulares) y la reducción de susceptibilidad a cambios volumétricos (en los suelos arcillosos).

A continuación, se mostrará una clasificación de distintos métodos de mejoramiento de suelos, describiendo su procedimiento y aplicación de cada uno de ellos.

2.1.1.1. Mezclas

Este método se utiliza para mejorar un suelo mediante la combinación de los suelos con agentes estabilizadores.

Existen mezclas de suelos y mezclas con productos químicos, como enseguida se trata.

a) Mezclas de suelos

Este tipo de estabilización es de amplio uso.

Los suelos de grano grueso, como grava-arena, tienen una fricción interna alta, lo que les permite soportar grandes esfuerzos; sin embargo, esta cualidad no hace que sean estables para ser usadas como material de base en una carretera, ya que al carecer de cohesión sus partículas se mueven libremente y con el paso de los vehículos pueden separarse.

Las arcillas, al contrario, tienen notoria cohesión y poca fricción, lo que provoca que pierdan estabilidad ante humedades altas.

La mezcla adecuada de los dos tipos de suelo puede dar como resultado un material estable en el que se aprovecha la fricción interna de uno y la cohesión del otro. Sin embargo, la sola mezcla no logra producir los efectos deseados; se requiere además la compactación.



Mezcla de suelos. Fuente: SOILTAC SOIL PERÚ S.A.C.

b) Mezclas con productos químicos

Se refiere principalmente a la utilización de sustancias químicas que involucran la sustitución de iones metálicos y cambio en la constitución de los suelos involucrados en el proceso.

Se han usado gran número de productos químicos con este fin, la mayoría de ellos con resultados satisfactorios, pero requieren del estudio y asesoría de especialistas, tanto durante la etapa de diseño como de construcción.

➤ Mezclas con cal

La cal disminuye la plasticidad de los suelos arcillosos y es relativamente económica. Los porcentajes que se utilizan varían normalmente del 2 al 6% con respecto al peso seco del material por mejorar.

Es recomendable no usar porcentajes mayores, ya que, aunque se aumenta ligeramente la resistencia hay un incremento en la plasticidad.

La dosificación del cementante dependerá del tipo de suelo y debe determinarse en el laboratorio.

Para analizar a los suelos estabilizados con cal se realizan usualmente los siguientes ensayos de laboratorio: límites de Atterberg, granulometrías, valor cementante, equivalente de arena y valor relativo de soporte (VRS). La estabilización con cal no es muy efectiva en suelos granulares.

El mezclado puede realizarse en planta o en campo, obteniéndose mejores resultados en el primer caso. Puede agregarse en forma de lechada, a granel o en sacos (Fig.2). Si se agrega en forma de lechada, ésta se disuelve en el agua que se integra a la compactación.

Cuando se efectúa el mezclado en campo, el material por mejorar debe estar disgregado y acamellonado; se abre una parte y se le agrega la cal distribuyéndola en el suelo, para después hacer el mezclado en seco.

Se recomienda agregar una ligera cantidad de agua para evitar el polvo. Después se agrega el agua necesaria y se tiende la mezcla dándole un curado hasta de 48 horas, el cual consiste en mantener la superficie húmeda por medio de un rociado ligero.

Se recomienda no hacer la estabilización cuando haya riesgo de lluvia o cuando la temperatura ambiente sea menor a 5 ° C.



De izquierda a derecha: Mezcla con cal a granel - Mezcla de cal en forma de lechada

Fuente: SOILTAC SOIL PERÚ S.A.C.

➤ Mezcla con cemento Pórtland.

Se usa principalmente en suelos granulares (arenas y gravas finas). El cemento mezclado con el suelo mejora las propiedades mecánicas de éstos, dando como resultado la disminución de la relación de vacíos y de la plasticidad de los suelos, así como un aumento en su resistencia y durabilidad.

La estabilización consiste en agregar cemento Portland en cierta proporción (usualmente 3 – 8 % por volumen de mezcla).

Por economía de las obras es necesario ajustar el porcentaje de cemento con base en ensayos de laboratorio y campo.

Algunas de las características del suelo que deben tomarse en cuenta para la estabilización son: su granulometría, limitando que los materiales no contengan partículas con tamaño superior a 6.0 cm, que el porcentaje que pasa por la malla 200 sea menor del 50% y estableciendo un límite líquido e Índice de plasticidad adecuados.



Aplicación del Suelo – Cemento con escarificador.

Fuente: SOILTAC SOIL PERÚ S.A.C.

El éxito de la estabilización con cemento depende del contenido de éste, del contenido de agua y de su compactación. Las mezclas deben someterse a diversos ensayos en laboratorio, entre ellos: compactación, durabilidad y resistencia a la compresión simple, que aparte de su objeto específico, servirán para dosificar el cemento que se empleará en la mezcla.

El suelo que se mezclará con cemento debe pulverizarse y esparcirse sobre la superficie para lograr la proporción adecuada de la mezcla.

Es conveniente hacer la distribución del cemento con equipo especializado (pulvimixer) para lograr un mezclado uniforme. También pueden usar discos rotatorios de arado hasta que se determine un mezclado total. La mezcla puede hacerse en seco o en húmedo.

La adición del agua debe ser uniforme en toda la zona, cuidándose de que no quede depositada en huecos. El curado se realiza con un riego de agua, en proporción de 0.5 a 1.0 l/m², Se pueden utilizar excavadoras, empujadoras, traíllas escarificadoras (motoescrepas), niveladoras rodillos vibradores, apisonadoras y rodillos lisos.

➤ Mezclas con productos asfálticos.

En este tipo de estabilizaciones, las emulsiones asfálticas son las más usadas, ya que pueden emplearse con pétreos húmedos y no necesitan altas temperaturas para hacerlas maniobrables. Existen emulsiones de fraguado lento, medio y rápido.



Estabilización del suelo con asfalto. Fuente: SOILTAC SOIL PERÚ S.A.C.

La capa a mejorar debe estar completamente terminada. No se debe hacer la estabilización con mucho viento, temperaturas inferiores a 5° C o lluvia. La dosificación depende de la granulometría de los suelos.

Los suelos finos requieren mayor cantidad de bitumen, y de ellos los plásticos no pueden estabilizarse a costos razonables debido a la dificultad para pulverizarlos y cantidad de bitumen necesario.

En general, la cantidad de bitumen varía entre 4% y 7%; en todo caso la suma de agua para compactación más el bitumen no debe exceder a la cantidad necesaria para llenar los vacíos de la mezcla compactada. También se puede estabilizar con ácido fosfórico, fosfato de calcio (yeso), resinas y polímeros.

2.1.1.2. Precargas

Consisten en aplicar al terreno de cimentación cargas previas a las normales de operación de las estructuras en proyecto. Tienen como objetivo principal disminuir la compresibilidad e incrementar la resistencia de los suelos cohesivos blandos. Las precargas usuales son terraplenes o plataformas de materiales térreos (Fig. 5); en ocasiones se ha usado el abatimiento del nivel freático para proporcionarlas, pero esto es muy costoso por el bombeo continuo.

La precarga con plataformas es de uso frecuente en México por su facilidad de ejecución, aunque tiene la desventaja de requerir mayor área de trabajo y en algunos casos, en los que no se usa el material con el que se aplicó, un costo mayor. Para tanques de almacenamiento la precarga puede proyectarse en dos etapas: la primera la constituye el terraplén estructural del propio tanque, construido con las especificaciones propias para ese fin y la segunda es propiamente la precarga que por facilidad y economía se forma con materiales colados al volteo y bandeados hasta la elevación máxima prevista.



Terraplenes de carga. Fuente: SOILTAC SOIL PERÚ S.A.C.

La precarga se inicia con el desmonte y despalme del área, seguido del tendido en capas del material.

Como ya se citó, desde un inicio puede formarse un terraplén estructural, compactado conforme a las normas y especificaciones previstas en el proyecto, lo cual en cimentaciones de tanques de almacenamiento tiene alguna ventaja sobre los materiales no controlados, como menor costo y tiempo de construcción, ya que se usa la misma estructura de proyecto.

Sin embargo, presenta desventajas como la de un mayor riesgo en caso de falla o colapso y la necesidad de renivelación en el fondo una vez efectuadas las pruebas hidrostáticas.

Para conocer el comportamiento del subsuelo y el efecto de la precarga se instala instrumentación geotécnica.

El propósito de dicha instrumentación es observar la respuesta de la cimentación bajo el programa de precarga, construcción y pruebas hidrostáticas.

Consiste principalmente en realizar nivelaciones de precisión en bancos superficiales para determinar los hundimientos generados y en instalación de piezómetros que permitan conocer la evolución de la presión de poro en el subsuelo (Stamatopulos,y Kotzias, 1990).

2.1.1.3. Mejoramiento por vibrado

Entre los procedimientos de mejoramiento por vibración se encuentra la vibrocompactación, la vibroflotación, la vibrosustitución y el vibrohincado cuyos aspectos relevantes son los siguientes:

a) Vibrocompactación:

El método se ha aplicado con éxito hasta 10 - 15 m de profundidad, pero pueden alcanzarse 20 m con un vibrador poderoso. Se debe verificar la densificación del material después de que el suelo ha sido vibrado; para ello se realizarán sondeos de penetración estándar o de cono, comparando sus resultados con determinaciones iniciales en la misma área.

En la aplicación de este método se ha observado lo siguiente: a) los primeros 1 - 2 m generalmente no quedan densificados y deben compactarse después con un equipo de compactación superficial; b) si el suelo contiene capas limosas o arcillosas éstas no se logran compactar; c) la resistencia de punta en sondeos de cono puede incrementarse entre 50% y 100%; d) la compacidad relativa requerida (de 60 a 80 %, y en algunos casos 100 %) se puede alcanzar; y el suelo se asienta de 7 a 10 % (SMMS, 1957).

El grado de densificación alcanzado dependerá de la intensidad de la vibración generada y de las propiedades del suelo, en particular su composición y forma de los granos.

El método es más efectivo en arenas limpias. Se han logrado mejoramientos a profundidades de 30 m, pero las típicas son de 9 a 15 m.



Equipo para trabajos de vibrocompactación.

Fuente: SOILTAC SOIL PERÚ S.A.C.

El mejoramiento que se logre depende, como ya se dijo, del tipo de suelo, además del espaciamiento de los puntos de vibrocompactación y del tiempo de mejora.

Los asentamientos medidos en suelos granulares alcanzan del 5 a 15% de la profundidad tratada.

Se ha visto que el procedimiento es más eficiente en materiales granulares con contenido de finos no mayor de 10 a 15%.

El efecto de la densificación disminuye conforme aumenta la distancia horizontal respecto al vibrador.

La licuación inducida durante el tratamiento es total hasta distancias de 30 a 50 cm del vibrador, siendo nulo el efecto a 2.5 m debido al amortiguamiento del propio terreno.

b) Vibroflotación:

El dispositivo principal del sistema es el llamado "Vibroflot" (según la patente americana), que consiste en un vibrador de grandes dimensiones, dotado con boquillas para lanzar agua a presión (chiflón).

La densificación se logra mediante la acción combinada de vibración y del chiflón. El método consiste en hincar en el terreno el vibrador, que puede tener 40 cm de diámetro, 183 cm de longitud y 2 t de peso.

Con su masa excéntrica interna, el vibrador puede desarrollar una fuerza horizontal de 10 t a 1800 rpm, desplazándose lateralmente del orden de 2 cm.

Para facilitar su hincado y en general su funcionamiento, tiene chiflones de agua tanto en su parte inferior como superior, con los cuales puede suministrar agua a razón de 4 a 5 lts/seg (60 a 80 gpm) con una presión de 4 a 6 kg/cm² (60 a 80 psi).

Los huecos dejados por el vibrador se van rellenando con material granular (Vieitez, 1979).



Equipo de vibroflotación. Fuente: SOILTAC SOIL PERÚ S.A.C.

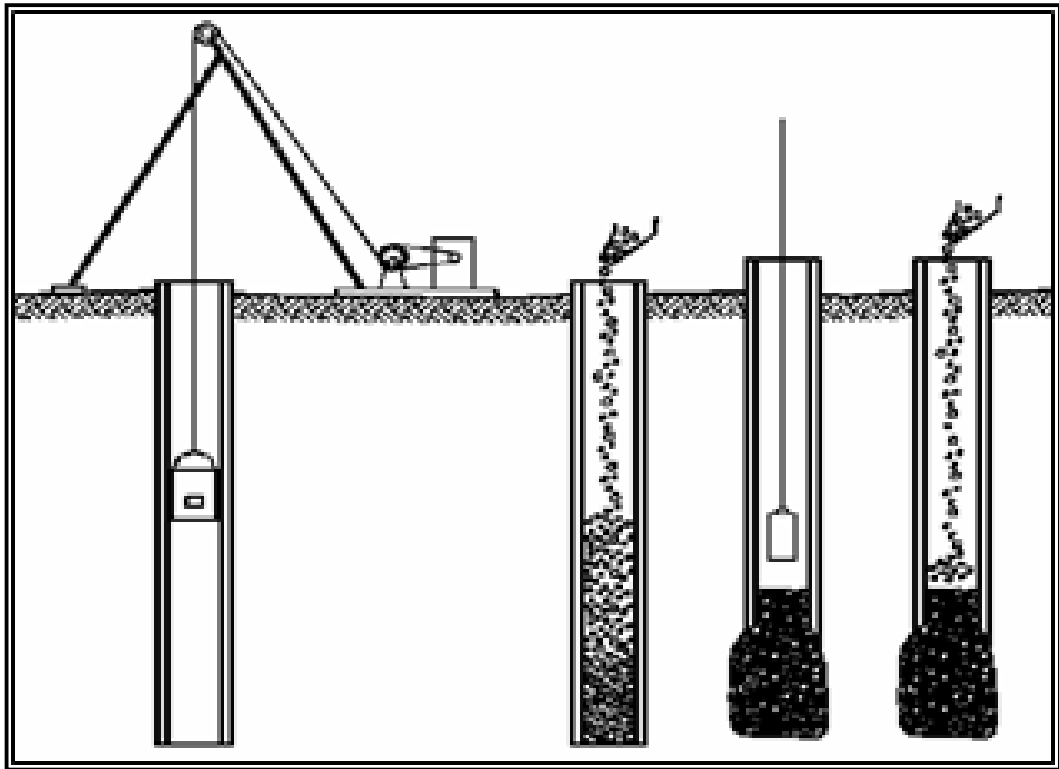
Con este procedimiento se forman columnas de 2.4 a 3.0 m (8 a 10 pies) de diámetro en cada penetración del vibrador. El grado de compactación es máximo al centro de la columna y decrece radialmente.

La experiencia indica que el método también es más eficiente en suelos arenosos limpios, de preferencia gruesos. Dado que se introduce suficiente agua en el terreno en la zona por tratar, para asegurar la saturación del material, la ubicación del nivel freático no afecta la aplicabilidad del método.

c) Vibrosustitución:

En suelos cohesivos blandos y en depósitos orgánicos se han usado con éxito columnas de grava formadas por Vibroflotación. Esto es una variante del proceso original y se le conoce también como vibrosustitución.

En este método el Vibroflot forma una perforación vertical a través de un terreno blando, el cual posteriormente es llenado con grava o piedra triturada, además de ser compactado por el propio vibrador.



Drenes de arena y grava.

Fuente: GBC Cimentaciones. México.

El método permite incrementar la densidad del suelo y proporcionar drenaje para disipación de la presión de poro.

Al Introducir un elemento rígido se ocasiona una disminución de esfuerzos en el suelo, ya que habrá una mayor concentración en los elementos rígidos, además de una deformación limitada.



Monitoreo de los trabajos de vibroflotación.

Fuente: GBC Cimentaciones. México.

Al no ser totalmente rígidas, las columnas de piedra tienden a experimentar cierta deformación lateral cuando se aplican cargas, transmitiendo presiones laterales al suelo que las circunda. Tiene como limitante su costo que puede ser elevado.

La zona de influencia del drenaje por los drenes es limitada aproximadamente a un diámetro desde el centro de los drenes.

La grava debe ser bien graduada para prevenir la obstrucción y para que se tenga drenaje eficiente.

d) Vibrohincado:

Utiliza un martillo vibratorio con un elemento metálico columnar que se va introduciendo verticalmente en cada sitio prefijado, siguiendo un patrón establecido.

El método es aplicable en suelos granulares y saturados con tamaños comprendidos entre 7,5 cm. (3") y la malla 40, con contenido de finos menor de 25%. Se recomienda no emplear este método en depósitos de arenas gruesas y grava con coeficiente de permeabilidad, $k > 10^{-2}$ m/s.

En caso necesario puede añadirse agua para garantizar la saturación. Las vibraciones transmitidas al elemento columnar son básicamente verticales, por lo que el hincado se realiza normalmente sin ayuda de chiflones de agua.

Al terminar de densificar una zona, la superficie del terreno desciende y para restituir el nivel debe agregarse nuevo material o bien puede colocarse previamente antes de efectuar el tratamiento del terreno.

No se requiere agregar simultáneamente el material que ocupe el espacio extra ganado, ya que esto puede realizarse antes o después del tratamiento.

En suelos parcialmente saturados el reacomodo de las partículas se dificulta.

A mayor contenido de finos la eficiencia del método se reduce; así, para suelos con contenido de finos mayor de 20%, el mejoramiento que se obtiene es muy pobre.

Además, en suelos con compacidad mayor del 70% es difícil obtener un mejoramiento y en depósitos de arena que contengan lentes de limo o arcilla se disminuye el efecto de densificación.



Equipo requerido para los trabajos.

Fuente: GBC Cimentaciones. México.

2.1.1.4. Inyección de compactación

Consiste en la inyección a presión de una mezcla de cemento de alta consistencia y arena, formando bulbos de mortero que comprimen, desplazan y compactan el suelo.

Las bombas y equipos a emplear son clave dada la poca trabajabilidad de la mezcla empleada.

Los equipos utilizados cuentan con registro de los parámetros de inyección.

El proceso de inyección se rige por el volumen de mortero por fase, el caudal, la presión de inyección y la viscosidad del mortero.

Algunas limitantes del método son:

- a) El volumen de inyección es variable, por lo que se tienen que realizar pruebas previas.
- b) La longitud máxima del tramo de tratamiento puede ser un impedimento para su uso en suelos.
- c) Cuando la inyección se realiza en presencia de aguas subterráneas circulando, puede existir una excesiva dilución o pérdida total de lechada.



Equipo de inyección.

Fuente: GBC Cimentaciones. México.

2.1.1.5. Inclusiones rígidas

Es una técnica que permite controlar los hundimientos en suelos blandos debido al peso de las estructuras y de los abatimientos piezométricos. Son elementos cilíndricos no conectados con la estructura, que pueden incluirse en el suelo recurriendo a diferentes técnicas.

Sus ventajas son la disminución de los asentamientos debido a la transferencia de una parte importante de los esfuerzos soportados por el suelo a estos elementos, la facilidad de colocación y la mínima interacción con la estructura. La limitante que presenta es la complejidad para evaluar la interacción inclusión-suelo.

2.1.1.6. Jet Grouting

El procedimiento consiste en cortar, excavar y mezclar, el material “in situ”, a través de energía hidráulica a alta velocidad y remplazarlo por una mezcla de suelo – cemento.

Es adecuado para un rango amplio de suelos desde aglomerados hasta arcillas de alta plasticidad. Sin embargo, cuando se incrementa la resistencia del suelo, la profundidad de penetración disminuye y a mayor permeabilidad del mismo aumenta la profundidad de penetración.

Por lo anterior, el tiempo requerido para la máxima penetración es mayor en suelos cohesivos.



Empleo de Jet Grouting.

Fuente: GBC Cimentaciones. México.

El volumen de suelo afectado es mayor que el diámetro de la perforación y se incrementa al aumentar el tamaño de partículas.

En arcillas, limos y arenas con finos, la profundidad de penetración máxima se alcanza con una saturación del 100% y la penetración mínima con un grado de saturación de 40 a 50%.

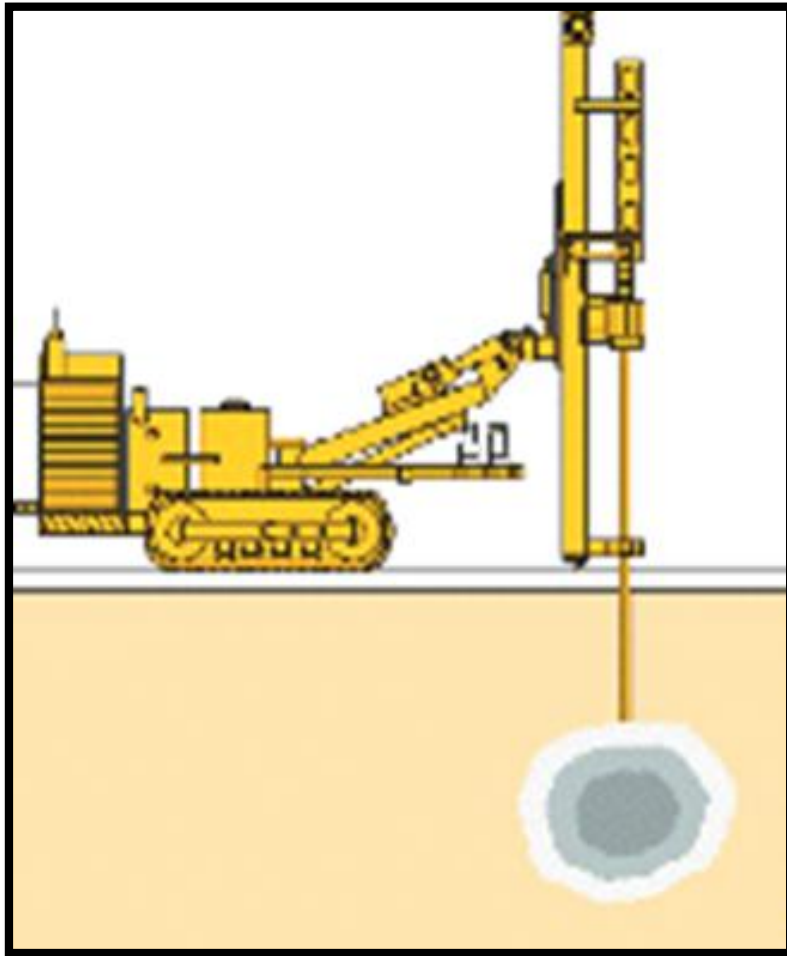


Figura 1. Aplicación de la técnica.

Fuente: GBC Cimentaciones. México.

2.1.1.7. Compactación dinámica

Este método consiste en dejar caer una masa repetidamente desde una cierta altura. La reacción del suelo ante la compactación dinámica depende del tipo de suelo y de la energía que le sea impartida por los impactos que tiene un arreglo predeterminado.

La energía es función de la masa, altura de la caída, espaciamento de la cuadrícula y número de caídas en cada punto. Las masas son usualmente boques de acero o una serie de placas de acero sujetas entre sí.

Las masas se dejan caer varias veces en el mismo lugar, siguiendo un patrón de cuadrícula con cierto espaciamento. El procedimiento normalmente se hace con más de una pasada o serie de apisonamientos rellenando los cráteres que se forman entre pasadas.

Por lo general, el subsuelo por mejorar se considera constituido por dos capas: la más profunda es mejorada por la primera serie de apisonamientos, con un determinado número de repeticiones, con las mayores separaciones entre los puntos de impacto, y el nivel de energía más alto.

La capa intermedia es mejorada por una segunda serie de apisonamientos. En el Capítulo 3 se trata con mayor detalle el procedimiento.



Trabajos de compactación dinámica.
Fuente: GBC Cimentaciones. México.

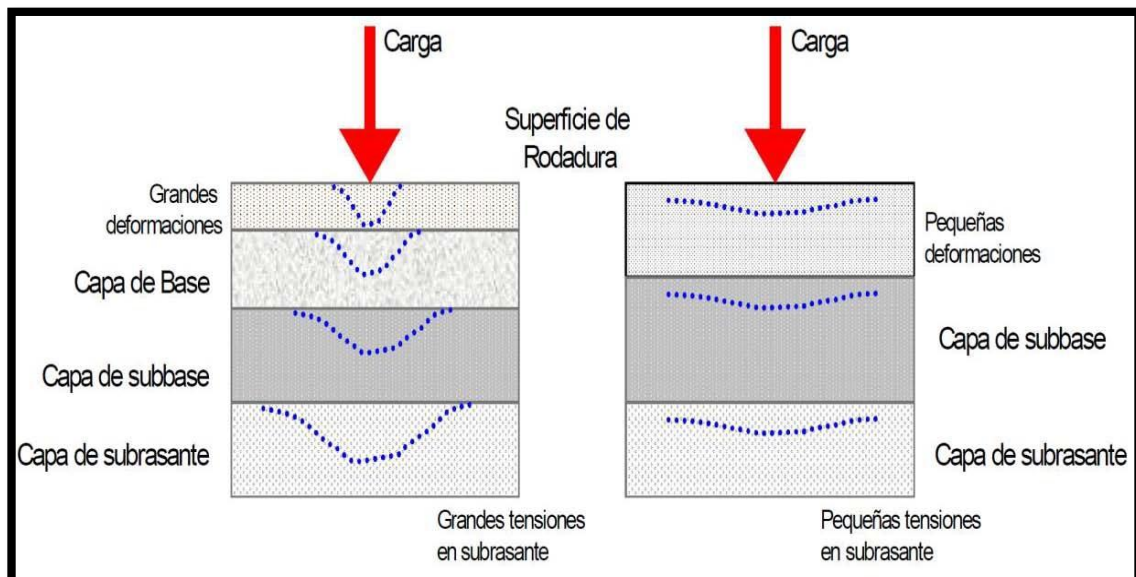
2.2. PAVIMENTO

2.2.1. Definición de Pavimento

Se llama pavimento a la capa o conjunto de capas comprendida (s) entre la Subrasante y la superficie de rodamiento de una obra vial, cuya finalidad es proporcionar una superficie de rodamiento uniforme, resistente al tránsito de los vehículos, el intemperismo producido por los agentes naturales y a cualquier otro agente perjudicial. Como función estructural un pavimento tiene la de transmitir adecuadamente los esfuerzos a la subrasante, de modo que esta no se deforme de manera perjudicial.

2.2.2. Tipos de pavimentos

En la construcción de estructuras de pavimentos pudieran utilizarse materiales bituminosos, materiales granulares tratados y materiales con ligantes hidráulicos.



Comportamiento de pavimentos rígidos y flexibles.

Fuente: Manual Centroamericano para Diseño de Pavimentos.

Por sus capas superiores y superficie de rodadura pueden ser clasificados como sigue:

- Con superficie de rodadura no pavimentada.
- Con superficie de rodadura pavimentada.

Según su superficie de rodadura pavimentada puede ser clasificado de la siguiente manera:

2.2.2.1. Pavimentos flexibles

Pertencen a este tipo, los pavimentos que están formados por una carpeta bituminosa apoyada generalmente sobre dos capas no rígidas la base y la sub-base; de calidad descendente hacia abajo. Desde el punto de vista de diseño, los pavimentos flexibles están formados por una serie de capas y la distribución de la carga está determinada por las características propias del sistema de capas. Los pavimentos Flexibles a su vez se subdividen en los siguientes tipos:

- a)* Con capas granulares (sub base y base drenantes) y una superficie bituminosa de espesor variable menor a 25 mm, como son los tratamientos superficiales bicapa y tricapa

- b)* Con capas granulares (sub base y base drenantes) y una capa bituminosa de espesor variable mayor a 25 mm, como son las carpetas asfálticas en frío y en caliente.

Elementos que integran el Pavimento Flexible:

Subrasante

Es la capa de terreno de una carretera que soporta la estructura de pavimento y que se extiende hasta una profundidad que no afecte la carga de diseño que corresponde al tránsito previsto. Esta capa puede estar formada en corte o relleno y una vez compactada debe tener las secciones transversales y pendientes especificadas en los planos finales de diseño.

El espesor de pavimento dependerá en gran parte de la calidad de la subrasante, por lo que ésta debe cumplir con los requisitos de resistencia, incompresibilidad e inmunidad a la expansión y contracción por efectos de la humedad, por consiguiente, el diseño de un pavimento es esencialmente el ajuste de la carga de diseño por rueda a la capacidad de la subrasante.

Subbase

Es la capa de la estructura de pavimento destinada fundamentalmente a soportar, transmitir y distribuir con uniformidad las cargas aplicadas a la superficie de rodadura de pavimento, de tal manera que la capa de subrasante la pueda soportar absorbiendo las variaciones inherentes a dicho suelo que puedan afectar a la subbase. La subbase debe controlar los cambios de volumen y elasticidad que serían dañinos para el pavimento.

Se utiliza además como capa de drenaje y contralor de ascensión capilar de agua, protegiendo así a la estructura de pavimento, por lo que generalmente se usan materiales granulares.

Al haber capilaridad en época de heladas, se produce un hinchamiento del agua, causado por el congelamiento, lo que produce fallas en el pavimento, si éste no dispone de una subrasante o subbase adecuada.

Esta capa de material se coloca entre la subrasante y la capa de base, sirviendo como material de transición, en los pavimentos flexibles.

Base

Es la capa de pavimento que tiene como función primordial, distribuir y transmitir las cargas ocasionadas por el tránsito, a la subbase y a través de ésta a la subrasante, y es la capa sobre la cual se coloca la capa de rodadura. Las bases especificadas son las siguientes:

Base granular

Material constituido por piedra de buena calidad, triturada y mezclada con material de relleno o bien por una combinación de piedra o grava, con arena y suelo, en su estado natural. Todos estos materiales deben ser clasificados para formar una base integrante de la estructura de pavimento. Su estabilidad dependerá de la graduación de las partículas, su forma, densidad relativa, fricción interna y cohesión, y todas estas propiedades dependerán de la proporción de finos con respecto al agregado grueso.

Base estabilizada

Es la capa formada por la combinación de piedra o grava trituradas, combinadas con material de relleno, mezclados con materiales o productos estabilizadores, preparada y construida aplicando técnicas de estabilización, para mejorar sus condiciones de estabilidad y resistencia, para constituir una base integrante del pavimento destinada fundamentalmente a distribuir y transmitir las cargas originadas por el tránsito, a la capa de subbase.

2.2.2.2. Pavimentos semi-rígidos:

Conformados con solo capas asfálticas (full depth) o por adoquines de concreto sobre una capa granular, cuando la necesidad lo justifique el uso de estos pavimentos el proyectista deberá recurrir a los manuales de diseño correspondiente.

Bloques De Concreto Adoquines

Los bloques o adoquines son elementos contruidos con material pétreo y cemento, pudiendo tener varias formas, todas ellas regulares, y que son colocados sobre una cama de arena de 3 a 5 centímetros de espesor, la que tiene como función primordial absorber las irregularidades que pudiera tener la base, proporcionando a los adoquines un acomodamiento adecuado y ofreciendo una sustentación y apoyo uniforme en toda su superficie. Además, sirve para drenar el agua que se filtra por las juntas, evitando que se dañe la base.

Son ideales para la pavimentación de calles, vías, aceras, parques, jardines, paseos costeros, estacionamientos, paseos peatonales, industrias pesadas, galpones industriales y múltiples usos.

Espesores

4cms Tráfico peatonal 5 - 6 cms Tráfico liviano.

8 - 10 cms Tráfico pesado.

Ventajas Constructivas:

La instalación es simple y de poca maquinaria, no intervienen procesos térmicos ni químicos, se puede construir y dar servicio un mismo día. Al ser pequeños y no estar unidos rígidamente se adaptan a cualquier variación en el alineamiento horizontal y vertical de la vía.

Manejo y Mantenimiento:

La capa de rodadura en todo el pavimento es quizá el elemento más costoso. Al hacer reparaciones esta capa se debe destruir y retirar. En el caso de los pavimentos de adoquín todo el material es recuperable, se puede almacenar y volver a colocar. Esto los hace particularmente especiales para proyectos donde las redes de servicio, alcantarillado, acueducto y redes eléctricas subterráneas no estén completas.

El mantenimiento de estos pavimentos es muy sencillo, solo requiere limpiar la vegetación que pueda aparecer en las juntas donde no exista tránsito permanente y llenarlas con arena. No se requiere sobre carpas para mantener un buen nivel de servicio, como el caso de los pavimentos asfálticos.

Apariencia:

Al ser elementos simétricos, inducen un sentimiento de orden en la vía. Se pueden fabricar adoquines de diferentes colores, que permiten formar figuras, señales y demarcaciones duraderas que dan una mayor belleza al pavimento.

Durabilidad:

Por la calidad que se les exige a los adoquines de concreto, se garantiza su durabilidad y resistencia a la absorción del tránsito y acciones de la intemperie. El adoquín por si solo tiene una vida útil ilimitada. La estructura del pavimento puede sufrir deterioros después de estar en servicio por más de 20 años.

Costo de Construcción:

Por su facilidad de instalación, no requiere de mano de obra especializada. Los materiales que se requieren para su construcción se consiguen fácilmente y no consume derivados del petróleo. Los costos respecto a otro pavimento siempre se deben comparar a partir de opciones equivalentes estructuralmente.

Aplicación de los adoquines de concreto:

Se pueden emplear en usos residenciales, municipales, industriales, centros comerciales etc. Pueden ser aplicados desde pavimentos con tráfico peatonal y liviano hasta pavimentos de tráfico pesado.

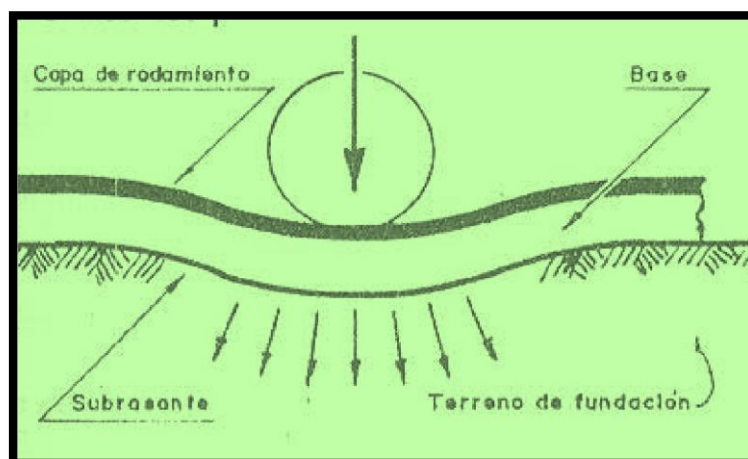
2.2.2.3. Pavimentos rígidos

Conformado por losa de concreto hidráulico o cemento Pórtland sobre una capa granular; es decir, están apoyados sobre la subrasante o sobre una capa de material seleccionado compuesta por grava y arena. Los pavimentos rígidos, no necesariamente tienen recubrimiento bituminoso. Cuando la necesidad lo justifique el uso de estos pavimentos el proyectista deberá recurrir a los manuales AASHTO o similares.

La principal diferencia entre los pavimentos flexibles y los rígidos; está en la forma como se reparten las cargas. Desde el punto de vista de diseño, los pavimentos rígidos tienen un gran módulo de elasticidad y distribuyen las cargas sobre un área grande, la consideración más importante es la resistencia estructural del concreto hidráulico.

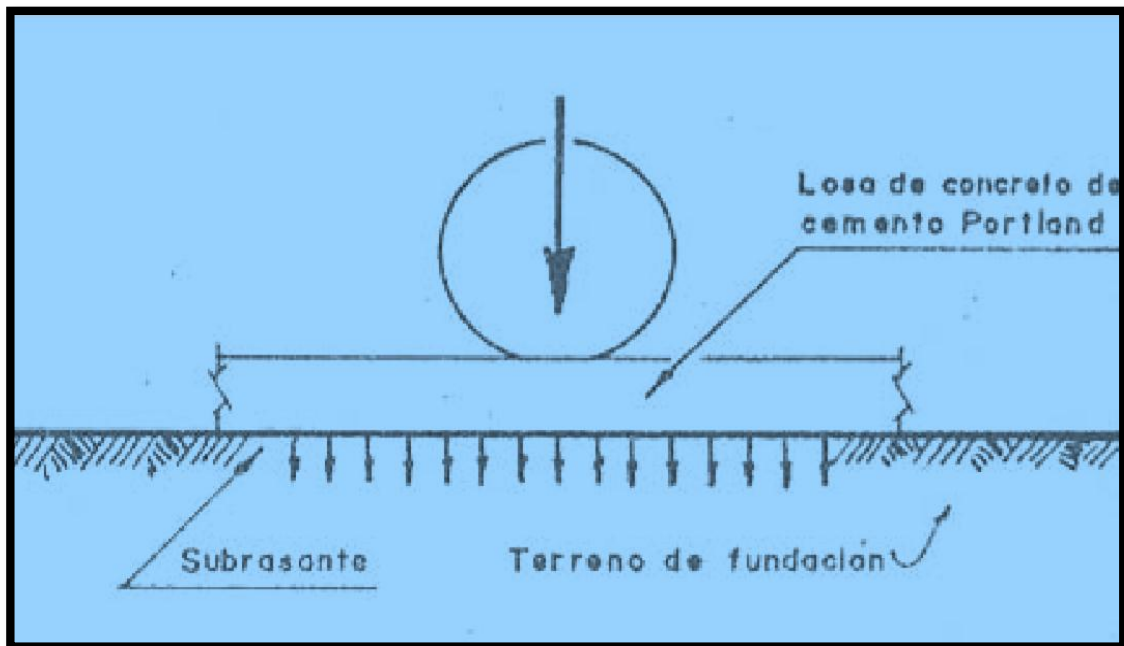
Distribución de cargas según el tipo de pavimento

Pavimento Flexible



Fuente: MTC.

Pavimento Rígido



Fuente: MTC.

Tipos de Pavimentos Rígidos:

- A) Pavimentos de concreto simple, sin gravilla pasa juntas.
- B) Pavimentos de concreto simple, con gravillas pasa juntas.
- C) Pavimentos de concreto reforzado (refuerzo continuo)
- D) Pavimentos de concreto pre esforzado.
- E) Pavimentos de concreto reforzado con fibras cortas de acero.

El caso más común y corriente, es el "a", de pavimentos de concreto simple sin varillas pasa juntas.

El talón de Aquiles de los pavimentos de concreto, son las juntas que tienen que diseñar y construir para controlar los cambios de volumen, inevitables, que se producen en ellos por cambios temperatura.

Los pavimentos de refuerzo continuo y los pres forzados, se diseñan y construyen sin juntas transversales de contracción y expansión excepto al llegar a un cruce o a una estructura fija. Sólo se construyen juntas de construcción. Estos pavimentos son muy y de tecnología muy avanzada.

Los pavimentos de concreto son muy adecuados para calles de ciudades o plantas industriales*.

Los pavimentos rígidos consisten en una mezcla de cemento portland, arena de río, agregado grueso y agua, tendido en una sola capa y pueden o no incluir, según la necesidad, la capa de sub-base y base, que al aplicarles cargas rodantes no se deflecten perceptiblemente, y al unir todos los elementos antes mencionados, constituyen una losa de concreto, de espesor, longitud y ancho variable. Su periodo de vida varía entre 20 y 40 años; el mantenimiento que requiere es mínimo y solo se efectúa (comúnmente) en las juntas de las losas.

Están sujetos a los esfuerzos siguientes:

- a.* Esfuerzos abrasivos causados por las llantas de los vehículos.
- b.* Esfuerzos directos de compresión y acortamiento causados por las cargas de las ruedas.
- c.* Esfuerzos de compresión y tensión que resultan de la deflexión de las losas bajo las cargas de las ruedas.
- d.* Esfuerzos de compresión y tensión debidos a la combadura del pavimento por efectos de los cambios de temperatura.

Elementos que integran el Pavimento Rígido

Subrasante

Subbase

Superficie de rodadura

2.3. ACTIVIDADES PORTUARIAS

Se consideran actividades portuarias: la construcción operación y administración de puertos, terminales portuarios, los rellenos, dragados, y obras de ingeniería oceánica, y en general, todas aquellas que se efectúan en los puertos y terminales portuarios, en los embarcaderos, en construcciones que existan sobre playas y zonas de bajamar, y en orillas de los ríos donde existan instalaciones portuarias.

Comerciales

- Entrada, salida, atraque, desatraque y estancia de los buques mercantes.
- Estiba y desestiba.
- Carga y descarga con medios mecánicos.
- Traslado de mercancías con medios mecánicos.
- Almacenamiento de mercancías.
- Tráfico de pasajeros.
- Avituallamiento de buques.

- Reparación de buques.

No Comerciales

- Descarga y manipulación de pesca fresca.
- Carga y descarga manual.

Atraque, fondeo, estancia, avituallamiento, reparación y mantenimiento de buques pesqueros, deportivos y militares.

Utilización de instalaciones y operaciones y servicios necesarios para el desarrollo de las actividades anteriores.

Actividades No Portuarias

Actividades no comerciales complementarias de la actividad esencial, es decir, del tráfico portuario.

Actividades no comerciales compatibles.

Actividades industriales o comerciales. Se admite su localización en el puerto, atendiendo a algunos de los siguientes criterios: relación con el tráfico portuario, volumen de los tráficos marítimos que generan o servicios que prestan a los usuarios del puerto, de conformidad con las determinaciones de la ordenación del espacio portuario y del planteamiento.

2.4. USOS DE LAS SUPERFICIES TERRESTRES PORTUARIAS

USO COMERCIAL

- Zonas de Operación
- Zonas de Almacenamiento
- Vías de Comunicación
- Zonas Complementarias

OTROS USOS

- Uso Industrial
- Uso Militar
- Uso Pesquero
- Uso Deportivo

CAPÍTULO III

ANÁLISIS DE LA ZONA EN ESTUDIO

3.1. UBICACIÓN

El proyecto en el que se basa la presente tesis se ubica en la Av. Oquendo s/n, distrito y provincia del Callao, departamento de Lima.

El área del terreno en estudio es de aproximadamente 67,837.96 m².



Fuente: Google EARTH.

3.2. SISMICIDAD DEL ÁREA EN ESTUDIO

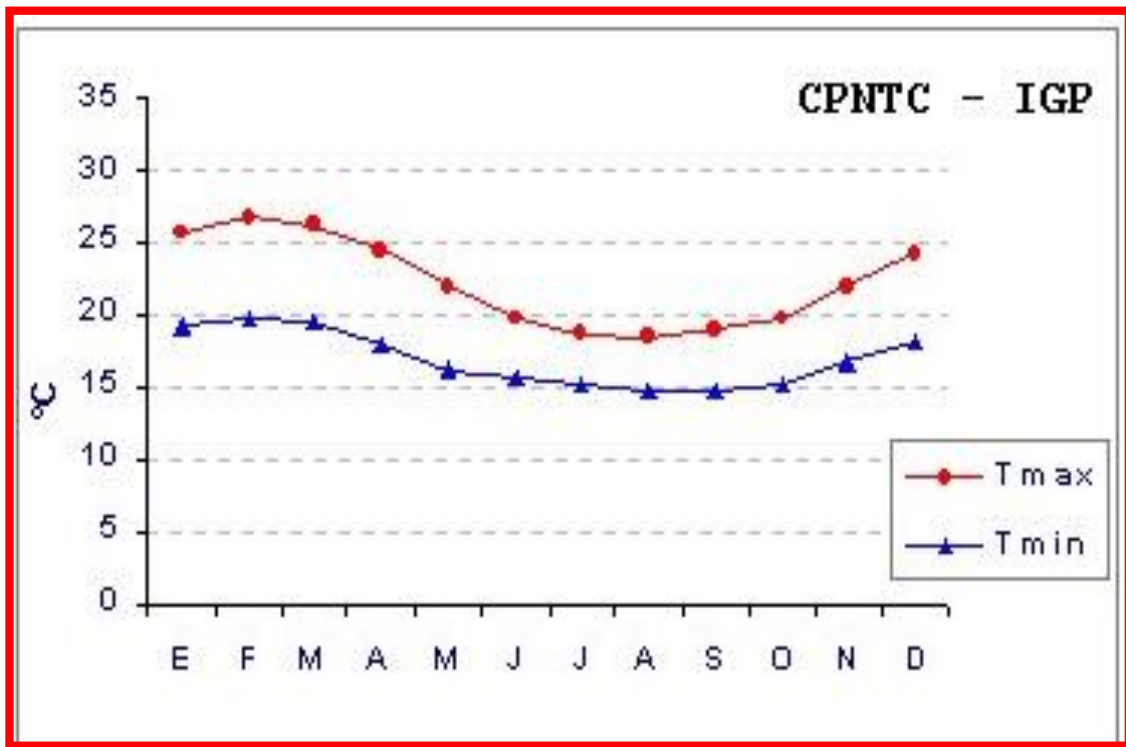
La zona de subducción del Pacífico cercana al mar del Callao, que corre paralela a gran parte de la costa oeste de Sudamérica, es lugar frecuente de reajustes de la corteza terrestre, los cuales producen sismos de gran magnitud. Por ello, el Perú ha sufrido sismos muy severos de consecuencias devastadoras.

La ciudad de Lima ha experimentado en los pasados 40 años, 6 sismos con magnitudes de onda superficial en el rango de 6 a 7.6. Estos sismos han causado niveles de daño relativamente bajos en la ciudad, a pesar de que las aceleraciones en la superficie del suelo han sido tan altas como 0.40 g (terremoto de 1966), y las duraciones del movimiento fuerte han sido mayores que 1 minuto (terremoto de 1974). Sin embargo, daños mayores han sido observados en áreas fuera del centro de la ciudad de Lima. Uno de estos lugares es el Puerto del Callao.

3.3. CLIMA

El clima del Callao es cálido, desértico y oceánico. La temperatura media anual máxima y mínima (periodo 1950-1991) es 22.3°C y 17.0°C, respectivamente. La precipitación media acumulada anual para el periodo 1950-1991 es 15.7 mm.

El clima varía significativamente durante el fenómeno del niño en lo que respecta a la temperatura del aire. Anomalías superiores a los +5°C fueron registradas durante el niño del 97-98.



Promedios multianuales de temperaturas máximas y mínimas en el Callao: 1950-1991.

Fuente: SENAMHI.

CAPÍTULO IV

INGENIERÍA DEL PROYECTO

4.1. ESTUDIO DE CARGAS

- **Cargas De Almacenamiento**

Son cargas de naturaleza variable, debidas fundamentalmente al peso de mercancías, almacenadas o apiladas bien directamente sobre la superficie o en el interior de elementos auxiliares para su transporte y manipulación (contenedores, semirremolques, etc.) siendo su actuación y distribución constantes durante un cierto período de tiempo.

El valor de la acción se determina teniendo en cuenta el uso previsto para la superficie, la zona de la misma en que actúa y la forma en que solicita al firme, tomando en consideración los siguientes factores.

- Naturaleza de la mercancía depositada o apilada, con sus características físicas como pueden ser en su caso el peso específico y el ángulo de rozamiento interno.
- Forma de presentación de la mercancía.
- Forma y dimensiones de los acopios y apilamientos.
- Cantidad máxima que puede manipularse.
- Métodos y equipos de manipulación.

- **Cargas en las Zonas de almacenamiento de Contenedores.**

Además de las posibles distribuciones espaciales que pueda presentar el almacenamiento de contenedores es importante señalar la forma en que éstas actúan sobre la Losa. El peso de las unidades cae directamente sobre su superficie de contacto, que en este caso corresponde a la de los 4 apoyos de las esquinas. Las presiones de contacto sobre el pavimento dependen de la carga, de la forma de almacenar los contenedores (filas, bloques), de las alturas empleadas (Generalmente el apilamiento máximo son 5 contenedores) y de la flexibilidad o rigidez del propio pavimento).

- **Cargas De Manipulación**

La consideración de los equipos de manipulación que se van a utilizar en la explotación portuaria requiere el conocimiento de las siguientes características:

- Peso total de cada equipo
- Carga máxima que puede manipular
- Numero de ruedas y carga por rueda
- Velocidad media de circulación
- Presión de inflado

Los equipos de manipulación de los puertos marítimos tienen cargas estáticas altas, las cuales pueden causar tensiones muy altas en el pavimento. Si el pavimento se diseña para que soporte cargas por rueda repetitiva (fatiga), entonces, por lo general será capaz de soportar las cargas asociadas, sin producirse fallas estructurales.

Sin embargo, el material de superficie se debe diseñar para resistir altas cargas y tensiones de contacto.

Distribución de cargas en equipos de manipulación tomados de la BPA:

a) Cargador Frontal:

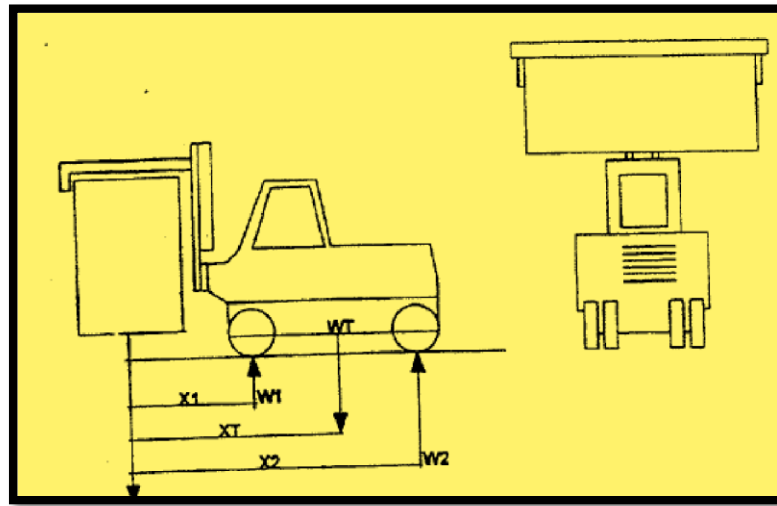


Imagen de Distribución de Cargas – Cargador Frontal. Fuente: MTC.

$$W1 = fd * \frac{A1 * Wc + B1}{M} \qquad W2 = fd * \frac{A2 * Wc + B2}{2}$$

$$A1 = \frac{-X2}{X1 - X2} \qquad A2 = \frac{-X1}{X2 - X1} \qquad B1 = \frac{Wt(Xt - X2)}{X1 - X2} \qquad B2 = \frac{Wt(Xt - X1)}{X2 - X1}$$

Donde,

W1 = carga en rueda delantera (ton)

W2 = Carga en rueda trasera (ton)

Wc = Peso de carga: contenedor, carbón, etc. (ton)

W_t = Peso propio de la grúa (ton)

M = Número de ruedas en el eje delantero (usualmente 2,4 o 6)

F_d = Factor dinámico

b) Cargador Lateral:

Pueden variar según el tipo de eje y el número de ruedas de cada eje.

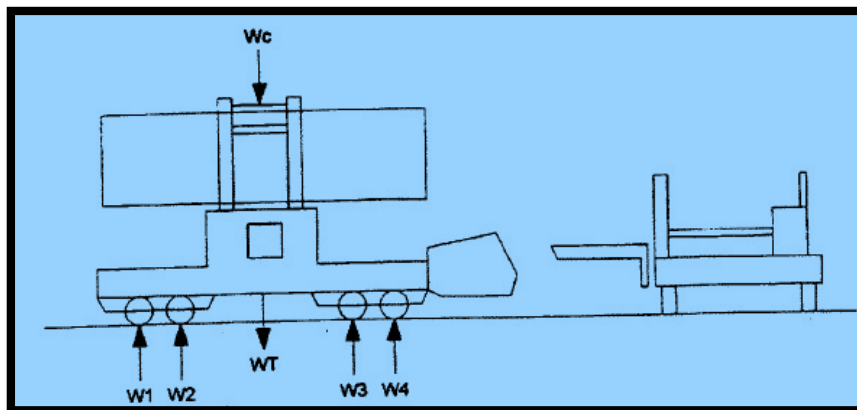


Imagen de Cargador Lateral. Fuente: MTC.

$$W_i = f_d * \left(U_i + \frac{W_c}{M} \right)$$

Donde,

W_i = Carga de rueda para planta descargada (ton)

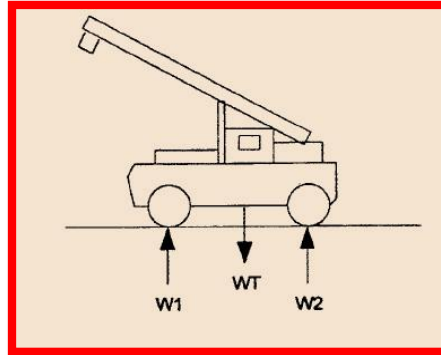
U_i = Carga de rueda para planta cargada (ton)

W_c = Peso de la carga (ton)

M = Número total de ruedas en planta

F_d = Factor dinámico

c) Grúa autom3vil:



Grúa Autom3vil. Fuente: MTC.

$$W_i = W_t / M$$

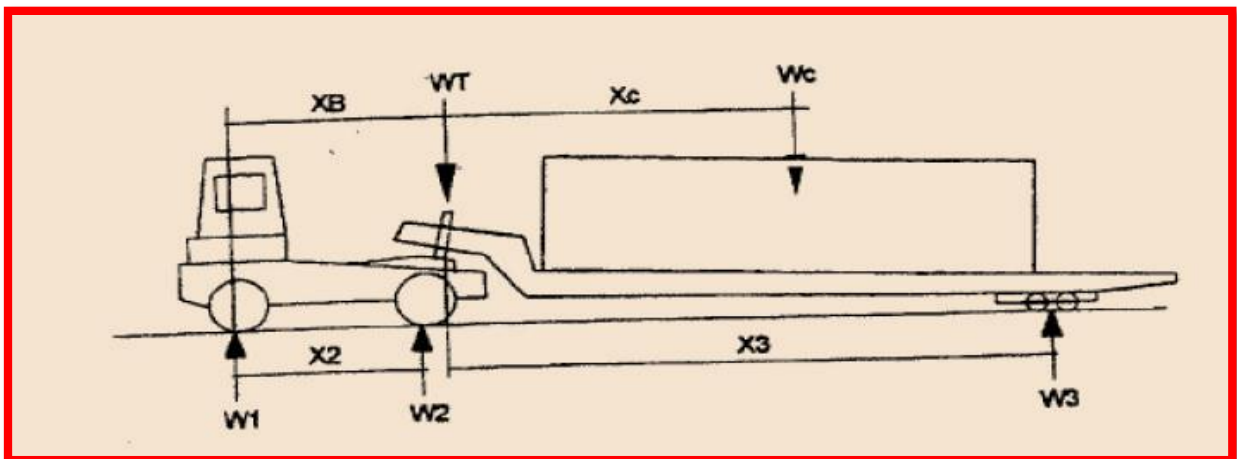
Donde,

W_i = Peso de grúa por rueda (ton)

W_t = Peso total de la grúa (ton) M =

Número total de ruedas de la grúa

d) Tractor más semirremolque



Semirremolque. Fuente: MTC.

$$W1 = fd * \left(U1 + \frac{Wc * (1 - A)(1 - B)}{M} \right) \quad W2 = fd * \left(U2 + \frac{Wc * (1 - A) * B}{M} \right)$$

$$W3 = fd * \left(U3 + \frac{Wc * A}{M3} \right)$$

$$A = \frac{Xc}{X3} \quad A = \frac{Xb}{X2}$$

Donde,

W1 = Carga en rueda delantera del tractor (ton)

W2 = Carga en rueda trasera del tractor (ton)

W3 = Carga en ruedas del semirremolque (ton)

Wc = Peso de carga: contenedor, carbón, etc. (ton)

Wt = Peso propio del tractor (ton)

M1 = Número de ruedas delanteras del tractor

M2 = Número de ruedas traseras del tractor

M3 = Número de ruedas del semirremolque

U1 = Carga en ruedas delanteras del tractor –no cargado (ton)

U2 = Carga en ruedas traseras del tractor –no cargado (ton)

U3 = Carga en ruedas del semirremolque–no cargado (ton)

Fd = Factor dinámico

- **Cargas De Tráfico Pesado Convencional**

El tráfico pesado convencional es el que puede circular sin restricciones por las redes de carreteras. En los puertos este tráfico se puede dar en todas las zonas, pero es el característico de los viales de acceso; así mismo ha de ser tenido en cuenta en el dimensionamiento de los firmes de las zonas complementarias.

4.2. RECOMENDACIÓN GENERAL PARA TERMINALES MARÍTIMOS

Los pavimentos de concreto debido a su alta rigidez y alto modulo elástico se comportan como una viga estructural, cumpliendo la función de disipar una gran porción de la carga que está soportando. En los Terminales Marítimos un pavimento debe tener una estructura lo suficientemente rígida para soportar las cargas que a diario transitan por el puerto, es por esto, que se propone utilizar pavimento rígido en los puertos marítimos; por otro lado, la cercanía con el mar es un factor que influye en la inestabilidad del suelo, por ende, se necesita reducir los esfuerzos que son transmitidos a la subbase y subrasante de la estructura del pavimento. Las altas temperaturas de las zonas costeras son también importantes en el diseño de pavimentos ya que, de tratarse de un pavimento flexible, ocasiona grandes deformaciones debidas a su alto grado de elasticidad.

En un pavimento rígido, debido a la consistencia de la superficie de rodadura, se produce una buena distribución de las cargas, dando como resultado tensiones muy bajas en la subrasante.

Lo contrario sucede en un pavimento flexible, la superficie de rodadura al tener menos rigidez, se deforma más y se producen mayores tensiones en la subrasante.

4.3. FUNDAMENTOS TEÓRICOS DEL DIMENSIONAMIENTO

En Perú, debido a que no existe un método específico para el Diseño de Pavimentos para Terminales Marítimos, se utilizan métodos tradicionales como lo son el de la P.C.A y el método A.A.S.H.T.O., obteniendo resultados no tan favorables para el tiempo de vida del pavimento.

Los métodos tradicionales para el dimensionamiento de pavimentos, fueron diseñados para manejar cargas convencionales tomando como referencia máxima camiones tipo C2, C3, C3S2 y C3S3, por esto las tablas y gráficas para calcular el número de repeticiones admisibles están propuestas para estas cargas como máximas.

El dimensionamiento del pavimento de un Terminal Marítimo, se debe manejar de una manera especial debido a la magnitud de las cargas que se manejan, ya que estas son mucho mayores que las de un camión normal. Métodos como el de la BPA o métodos mecanicistas son más exactos debido a que tiene en cuenta todos los tipos de cargas encontradas en un puerto marítimo.

4.4. MÉTODO DE LA BPA (BRITISH PORT ASSOCIATION)

4.4.1. Factores de dimensionamiento

La selección del sistema completo incluye los siguientes aspectos que deben ser tenidos en cuenta por el proyectista:

Equipos de manipulación que se quieren utilizar

- Características generales de estos equipos
- Cargas transmitidas por cada equipo en las condiciones de trabajo
- Uso de cada uno de ellos durante la vida del proyecto
- Posibles tipos de secciones estructurales
- Adaptación del pavimento a las condiciones de trabajo
- Características superficiales exigibles
- Inversiones Previstas

4.4.2. Características Requeridas Para Los Equipos De Manipulación

La consideración de los equipos de manipulación que se van a utilizar en la explotación portuaria requiere el conocimiento de sus características:

Peso total de cada equipo

Carga máxima que puede manipular

Número de ruedas y carga por rueda

Presión de inflado

Carga transmitida al pavimento

Sistema de giro

Velocidad media de circulación

Forma de realizar la operación

Cargas Estáticas

Apoyo de Contenedores

Factores de proximidad de las ruedas

Cargas Dinámicas Factores de carga dinámica (fd) % de afectación de las cargas estáticas

	Frenado	Operación es Esquinas	Aceleración	Superficie Irregular
Cargador Frontal	±30%	40%	10%	20%
Grúa a horcajadas	±50%	60%	10%	20%
Cargador Lateral	±20%	30%	10%	20%
Tractor y remolque	±10	30%	10%	20%

Factores de carga dinámica. Fuente: BPA.

- Deterioro por carga de rueda
- Características de los Materiales

Asfalto

Bloques de Hormigón (Adocreto)

Hormigón

4.4.3. Procedimiento de dimensionamiento

Este resumen considera todos los equipos y los efectos que cada uno de ellos producen sobre el pavimento:

1. Selección del tipo de equipo

2. Datos del equipo

- Peso no cargado
- Peso del contenedor crítico
- Ancho de pista
- Espaciamiento de rueda
- Número estimado de pasadas

3. Capacidad de la subrasante medida con el ensayo CBR.

4. Verificación de espesores de explanada y de subbase

CBR de Subrasante %	Espesor de coronación (mm)	Espesor de Subase (mm)
1	600	150
2	350	150
3	250	150
5-7	No requiere	225
10-30	No requiere	150

Espesores de explanada y subbase. Fuente - paving desing british port association (BPA)

5. Variables del equipo

- Número total de ruedas (N)
- Carga de cada rueda en situación sin contenedor (peso no cargado/N)
- Fórmula de fd
- Cálculo de la carga de rueda estática (peso crítico de contenedor/N + peso no cargado/N)

6. Calculo de la Profundidad efectiva

7. Factor de proximidad de rueda.

Espaciamiento entre ruedas (mm)	Factor de proximidad para profundidad efectiva de la base de:		
	1000 mm	2000 mm	3000 mm
300	1.82	1.95	1.98
600	1.47	1.82	1.91
900	1.19	1.65	1.82
1200	1.02	1.47	1.71
1800	1.00	1.19	1.47
2400	1.00	1.02	1.27
3600	1.00	1.00	1.02
4800	1.00	1.00	1.00

Factor de proximidad. Fuente - Manual De Puertos Chilenos.

8. Carga efectiva estática de rueda (Carga de rueda estática*factor de proximidad)

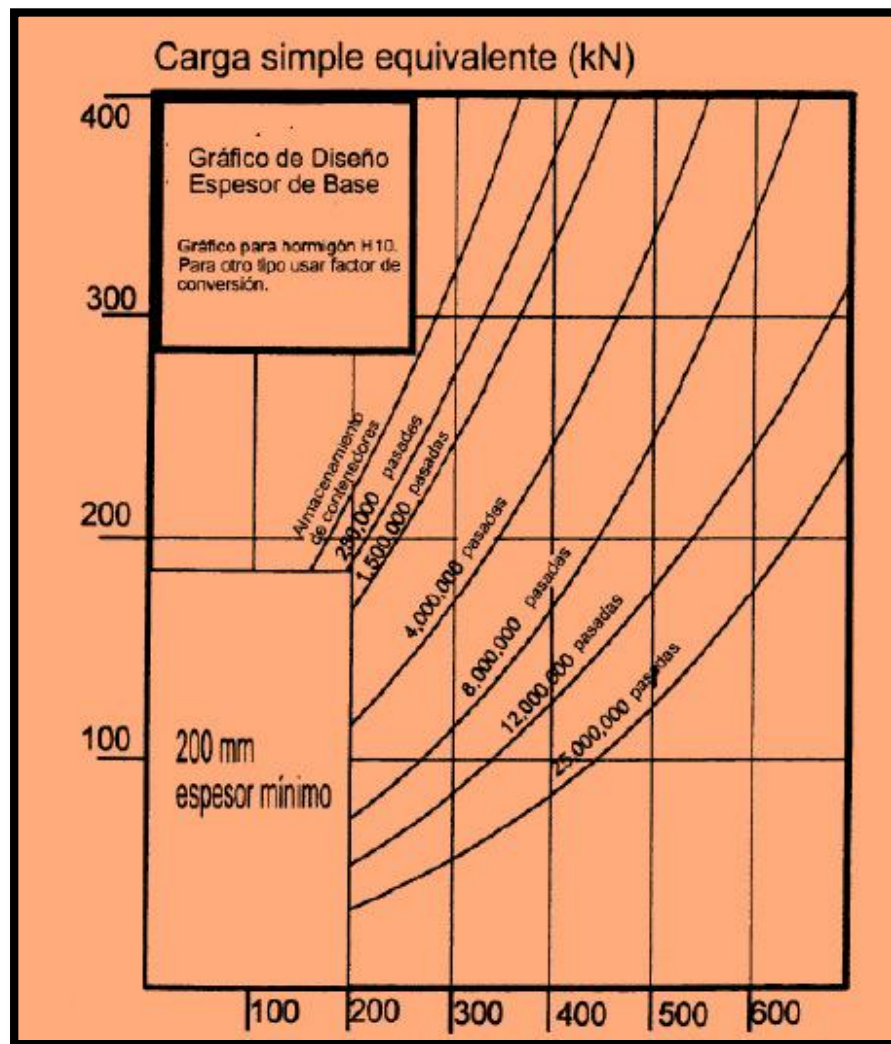
9. Tomar consideraciones generales de carga por rueda, utilizando fd.

10. Calcular los efectos de deterioro por rueda.

11. Número final de pasadas (número estimado de pasadas*sumatoria de efectos por rueda)

12. Teniendo carga equivalente simple, número final de pasadas y tipo de material, obtenemos el espesor de pavimentos.

13. Transformar el espesor del hormigón H10 en el espesor del material que deseamos.



Espesor de hormigón H10 (mm). Fuente: Paving Design British Port Association.

4.5. MÉTODO MECANÍSTICO

Algunos países europeos comenzaron a partir de la segunda guerra mundial a implementar teorías mecanicistas. Es así como en Francia en 1948 presentó una explicación racional del comportamiento de pavimentos que explicaba los conceptos de CBR con base en la teoría de Boussinesq. Los esfuerzos producidos por la carga en medio de la placa se calculan asumiendo que el pavimento en concreto es una estructura continua. Las discontinuidades y los efectos de los gradientes térmicos se tienen en cuenta mayorando los esfuerzos calculados por un coeficiente que depende de la calidad de la transferencia de cargas entre las placas durante la vida útil del pavimento.

El cálculo se realiza tomando un modelo multicapa elástico con las siguientes condiciones:

- La interface entre la capa de subbase y la plataforma se considera ligada.
- Para el concreto pre-vibrado, la capa de base no debe ligarse con su soporte. Esto con el fin de limitar la fisuración por fraguado y prevenir el calcado de fisuras

Criterios de diseño

Las estructuras en concreto con capa de subbase se calculan en función de la rotura por fatiga de la capa de base y de la capa de subbase, verificando que los esfuerzos de tracción en estas capas sean inferiores a los valores admisibles. Las deformaciones verticales en la subrasante son generalmente suficientemente bajas para que no sea necesario calcularlas en el diseño.

Determinación del Esfuerzo de Tracción Admisible σ_{t-ad} en la Capa de Base del Concreto

El valor de σ_{t-ad} está dado por la relación:

$\sigma_{t-ad} = \sigma_t(NE) \cdot K_r \cdot K_d \cdot K_c$ En donde:

- $\sigma_t(NE)$: Es el esfuerzo para el cual la rotura en tracción por flexión se obtiene luego de NE ciclos de cargas.
- NE. Es el número de cargas equivalentes calculadas a partir del tráfico acumulado y del coeficiente de agresividad CAM.
- $\sigma_t(NE) = \sigma_6 (NE/106)^b$

σ_6 (Mpa)	
Concreto hidráulico	2.15
Concreto Pobre	1.63

Fuente: MTC.

- K_r es un coeficiente que ajusta el valor de la deformación admisible al riesgo de cálculo retenido en función de los factores de dispersión sobre el espesor.
 $K_r = 10$.
- K_d es un coeficiente destinado a tener en cuenta las discontinuidades de las estructuras de pavimento en concreto hidráulico y la incidencia de los gradientes térmicos.

Kd	
Estructuras sin pasadores	1/1.70
Estructuras con pasadores	1/1.47

Fuente: MTC.

- Kc es el coeficiente de calibración destinado a ajustar los resultados del modelo de cálculo con el comportamiento observado en los pavimentos del mismo tipo.

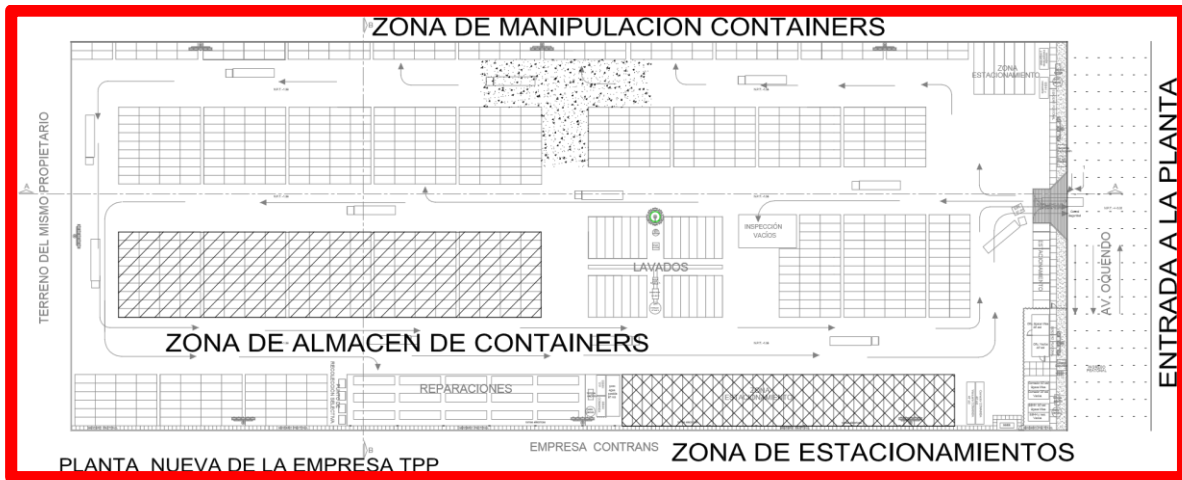
4.6. APLICACIÓN DE LA METODOLOGÍA DEL DISEÑO EN LA AMPLIACIÓN DE LA PLANTA DE CONTENEDORES DE LA EMPRESA TERMINAL PORTUARIO PERUANO TPP

4.6.1. Generalidades

Empresa dedicada a operaciones marítimas, portuarias y almacenamiento. Iniciando sus operaciones en enero del 2005 con el objetivo de brindar soluciones eficientes para las naves, exportadores, importadores y clientes en general.

Desde el año 2005 el Terminal Portuario se ubica en la Provincia Constitucional del Callao a la altura de la intersección de la Av. Néstor Gambeta y la Av. Elmer Faucett, al frente del Ovalo 200 millas, donde se encuentra la planta de operaciones. Sin embargo, la alta demanda de servicios Portuarios y la mejora continua de la empresa ha motivado a que la Alta Dirección del Terminal tome la decisión de tener otro Terminal que estará ubicado entre las avenidas Oquendo y A, a una distancia de 5 kilómetros del Ovalo 200 millas.

El nuevo terminal cuenta con una zona de almacenaje de contenedores, zona de manipulación de contenedores, una zona de estacionamientos de camiones y una última que es la zona de entrada a la planta vamos a tomar estas 4 zonas para el diseño de su pavimento y su mejoramiento del suelo.



Distribución de zonas. Fuente: Proyecto de arquitectura TPP.

4.6.2. Estudio de suelos y mejoramiento de tipo mecánico.

4.6.2.1. Investigación de campo.

- a) Se ejecutaron 09 calicatas de exploración hasta 3.0 metros de profundidad. De las calicatas se obtuvieron muestras alteradas para clasificación, determinación de parámetros físico mecánicos y agresividad de los suelos. En las excavaciones realizadas no se apreció existencia de nivel freático, pero éste se encuentra aproximadamente a 3.0 metros de profundidad por observación en un pozo existente entibado.
- b) Adicionalmente, con el objeto de determinar las características de resistencia del subsuelo con la profundidad, así como evaluar el CBR actual (California Bearing Ratio) de la subrasante, se efectuaron 09 sondajes con cono dinámico de 1.25" de diámetro y ángulo de punta de 60 grados hasta la profundidad de 2.10 metros. El cono se abandona en el sitio al terminar la prueba, recuperándose sólo las varillas que se utilizaron para hincarlo.

Se realizaron ensayos de penetración con el cono en forma continua, determinando el número de golpes para 0.30 metros de penetración por medio de un martillo de 22.10 kg de peso y 0.50 metros de altura de caída. Se encontró rechazo por presencia de grava a las profundidades de 0.40, 1.50, 0.40, 2.10, 1.30, 1.50, 1.50, 2.10 y 1.80 metros, respectivamente. Debe mencionarse que el número de golpes obtenido con el cono dinámico anteriormente mencionado, se correlacionó con el número de golpes que se obtendría con el cono dinámico de Peck aplicando criterios contenidos en la norma ISO 22476-2 (2005) y Waschkowski (1982), dado que este último cono es ampliamente conocido en nuestro medio.

4.6.2.2. Ensayos de laboratorio

- **Ensayos Estándar y Especiales de Mecánica de Suelos**

- a)* Con el objeto de clasificar los suelos se realizaron los siguientes ensayos estándar de dos muestras representativas del subsuelo: dos ensayos de análisis granulométrico por tamizado, dos ensayos de límite líquido, dos ensayos de límite plástico y un ensayo de gravedad específica de sólidos.
- b)* Las muestras ensayadas en el laboratorio han sido clasificadas utilizando los sistemas de clasificación de suelos SUCS (Sistema Unificado de Clasificación de Suelos) y AASHTO (American Association of State Highway and Transportation Officials). Las muestras no analizadas en el laboratorio han sido clasificadas por apreciación visual manual.
- c)* Adicionalmente, para el control de compactación de la subrasante y diseño del pavimento, se realizaron los ensayos especiales siguientes: un

ensayo de compactación Proctor Modificado (ASTM D-1557) y un ensayo de California Bearing Ratio (CBR, ASTM D-1883).

d) Los ensayos fueron realizados de acuerdo a las normas de la American Society for Testing and Materials (ASTM).

- **Ensayos Químicos en Suelo**

Para determinar la agresividad de los suelos sobre estructuras de concreto o fierro enterradas, se realizaron dos ensayos de contenido de sales solubles totales. Los ensayos fueron realizados de acuerdo al procedimiento (Designation E-8) del Earth Manual of United States Bureau of Reclamation (USBR).

- **Perfiles Estratigráficos.**

En base a la exploración de campo y ensayos de laboratorio efectuados, se han elaborado los perfiles estratigráficos representativos del área en estudio.

El subsuelo está conformado por una capa superficial de espesor variable, de 0.40 a 2.10 metros, constituido por limo con arena (ML), suelto a medianamente compacto y ligeramente húmedo. Subyaciendo la capa anterior aparece un estrato potente de grava pobremente graduada con arena (GP), compacta y húmeda. Se desconoce la potencia de este último estrato, pero para fines de cimentación de las estructuras anteriormente mencionadas, la profundidad explorada y extrapolada con el cono dinámico de Peck es suficiente.

Debe mencionarse que, sobre el terreno, actualmente, existen rellenos superficiales de espesores variables, de 0.0 a 0.70 metros, constituido por grava limosa con arena

y cantos (GM), sueltos y secos, con contenido de cantos de 0.10 a 0.30 metros en un 10.0 %.

- **Determinación Promedio de CBR de la Subrasante:**

Se ha realizado determinando los valores actuales de CBR (California Bearing Ratio) del subsuelo de la subrasante utilizando dos métodos:

A Partir de Sondajes con Cono Dinámico de Peck:

a) Los valores actuales de CBR de la subrasante se han determinado tomando en cuenta la resistencia del subsuelo con la profundidad, obtenida mediante cono dinámico de Peck hasta la profundidad de un metro, y con utilización de las relaciones siguientes:

$$\text{CBR} = 249.0 / (\text{DN})^{1.128} \text{ con } \text{DN} > 2 \text{ (Tupia y Alva, 2001)}$$

Donde:

CBR = California Bearing Ratio, en %

DN = Δh (mm) / Nk = índice de penetración, en mm / golpe

Nk = Número de golpes con el penetrómetro dinámico de cono para un avance determinado
 $\text{CBR (promedio)} = (\text{h}_1 \cdot \text{CBR}_1^{1/3} + \text{h}_2 \cdot \text{CBR}_2^{1/3} + \dots + \text{h}_n \cdot \text{CBR}_n^{1/3} / 100)^3$ (JHPC, 1985) Donde:

$\text{h}_1, \text{h}_2, \dots, \text{h}_n$ = espesor de los estratos de suelo debajo de la subrasante, en centímetros. $\text{h}_1 + \text{h}_2 + \dots + \text{h}_n = 100 \text{ cm}$.

CBR1, CBR2, ..., CBRn = valores de CBR de los estratos 1, 2, ..., n, en %

b) A partir de los sondeos realizados se obtuvieron los valores siguientes:

b.1) En el sondeo S-1 y relaciones anteriores, se obtuvieron los valores siguientes:

Estrato	Espesor (centímetros)	DN (milímetros / golpe)	CBR (%)
1	30	18.75	9.13
2	30	6.00	32.99
3	30	6.00	32.99
4	10	6.25	31.51

Fuente: Propia.

Se obtiene un CBR promedio = 23.57 %.

b.2) En el sondeo S-2, y relaciones anteriores, se obtuvieron los valores siguientes:

Estrato	Espesor (centímetros)	DN (milímetros / golpe)	CBR (%)
1	30	27.27	5.98
2	30	15.79	11.08
3	30	8.57	22.07
4	10	20.00	8.48

Fuente: Elaboración Propia.

Se obtiene un CBR promedio = 11.52 %.

c) De igual manera, se obtiene mediante los sondajes S-3 a S-9, los valores de CBR promedio.

Los cálculos sustentatorios de la obtención de los valores de CBR promedio de la subrasante a partir de los sondajes con cono dinámico de Peck en un espesor de 1.00 metros son importantes.

Sondaje	CBR %
S-1	23.57
S-2	11.52
S-3	28.48
S-4	9.61
S-5	5.71
S-6	4.49
S-7	5.2
S-8	8.63
S-9	12.31

Fuente: Propia.

d) De similar manera, obtenemos mediante los sondajes S-1 a S-9, los valores de módulo de elasticidad secante promedio. Los cálculos sustentatorios de la obtención de los valores de CBR promedio de la subrasante a partir de los sondajes con cono dinámico de Peck en un espesor de 1.00 metros son muy importantes. Veamos el ejemplo del cálculo de elasticidad de los estratos del sondaje S -4.

S-4 (Cono de Peck)

Profundidad (metros)	Nd (cada 0.30 m)	qc (tn /m2)	Alfa	Es (tn /m2)
0.3	17	852.3	1.5	949.7
0.6	19	952.5	1.5	1061.4
0.9	15	752	1.5	837.9
1.2	17	852	1.5	949.7
1.5	16	802	1.5	893.8
1.8	18	902	1.5	1005.5
2.1	50	2506.7	3	5586.3

De 0.30 a 1.80 metros:

De 1.80 a 3.00 metros:

Es (promedio) = 949.7 ton / m2 Es (promedio) = 5586.3 ton / m2

Fuente: Elaboración Propia.

A Partir de Ensayos de Laboratorio:

- a) Se ha determinado comparando los valores actuales de CBR in situ de la subrasante con el valor del CBR obtenido de laboratorio sobre una muestra representativa de la subrasante compactada al 95.0 % del ensayo de compactación Proctor Modificado. Se obtuvo un CBR de la subrasante de 14.73 %.

b) A partir del resultado obtenido de CBR de laboratorio, se ha calculado el módulo de resiliencia de la subrasante Mr, utilizando la correlación siguiente:

$$Mr = 2555 \times (CBR)^{0.64} \quad (\text{WSDOT, 2003})$$

Donde:

Mr = módulo de resiliencia, en libras /pulg2

Mr = 14,270.0 libras / pulg2 = 1,003.0 kg/cm2

c) Un orden de valores típicos de CBR en suelos, dependiendo del grado de compactación de los mismos, se presenta a continuación:

Tipo de Suelo	Clasificación SUCS	CBR (%)	Mr (libras / pulg2)
Suelos de Grano Grueso	GW	40 - 80	
	GP	30 - 60	
	GM	20 - 60	20,000 – 40,000
	GC	20 - 40	
	SW	20 - 40	
	SP	10 - 40	7,000 – 30,000
	SM	10 - 40	
Suelos de Grano Fino	SC	5 - 20	
	ML	15 o menos	5,000 – 20,000
	CL (LL < 50 %)	15 o menos	5,000 – 15,000
	OL	5 o menos	<5,000
	MH	10 o menos	5,000 – 20,000
	CH (LL > 50 %)	15 o menos	5,000 – 15,000
	OH	5 o menos	< 5,000

Valores típicos de CBR. Fuente: WSDOT, 2003.

- d)* Un orden de valores de la máxima densidad seca (MDS) y contenido de humedad de compactación de suelos compactados al 95.0 % del ensayo Proctor Modificado se presenta a continuación:

Tipo de Suelo	Densidad Máxima Seca (tn/m ³)	Contenido de Humedad (%)
Piedra Triturada (GP)	2.15	6.0
Grava con Arcilla (GC)	2.16	7.0
Arena Limo Arcillosa (SM-SC)	2.08	7.0
Arcilla Limosa (CL)	2.01	9.0
Limo (ML)	1.89	11.0
Arcilla (CL)	1.86	12.0

Valores Típicos de DMS y Contenido de Humedad (%). Fuente: WSDOT, 2003.

4.6.2.3. Estabilización Mecánica como solución.

Dado que el CBR actual de la subrasante, constituida por limo con arena (ML) es relativamente bajo, se deberá proceder a su mejoramiento mediante las acciones siguientes:

- a)* Excavación y reemplazo del subsuelo o encimamiento del terreno natural superficial en un espesor de 0.90 metros con conglomerado de Lima, que clasifica como grava pobremente graduada con arena y cantos (GP) o afirmado (GM). Después de la excavación, el fondo de la excavación o terreno natural superficial se estabilizará con 4.0 % de cemento portland en un espesor de 0.30 metros y se compactará con rodillo vibratorio de 12 toneladas de peso.
- b)* A continuación, el conglomerado de Lima (GP) o afirmado (GM) se estabilizará con 2.0 % de cemento portland y se compactará en capas de 0.30 metros de espesor con rodillo.

c) Finalmente, el grado de compactación mínimo requerido para las capas de suelo compactadas será de 95.0 % del ensayo Proctor Modificado (ASTM - D 1557).

4.6.2.4. Verificación del asentamiento inmediato de la huella del stackers con la estabilización mecánica.

Dado que el área de la huella de las llantas del stackers es mayor que las llantas de los vehículos de carga normalizados de 48 toneladas, se ha realizado un análisis de asentamientos del pavimento para la carga de sollicitación (stackers más containers cargado). El resultado del análisis de asentamiento para la condición anteriormente mencionada se presenta.

Formula:

$$\Delta H = \sum H * \Delta \sigma / E_s$$

Donde:

ΔH = Asentamiento total, en metros

H = Espesor de capa, en metros

$\Delta \sigma$ = Incremento de esfuerzo en la capa, en tn /m²

q_c = Resistencia que ofrece el suelo a la penetración del cono, en tn / m²

α = Coeficiente adimensional que depende del valor de q_c

E_s = Modulo de Elasticidad

m = Relación de Poisson

Datos:

B = 0.50 metros,

L = 1.00 metros,

Df = 0.00 metros,

p = 100.0 tn / m², sobre conglomerado (GP) o afirmado (GM) estabilizados con cemento portland.

Donde:

B y L = ancho y largo de la huella

Df = profundidad de cimentación

p = presión de contacto

Subsuelo menos resistente corresponde al sondaje (S-6) u = 0.3

Capa	Espesor de capa	qc	Es	Incremento de esfuerzo	α	Asentamiento x capa	Asentamiento total
	(m)	(tn/m ²)	(tn/m ²)	(tn/m ²)		(m)	(m)
1	0.30	-	50000	100.0	3.00	0.001	0.001
2	0.30	-	50000	72.7	3.00	0.000	0.001
3	0.30	-	50000	39.2	3.00	0.000	0.001
4	0.30	601.6	670	22.4	1.50	0.010	0.011
5	0.30	401.1	447	5.7	1.50	0.004	0.015
6	0.30	350.9	391	4.2	1.50	0.003	0.018
7	0.30	250.7	279	3.2	1.50	0.003	0.022
8	0.30	2506.7	2793	2.5	1.50	0.000	0.022
9	0.30	2506.7	2793	2.1	1.50	0.000	0.022
10	0.30	2506.7	2793	1.7	1.50	0.000	0.022

Fuente: Elaboración Propia.

4.6.3. Diseño del pavimento en la zona de almacenamiento y maniobras de containers utilizando el método de la BPA y su comparación con el método Mecánico

4.6.3.1. Tipificación de cargas

En el terminal del Callao operan estos 10 tipos de equipos:

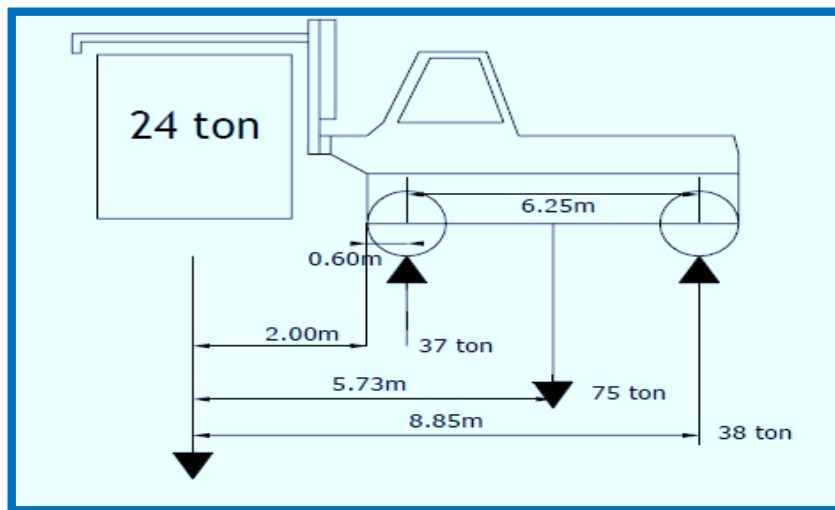
- Grúa Liebherr LHM 1300 GDVG
- Grúa P&H 6250 TC
- ReachSteaker (TEC 950L)
- Top Loader
- Cargador 992G
- Cargador 980H
- Cargador 966G
- Elevador Kalmar DCE 90-6L
- Grúa de Pórtico o Grúa Muelle
- Grúa de Tierra especializada en carga y descarga de carbón.

Los cuales vamos a tomar **2 tipos de máquinas** que operan en nuestra planta estos son el **Reach Staker** y el **top loader** estos equipos son muy utilizados en los diseños desarrollados debido a que su funcionamiento en la planta es muy constante.

4.6.3.2. Distribución De Cargas

Para los equipos de manipulación, la distribución de cargas se realizó de acuerdo a la metodología propuesta por la BPA, descrita anteriormente en los fundamentos teóricos de este método. Toma formulaciones para cada caso de vehículos y sus aplicaciones de carga según su trabajabilidad damos un ejemplo en la cual se parece mucho al caso que tenemos en el proyecto a tratar, vemos el cálculo de distribución de cargas y sus transformaciones a ejes equivalentes de la rueda más pesada según la normativa.

Cálculo Tipo: Stackers



Fuente: MTC.

$$w1 = 0.7x \left[\frac{-0.42x24 + 37.56}{2} \right] = 9.60$$

Datos:

$$W1 = 37 \text{ ton}$$

$$W2 = 38 \text{ ton}$$

$$Wc = 24 \text{ ton}$$

$$M=4$$

$$fa(\text{eje delantero}) = 1.7$$

$$fa(\text{eje posterior}) = 0.7$$

$$A1 = \frac{-8.85}{2.60 - 8.85} = 1.42$$

$$A2 = \frac{-2.60}{8.85 - 2.60} = -0.42$$

$$B1 = \frac{75(5.73 - 8.85)}{2.60 - 8.85} = 34.44$$

$$B2 = \frac{75(5.73 - 2.60)}{8.85 - 2.60} = 37.56$$

Carga adicional por cargar el contenedor Eje delantero = 29.1 ton.

Eje trasero = 9.60

La carga final será:

En eje delantero $37.0 + 29.1 = 66.1$ ton En eje trasero $= 38.0 - 9.60 = 28.4$ ton Factores dinámicos:

Frenado $\pm 30\%$

Viraje 40%

Aceleramiento 10%

Si se considera que el equipo frena mientras da una curva:

$$f_d = 70\%$$

Debido a la proximidad de las llantas existe un aumento de la deformación y del esfuerzo.

Se calcula el espesor efectivo de la Base

$$300 \sqrt[3]{\frac{35000}{CBR \times 10}} \quad CBR = 19.03\%$$

$$\text{Espesor efectivo} = 1706 \text{ mm} \approx 170 \text{ cm}$$

$$\text{Distancia entre llantas} = 3000 \text{ mm}$$

El factor debido a la proximidad de las llantas es 1.00

La carga estática efectiva por llanta es 33.05 tn, en la llanta delantera aumento el factor dinámico $1.7 \times 33.05 = 56.19 \text{ tn}$

Factor dinámico de la rueda trasera $40\% - 30\% = 10\%$

La carga de la rueda posterior es de $1.1 \times 14.2 = 15.6 \text{ tn}$

La rueda posterior es equivalente a

$$(15.6 / 56.19)^{3.75} = 0.09$$

Repeticiones de la rueda delantera

1.09 repeticiones de la carga de la rueda delantera.

4.6.3.3. Dimensionamiento con el método de la BPA en la zona de maniobras

Según el estudio se diseñó según la BPA. Diseñamos el pavimento para la zona de maniobras donde se hace la operación de carga y descarga de containers ver plano p05 (anexo 6.0)

- **Tasa de Crecimiento del Tránsito**

La siguiente información fue suministrada por el Jefe de Operaciones del Terminal Marítimo de la empresa TPP el cual nos suministró el crecimiento en la nueva planta de almacenamiento por lo que podemos optar por una tasa de 1%

Año	TPD
2013	122
2014	123
2015	124
2016	125
2017	126
2018	127
2019	128
2020	129
2021	130
2022	131
2023	132
2024	133
2025	134

Crecimiento del TPD. Fuente: Propia.

- **Composición del Tránsito**

La siguiente información fue suministrada por el Jefe de Operaciones del Terminal Marítimo de la empresa TPP.

TPD	122	
Tasa de Crec. Tránsito (%)	1.00	
Período de Diseño (años)	20	
Compos. del Tránsito		TPD/vehículo
Grúa Libergh	0 %	0
Grúa PH	0 %	0
Cargador Frontal 992	0 %	0
ReachSteaker	0.82 %	1
Top Loader	0.82 %	1
Camiones T3S3	24.6 %	30
Camiones T2S3	24.6 %	30
Camiones C2	49.18 %	60
Volteos	0 %	0

Composición del tráfico. Fuente: Propia.

- **Tráfico esperado (Periodo de Diseño =20 años)**

En la siguiente tabla se calcula el tráfico esperado por vehículo para un periodo de diseño de 20 años, a partir de la tasa de crecimiento establecida.

Año	TPD con 1%	GrúaLiber gh	Grúa PH	Cargador Frontal 992	Steakers	Top Loader	Camiones T3S3	Camiones T2S3	Camiones C2	Volteos
1	134	0.00	0	0	365	365	10950	10950	21900	0
2	135	0	0	0	368	368	11036	11036	22072	0
3	136	0	0	0	371	371	11123	11123	22246	0
4	137	0	0	0	374	374	11210	11210	22420	0
5	138	0	0	0	377	377	11298	11298	22596	0
6	139	0	0	0	380	380	11387	11387	22774	0
7	140	0	0	0	383	383	11476	11476	22952	0
8	142	0	0	0	386	386	11566	11566	23132	0
9	143	0	0	0	389	389	11657	11657	23314	0
10	144	0	0	0	392	392	11749	11749	23497	0
11	145	0	0	0	395	395	11841	11841	23681	0
12	146	0	0	0	398	398	11934	11934	23867	0
13	147	0	0	0	401	401	12028	12028	24055	0
14	148	0	0	0	405	405	12122	12122	24243	0
15	149	0	m	0	408	408	12217	12217	24434	0
16	151	0	0	0	411	411	12313	12313	24625	0
17	152	0	0	0	414	414	12410	12410	24819	0
18	153	0	0	0	417	417	12507	12507	25014	0
19	154	0	0	0	421	421	12605	12605	25210	0
20	155	0	0	0	424	424	12704	12704	25408	0
TOTAL		0.00	0	0	7879	7879	236133	236133	472259	0

Composición del tráfico acumulado. Fuente: Elaboración propia.

- Aplicación Del Método

EQUIPO	Steaker	Top Loader	Camiones T3S3	Camiones T3S2	Camiones C2
DATOS					
Peso de la grúa no cargada (Tn)	75	52	17	15	6
Peso de contenedor crítico (Tn)	24	42	35	33	12
Ancho de pista (m)	4.5	4.5	4.5	4.5	4.5
Espaciamiento de ruedas 1 y 2 (mm)	5715	6000	4500	4500	4730
Espaciamiento de ruedas 2 y 3 (mm)	0	0	1310	1310	0
Espaciamiento de ruedas 3 y 4 (mm)	0	0	6480	8930	0
Espaciamiento de ruedas 4 y 5 (mm)	0	0	1310	1360	0
Espaciamiento de ruedas 5 y 6 (mm)	0	0	1310	0	0
Número estimado de pasadas durante su vida de diseño	7879.00	7879.00	236133.00	236133.00	472259.00
CBR del suelo	80	80	80	80	80
VERIFICACIÓN DE ESPESORES					
Espesor de coronación (mm)	No requiere	No requiere	No requiere	No requiere	No requiere
Espesor de Subbase (mm)	150	150	150	150	150
ESPECIFICACIONES DE EQUIPO					
No. Total de ruedas en planta	6	6	22	18	6
Eje 1	4	4	2	2	2
Eje 2	0	0	4	4	0
Eje 3	0	0	4	4	0
Eje 4	0	0	4	4	0
Eje 5	0	0	4	4	0
Eje 6	2	2	4	0	4
Carga de rueda en planta (Peso propio+Carga)					
Eje 1 (Tn)	18.75	11.75	3.3	3.3	3.6
Eje 2 (Tn)	0	0	4.65	5.38	0
Eje 3 (Tn)	0	0	4.65	5.38	0
Eje 4 (Tn)	0	0	6.7	5.38	0
Eje 5 (Tn)	0	0	6.7	5.38	0
Eje 6 (Tn)	1	23.5	6.7	0	2.7
fd (frenado)	30	30	10	10	10
fd (operación de esquina)	40	40	30	30	30
Relación distancias entre ejes	1	1	0.4	0.42	1
% frenado	30	30	4	4	10
PROFUNDIDAD EFECTIVA	1962.64	1962.64	1962.64	1962.64	1962.64
FACTOR DE PROXIMIDAD	1	1	1.23	1.24	1
Carga efectiva estática de rueda					
Eje 1 (Tn)	29.12	11.75	4.059	4.092	3.6
Eje 2 (Tn)	0	0	5.720	6.671	0
Eje 3 (Tn)	0	0	5.720	6.671	0
Eje 4 (Tn)	0	0	8.241	6.671	0
Eje 5 (Tn)	0	0	8.241	6.671	0
Eje 6 (Tn)	9.6	23.5	8.241	0	2.7
Carga por rueda (incluido fd)					
Eje 1 (Tn)	49.504	19.975	5.683	5.729	5.040
Eje 2 (Tn)	0	0.000	7.435	8.673	0.000
Eje 3 (Tn)	0	0.000	7.664	8.939	0.000
Eje 4 (Tn)	0	0.000	10.384	8.406	0.000
Eje 5 (Tn)	0	0.000	10.713	8.673	0.000
Eje 6 (Tn)	20.625	25.850	9.889	0.000	3.240
NUMERO FINAL DE PASADAS					
Eje 1 (pas. Carga máx.)	1.0000	0.03326	0.000298	0.0003	0.000190
Eje 2 (pas. Carga máx.)	0	0	0.000817	0.0015	0
Eje 3 (pas. Carga máx.)	0	0	0.000916	0.0016	0
Eje 4 (pas. Carga máx.)	0	0	0.002860	0.0013	0
Eje 5 (pas. Carga máx.)	0	0	0.003216	0.0015	0
Eje 6 (pas. Carga máx.)	0.03750	0.03176	0.002382	0.0000	0.00004
Total pasadas	1.038	0.065	0.010	0.006145577	0.000226479
No. Total repeticiones de Carga	8174	512	2477	1451	107
				(TOTAL)	12722

Cálculos de Transformación a EE de la rueda más pesada. Fuente: Propia.

- **Determinación Del Espesor:**

“Todas las repeticiones son convertidas a un número equivalente de repeticiones de la rueda más pesada de modo que la carga individual equivalente, usada en el diseño, se derive de la carga de rueda más pesada. Sería inseguro convertir la carga de rueda a una de las cargas más livianas”.

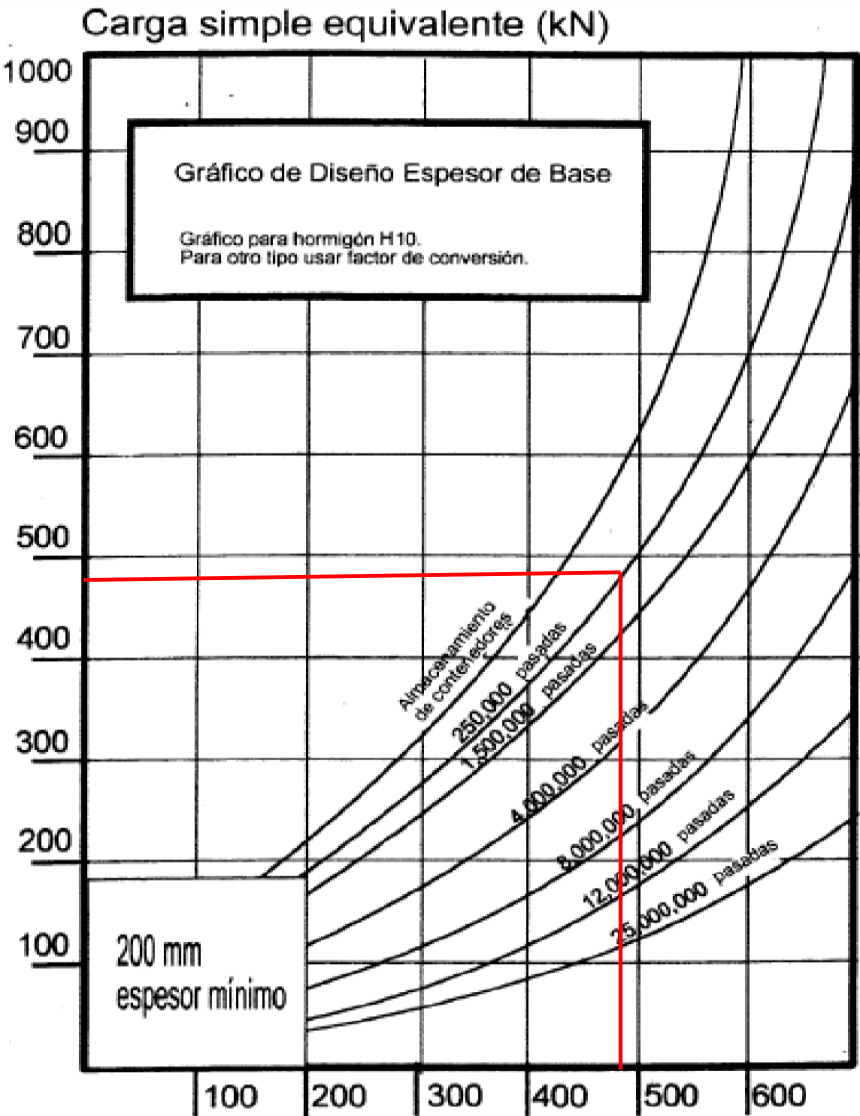
La carga de rueda más pesada para el diseño de las vías de circulación fue obtenida del stackers correspondiente a 49.50 Toneladas.

El número total de cargas de llantas correspondientes a la totalidad de los vehículos que hacen parte del tránsito diario, fueron convertidos a repeticiones de la carga mayor.

	TOTAL
Carga Simple Equivalente (Tn)	49.50
Carga Simple Equivalente (kN)	495.00
Número final de pasadas	12722
ESPESOR H10 (mm)	480
30 kg/m ³ fibra acero ESPESOR H 30 (mm)	312

Fuente: Elaboración Propia.

Seguidamente nos vamos a la siguiente imagen:



Espeor de hormigón H10 (mm). Fuente: MTC.

Capa de Pavimento	Grado mezcla de diseño	Esfuerzo de flexión admisible (N/mm ²)	Factor Conversión desde H10
Hormigón H30	H30	4.0	0.70
20 kg/m ³ fibra acero, hormigón H30	H30	4.8	0.65
30 kg/m ³ fibra acero, hormigón H30	H30	6.4	0.55
40 kg/m ³ fibra acero, hormigón H30	H30	7.6	0.50
Hormigón H40	H40	4.8	0.65
20 kg/m ³ fibra acero, hormigón H40	H40	5.6	0.60
30 kg/m ³ fibra acero, hormigón H40	H40	7.6	0.50
40 kg/m ³ fibra acero, hormigón H40	H40	9.0	0.45
Hormigón H20	H20	3.6	0.75
Hormigón H15	H15	3.0	0.80
Hormigón H10	H10	2.0	1.00
Hormigón H7.5 o H7	H7.5 ó H7	1.4	1.20
Hormigón H4.5	H4.5	0.8	1.60
Roca chancada con CBR > 80%		-	3.00

Tabla de conversión en ampliación o reducción de losa. Fuente: norma BPA.

Concreto H30 o $f'c = 300$ kg/cm² con 20kg/m³ fibra de acero = 35.00 cm.
 Determinado por la carga máxima y la totalidad de pasadas al finalizar el periodo de diseño.

4.6.3.4. Dimensionamiento En La Zona De Maniobras Por El Método Mecánico

Para los diseños en revisión se utilizarán los siguientes coeficientes correspondientes al concreto hidráulico empleado en estructuras con pasadores:

$$K_d = 1/1.47$$

$$K_c = 1.5$$

$$K_r = 0.78$$

$$\sigma_6 = 2.15 \text{ Mpa}$$

El esfuerzo de la estructura se obtiene a partir de un Software basado en el análisis de esfuerzos estructurales, compuesto por capas elásticas, una vez aplicadas las cargas correspondientes al tráfico existente. El valor obtenido se iguala al admisible y se establece el número de repeticiones que soporta la estructura, resultado que finalmente se compara con el número de repeticiones esperadas. Los pasos en los que se desarrolló el modelamiento fueron:

Definir el número de capas de la estructura y algunas de las características propias de los materiales que las componen. El valor empleado como módulo para el concreto corresponde a las especificaciones de un concreto H30.

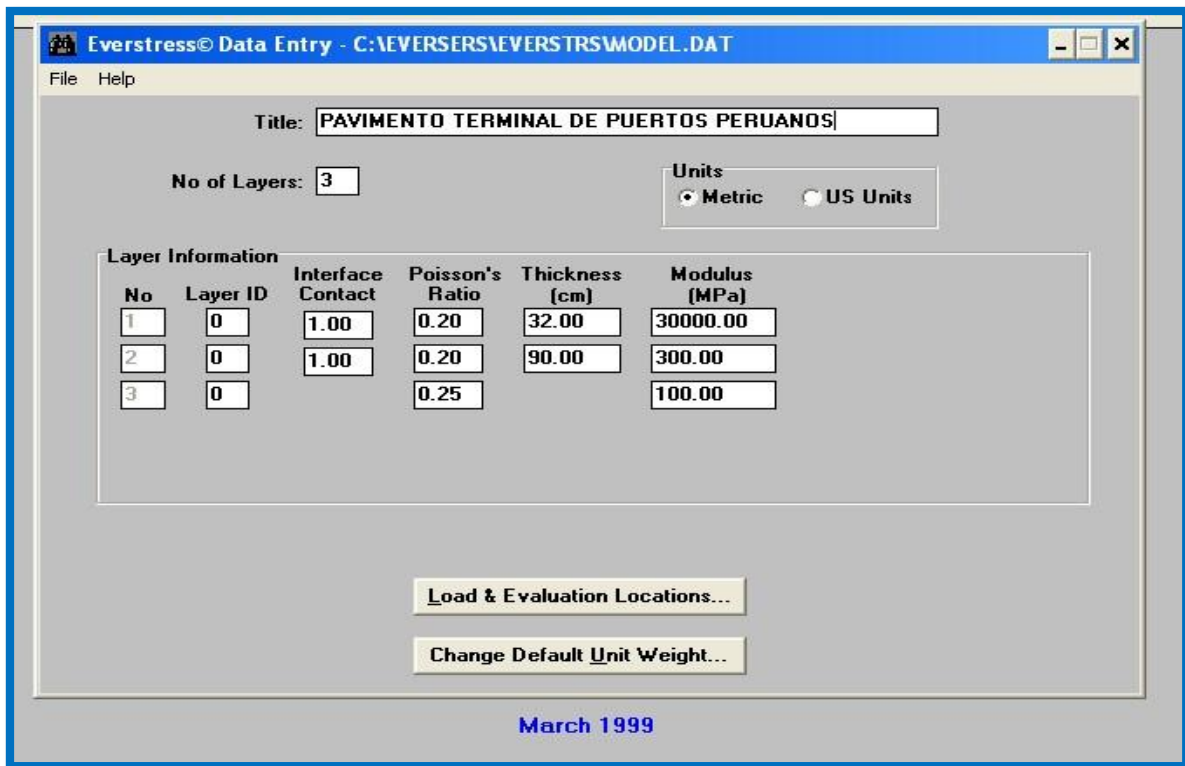


Imagen 01 de Modelamiento. Fuente: Software Everstress.

Determinar la densidad de cada capa, base (losa de concreto), subbase y subrasante. Indicar la ubicación de las cargas del vehículo, la magnitud de las mismas, la presión de las llantas y los puntos en los que se desea obtener el valor de los esfuerzos admisibles dadas las condiciones de operación.

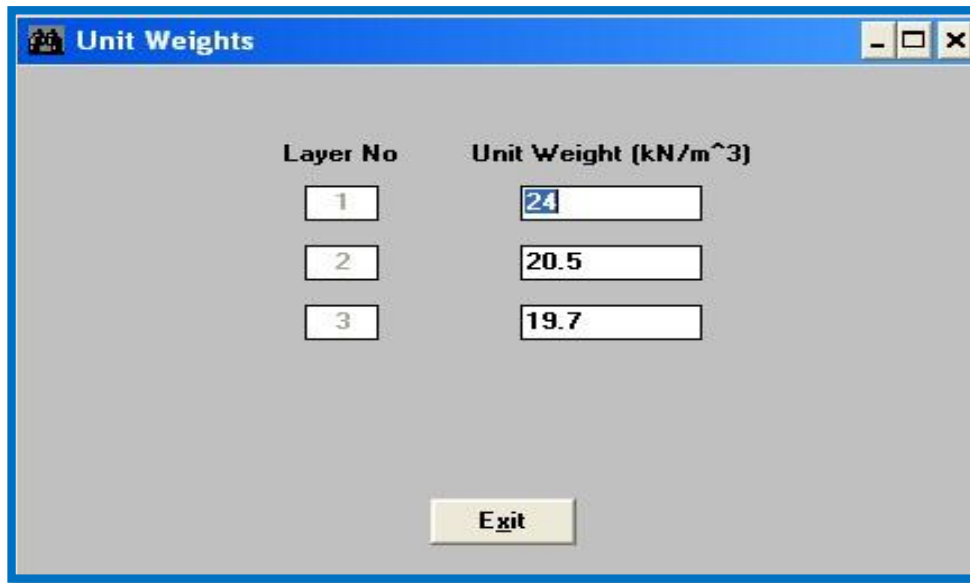


Imagen 02 de Modelamiento. Fuente: Software Everstress.

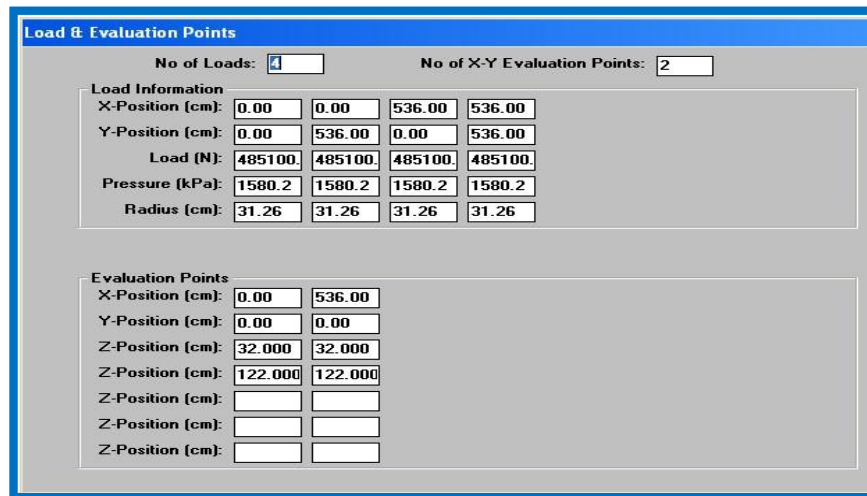


Imagen 03 de Modelamiento. Fuente: Software Everstress.

En la tabla siguiente, se muestran los valores de carga y coordenadas que se emplean para verificar la capacidad de los pavimentos. En este caso la carga corresponde a la del stackers y la estructura es la de la zona de maniobras.

Layered Elastic Analysis by Everstress© 5.0

Title: fg		No of Loads: 4		No of X-Y Evaluation Points: 2	
No of Layers: 3					
	Layer	Poisson's Ratio	Thickness (cm)	Moduli(1) (MPa)	
	1	.20	32.000	30000.00	
	2	.20	90.000	300.00	
	3	.25		100.00	
Load No	X-Position (cm)	Y-Position (cm)	Load (N)	Pressure (kPa)	Radius (cm)
1	.00	.00	485100.0	1580.17	31.260
2	.00	536.00	485100.0	1580.17	31.260
3	536.00	.00	485100.0	1580.17	31.260
4	536.00	536.00	485100.0	1580.17	31.260

Location No: 1		X-Position (cm): .000		Y-Position (cm): .000			
	Layer	Normal Stresses					
Z-Position (cm)		Sxx (kPa)	Syy (kPa)	Szz (kPa)	Syz (kPa)	Sxz (kPa)	Sxy (kPa)
32.000	1	4195.91	4195.91	-130.95	1.52	1.52	-14.18
122.000	2	31.70	31.70	-34.42	1.96	1.96	-1.08
	Layer	Normal Strains and Deflections					
Z-Position (cm)		Exx (10 ⁻⁶)	Eyy (10 ⁻⁶)	Ezz (10 ⁻⁶)	Ux (microns)	Uy (microns)	Uz (microns)
32.000	1	112.76	112.76	-60.31	-5.633	-5.633	1781.399
122.000	2	107.47	107.47	-156.98	-54.414	-54.414	1557.370
	Layer	Principal Stresses and Strains					
Z-Position (cm)		S1 (kPa)	S2 (kPa)	S3 (kPa)	E1 (10 ⁻⁶)	E2 (10 ⁻⁶)	E3 (10 ⁻⁶)
32.000	1	-130.95	4181.74	4210.09	-60.31	112.20	113.33
122.000	2	-34.53	30.73	32.77	-157.45	103.62	111.78

Location No: 2		X-Position (cm): 536.000		Y-Position (cm): .000			
	Layer	Normal Stresses					
Z-Position (cm)		Sxx (kPa)	Syy (kPa)	Szz (kPa)	Syz (kPa)	Sxz (kPa)	Sxy (kPa)
32.000	1	4195.91	4195.91	-130.95	1.52	-1.52	14.18
122.000	2	31.70	31.70	-34.42	1.96	-1.96	1.08
	Layer	Normal Strains and Deflections					
Z-Position (cm)		Exx (10 ⁻⁶)	Eyy (10 ⁻⁶)	Ezz (10 ⁻⁶)	Ux (microns)	Uy (microns)	Uz (microns)
32.000	1	112.76	112.76	-60.31	5.633	-5.633	1781.399
122.000	2	107.47	107.47	-156.98	54.414	-54.414	1557.370
	Layer	Principal Stresses and Strains					
Z-Position (cm)		S1 (kPa)	S2 (kPa)	S3 (kPa)	E1 (10 ⁻⁶)	E2 (10 ⁻⁶)	E3 (10 ⁻⁶)
32.000	1	-130.95	4181.74	4210.09	-60.31	112.20	113.33
122.000	2	-34.53	30.73	32.77	-157.45	103.62	111.78

Resultado del Modelamiento. Fuente: Everstress

De los resultados obtenidos se obtienen los esfuerzos admisibles para cada capa en los puntos indicados durante la entrada de datos y se toma el mayor de esfuerzo para la capa de base. Mediante la fórmula $\sigma_{ad} = \sigma_{(NE)} * K_r * K_d * K_c$, y empleando el valor de esfuerzo admisible obtenido del modelamiento, se calcula el valor de

repeticiones de carga admisibles para la estructura de pavimento. Se comparan las repeticiones admisibles con las esperadas al finalizar el periodo de diseño y se determina si la estructura puede o no cumplir con lo solicitado.

4.6.3.5. Comparación De Resultados Obtenidos En La Zona De Maniobras Entre El Método De La BPA y El Método Mecánico

Para nuestro caso correspondiente al stackers en la zona de manipulación de containers, se obtuvo un esfuerzo de **4.21** MPa. Mediante la utilización de la ley de la fatiga $\sigma_{t-ad} = \sigma_t(NE) \cdot K_r \cdot K_d \cdot K_c$, se obtiene el número de pasadas admisibles, que se comparan con el número de pasadas esperadas. No Pasadas Admisible = 246022.59

No Pasadas Esperadas = 12722

% de Consumo = 5.17 %

Se obtuvo un consumo de fatiga < 100% no fue necesario incrementar los espesores obtenidos por el método de la BPA.

Lo anterior demuestra que, aunque sean confiables los métodos de dimensionamiento, no son exactos y precisos, por lo cual es recomendable realizar la evaluación de este tipo de proyectos por medio de diferentes alternativas que permitan tomar la mejor decisión.

4.6.3.6. Dimensionamiento de losas en la zona de almacenamiento de containers

Los contenedores eran usualmente almacenados hace pocos años en forma simple, filas o bloques, en no más de 3 de altura y excepcionalmente con un máximo de 5 de altura. Sin embargo, en los últimos tiempos, en algunos lugares, los contenedores han sido almacenados hasta una altura de 8 tendiéndose a ser una práctica común.

Las esquinas metálicas ubicadas en las esquinas de los contenedores tienen medidas de 178 mm x 162 mm y frecuentemente sobresalen 12.5 mm por debajo del lado inferior del contenedor

En el manual de la BPA se dispone de una tabla referida al cargado de los pavimentos en función a la modalidad de almacenamiento, la misma que ha sido elaborada de la siguiente manera.

ALTURA DE ALMACEN.	REDUCCION DE PESO BRUTO	ESFUERZO DE CONTACTO (N/mm ²)	CARGA SOBRE EL PAVIMENTO (KN) PARA C/ DISTRIBUCION DE ALMACENAMIENTO		
			SIMPLE	FILAS	BLOQUES
1	0	2.59	76.2	152.4	304.8
2	10	4.67	137.2	274.3	548.6
3	20	6.23	182.9	365.8	731.5
4	30	7.27	213.4	426.7	853.4
5	40	7.78	228.6	457.2	914.4
6	40	9.33	274.3	548.6	1097.0
7	40	10.90	320.0	640.0	1280.0
8	40	12.50	365.8	731.6	1463.2

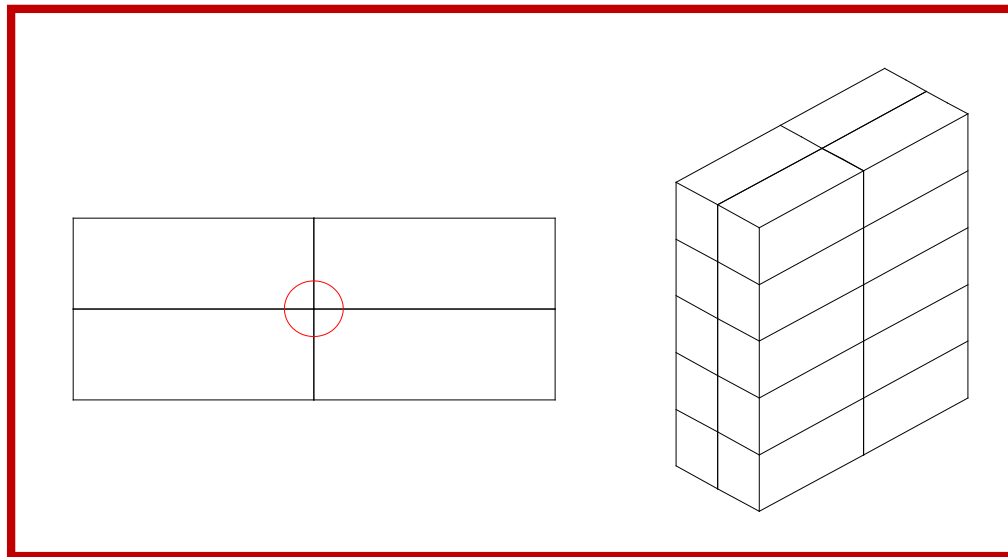
Carga simple equivalente y reducción de pesos en contenedores. Fuente: Manual "The Structural Design of Heavy Duty Pavements for Ports and other Industries".

Como es improbable que todos los contenedores en un almacenaje estén completamente cargados el máximo peso bruto sería reducido por los porcentajes mencionados en el cuadro anterior. Los valores señalados pueden ser usados directamente en el diseño.

En el caso de contenedores vacíos las cargas en el pavimento pueden ser calculadas sobre la base de un contenedor de 40 pies que pesa 3,000 Kg. y un contenedor de 20 pies un peso de 2,000 Kg. Según el Manual The Structural Design of Heavy Duty Pavements for Ports and Other Industries publicado por "The British Precast Concrete Federation Ltd for Interpave"

Datos De Diseño Para Nuestro Caso: Apilamiento de contenedores de 20 pies.

- Carga máxima = 24 ton.
- Dimensiones 2.40 x 2.40 x 6.00 m.
- Arreglo de bloque.
- 5 niveles de contenedores.

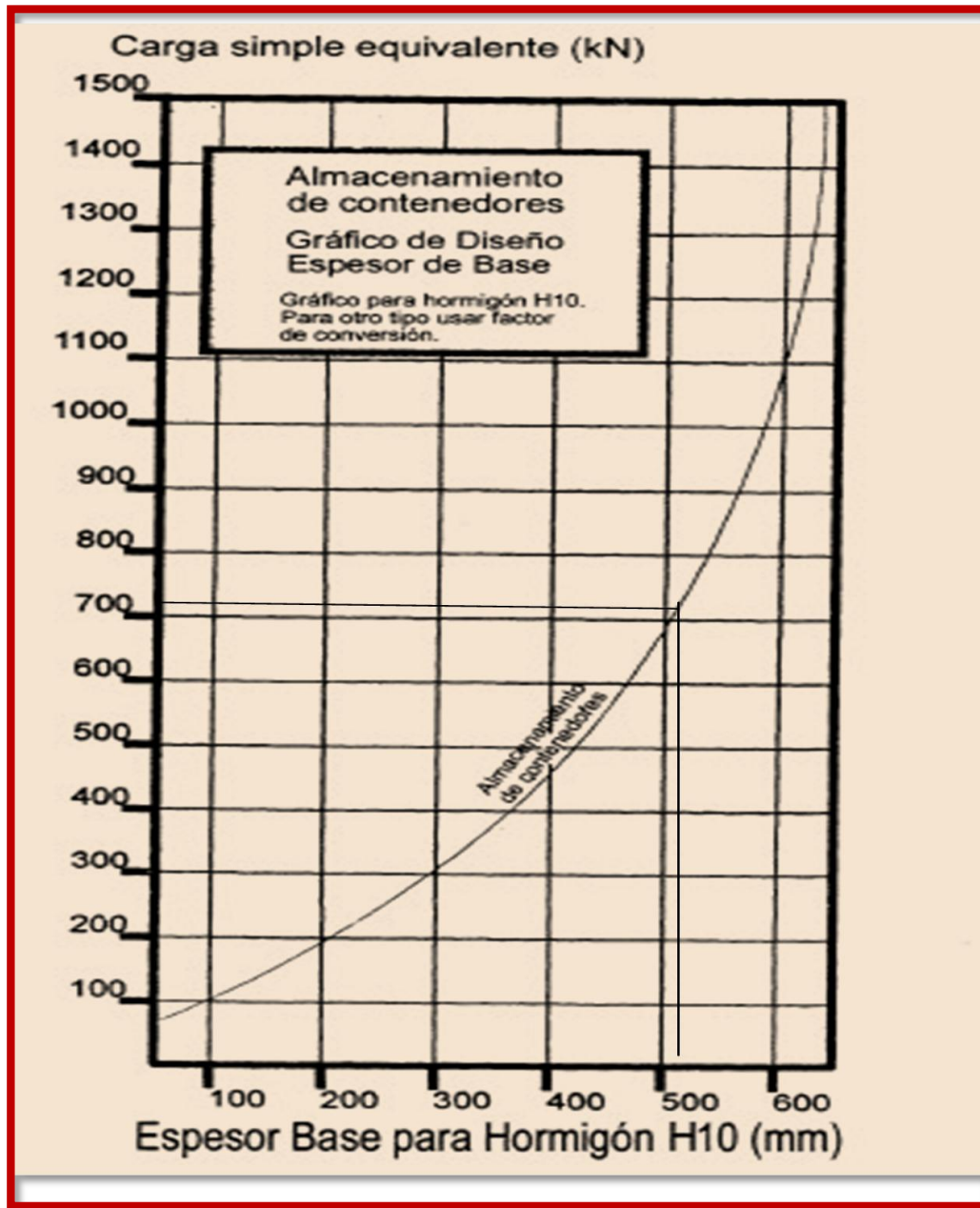


Fuente: Propia.

Calculo De La Carga Simple Equivalente

$P = (24 \times 5 \times 4) / 4 = 120$ tn. Para 5 niveles se puede hacer una reducción del 40%.

→ $P = 72$ ton = 705.6 KN. Del gráfico siguiente podemos predimensionar la losa en 52cm. De concreto H10.



Fuente: espesor de hormigón H10 (mm) para contenedores. Fuente: norma BPA.

Aplicamos los Factores reductores o amplificadores vistos anteriores:

Capa de Pavimento	Grado mezcla de diseño	Esfuerzo de flexión admisible (N/mm ²)	Factor Conversión desde H10
Hormigón H30	H30	4.0	0.70
20 kg/m ³ fibra acero, hormigón H30	H30	4.8	0.65

30 kg/m3 fibra acero, hormigón H30	H30	6.4	0.55
40 kg/m3 fibra acero, hormigón H30	H30	7.6	0.50
Hormigón H40	H40	4.8	0.65
20 kg/m3 fibra acero, hormigón H40	H40	5.6	0.60
30 kg/m3 fibra acero, hormigón H40	H40	7.6	0.50
40 kg/m3 fibra acero, hormigón H40	H40	9.0	0.45
Hormigón H20	H20	3.6	0.75
Hormigón H15	H15	3.0	0.80
Hormigón H10	H10	2.0	1.00
Hormigón H7.5 o H7	H7.5 ó H7	1.4	1.20
Hormigón H4.5	H4.5	0.8	1.60
Roca chancada con CBR > 80%		-	3.00

Fuente: Propia.

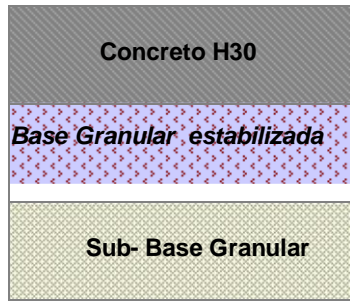
Predimensionamos de nuevo la losa de 35cm. **De concreto H30 con 20kg/m3 de fibra de acero** para uniformizarlo con la zona de manipulación de containers.

Para una subrasante de CBR mayor o igual a 80%, los espesores de las capas serían:

- Coronación no necesita (se tiene la capa esta capa mejorada)
- Subbase no necesita

$$D_1 = 35 \text{ cm}$$

$$D_2 = 90 \text{ cm}$$



Fuente: Propia.

4.6.3.7. Dimensionamiento de Losas y tipo de Juntas

Tienen como objetivo principal, el control de la fisuración y agrietamiento natural que sufre el concreto durante el proceso constructivo y de uso. Además, tienen las siguientes funciones:

- Controlar el agrietamiento transversal y longitudinal.
- Dividir el pavimento en secciones adecuadas para el proceso constructivo.
- Permitir el movimiento y alabeo de las losas por efecto de las cargas de tránsito.
- Permitir la transferencia de cargas entre losas.

El diseño se realiza teniendo en cuenta las siguientes consideraciones:

Condiciones ambientales

Espesor de losa

Sistema de transferencia de carga

Tránsito

Características de los materiales.

Tipo de subbase

Características del material sellante

Diseño del hombro

Los tipos más comunes de juntas son las siguientes:

Juntas Transversales de Construcción

Juntas Transversales de Expansión

Juntas Transversales de Contracción

Juntas longitudinales de Contracción

Juntas longitudinales de Construcción

Para efectos se recomienda utilizar Juntas transversales de expansión con aceros redondos, donde la longitud de las juntas varía dependiendo del espesor de la losa.

Diseño de Juntas

La profundidad del corte de junta es, $1/3$ del espesor de la losa.

La profundidad del material de sellado, es $1/5$ de la profundidad de la losa.

El ancho de corte de la junta es $1/10$ de la profundidad de la junta.

Diseño de aceros o dowells

El diámetro del acero, es de $1/8$ del espesor de la losa. Se debe convertir a un diámetro comercial.

El largo de acero es igual a 12 veces su diámetro más 5 centímetros.

La profundidad de instalación del acero es $1/2$ el espesor de la losa.

La separación recomendable entre aceros para todos los espesores es de 30 cm.

Zona de maniobras y almacén de containers

Espesor de la Losa: 35 cm

Profundidad de corte de juntas: 11.67 cm

Profundidad del material sellado: 2.33 cm

Ancho de corte para la junta: 1.17 cm

Diámetro de la dovela: 4.37 cm

Diámetro comercial: 1 3/4 ''

Largo de la dovela: 58 cm

Profundidad de Instalación: 17.50 cm

Separación: 30 cm

Para efectos de este proyecto se propone un espaciamiento entre juntas de 4,5m que se podría aumentar hasta 6 m teniendo en cuenta el espesor de la losa.

Para prevenir la infiltración de agua a través de las juntas, estas deben sellarse con un producto que se adhiera y sea resistente a la intemperie, tipo IGAS-K o un producto similar.

4.6.4. Diseño del pavimento rígido en la zona de estacionamientos utilizando el método del AASHTO 93.

4.6.4.1. Diseño De Pavimento Rígido AASHTO 93

Se optó por ser de pavimento rígido diseñado con la AASTHO en esta zona por ser una vía donde la circulación más común es la de camiones convencionales y por el mantenimiento en servicio de tal.

4.6.4.1.1. Parámetros de diseño

a.) Serviciabilidad

El Índice de Serviciabilidad Presente (PSI), varía de 0 (carretera imposible) hasta 5 (carretera perfecta). En el ensayo AASHTO, según el tráfico proyectado podemos asumir una serviciabilidad inicial (P_o) de 4.3 para pavimentos rígidos y el índice de serviciabilidad final (P_t) de 2.5, que puede tolerarse antes de que sea necesario un refuerzo o una rehabilitación para las carreteras.

En nuestro caso, para un nivel inicial de rugosidad inicial de 4.3 y final de 2.5 se obtiene.

$$\text{PSI inicial} = 4.3$$

$$\text{PSI Final} = 2.5$$

$$\Delta\text{PSI} = 1.8$$

b.) Periodo De Diseño

El período de diseño empleado para la obtención de las estructuras del pavimento es de **20** años.

c.) Transito De Ejes Equivalentes

Esal (Diseño)= 3,842,147.09

PROYECCIÓN DEL TRÁFICO POR TIPO DE VEHÍCULO

PROYECTO: PAVIMENTO RIGIDO EMPRESA TPP
 LOCALIZACION: Lima
 FECHA: jul-13

TASA DE CRECIMIENTO DEL TRAFICO POR TIPO DE VEHICULO

TIPO DE VEHICULO	TASA ANUAL %
AUTO	
CAMIONETA	
CAMIONETA RURAL	
MICRO	1
BUS	1
CAMIONES	1

TRÁFICO NORMAL

AÑO	C2	C3	C4	T3S3	T2SE3	B3-1	TOTAL
2013	60	1	1	30	30	1	123
2014	61	1	1	30	30	1	124
2015	61	1	1	31	31	1	126
2016	62	1	1	31	31	1	127
2017	62	1	1	31	31	1	127
2018	63	1	1	32	32	1	130
2019	64	1	1	32	32	1	131
2020	64	1	1	32	32	1	131
2021	65	1	1	32	32	1	132
2022	66	1	1	33	33	1	135
2023	66	1	1	33	33	1	135
2024	67	1	1	33	33	1	136
2025	68	1	1	34	34	1	139
2026	68	1	1	34	34	1	139
2027	69	1	1	34	34	1	140
2028	70	1	1	35	35	1	143
2029	70	1	1	35	35	1	143
2030	71	1	1	36	36	1	146
2031	72	1	1	36	36	1	147
2032	72	1	1	36	36	1	147
2033	73	1	1	37	37	1	150
2034	74	1	1	37	37	1	151
2035	75	1	1	37	37	1	152

Proyección de Tráfico. Fuente: Elaboración Propia.

PROYECTO: PAVIMENTO RIGIDO EMPRESA TPP
LOCALIZACION: Lima
FECHA: jul-13

Tasa de Crecimiento de Bus: 1.00 %
Tasa de Crecimiento de Camiones: 1.00 %
Factor direccional 0.50
Factor Carril 1.00

ESAL

AÑO	FC bus	FC camiones	C2	C3	C4	T3S3	T2SE3	B3-1	TOTAL
TRAF NORMAL			60	1	1	30	30	1	123
TRAF DESVIADO				0					0
TRAF GENERADO			0	0	0	0	0	0	0
Traf Total 2013			60	1	1	30	30	1	123
Veh/ Año 2013 (365d)			21900	420	420	10950	10950	420	45059
FAC EE			3.27	3.91	3.32	7.099	16.062	2.624	
2013	1	1	35758.3	820.0	1395.3	38889.2	87936.9	550.8	165,330.48
2014	2.010	2.010	71874.1	1648.2	2804.5	78127.1	176753.2	1107.1	332,314.26
2015	3.030	3.030	108351.1	2484.7	4227.8	117777.8	266457.8	1669.0	500,967.89
2016	4.060	4.060	145192.9	3329.6	5665.3	157824.8	357069.1	2236.5	671,308.04
2017	5.101	5.101	182403.1	4182.9	7117.3	198272.1	448568.8	2809.6	843,351.60
2018	6.152	6.152	219985.4	5044.7	8583.7	239124.0	540989.2	3388.5	1,017,115.60
2019	7.214	7.214	257943.5	5915.2	10084.8	280384.5	634338.0	3973.2	1,192,617.23
2020	8.286	8.286	298281.2	6794.4	11580.7	322057.5	728616.3	4583.8	1,369,873.89
2021	9.369	9.369	335002.3	7682.3	13071.6	364147.3	823839.4	5160.2	1,548,903.10
2022	10.462	10.462	374110.6	8579.2	14597.6	408658.0	920014.7	5782.6	1,729,722.62
2023	11.567	11.567	413809.9	9485.0	16138.8	449593.8	1017151.7	6371.0	1,912,350.32
2024	12.683	12.683	453504.3	10399.8	17895.5	492959.0	1115260.2	6985.5	2,096,804.30
2025	13.809	13.809	493797.6	11323.9	19267.7	538757.8	1214349.7	7606.2	2,283,102.83
2026	14.947	14.947	534493.9	12257.1	20855.7	580994.6	1314430.1	8233.1	2,471,264.33
2027	16.097	16.097	575597.1	13199.7	22459.5	625673.7	1415511.3	8866.2	2,661,307.46
2028	17.258	17.258	617111.3	14151.7	24079.3	670799.7	1517603.3	9505.6	2,853,251.01
2029	18.430	18.430	659040.7	15113.2	25715.4	718378.9	1620716.3	10151.5	3,047,114.00
2030	19.615	19.615	701389.3	16084.4	27367.8	762409.9	1724860.4	10803.8	3,242,915.62
2031	20.811	20.811	744161.5	17085.2	29036.8	808903.2	1830045.9	11462.7	3,440,675.25
2032	22.019	22.019	787361.4	18055.9	30722.4	855861.5	1938283.3	12128.1	3,640,412.49
2033	23.239	23.239	830993.3	19056.5	32424.9	903289.3	2043583.0	12800.2	3,842,147.09

Fuente: Elaboración Propia.

d.) Coeficiente de Drenaje (Cd=1.15)

Representa el porcentaje del tiempo durante el Período de Diseño, que las capas granulares, estarán expuestas a niveles de humedad cercanos a la saturación. En la Tabla siguiente “Valores de Coeficiente de Drenaje”, muestra los valores recomendados para modificar los coeficientes de capas de base y subbase granular, frente a condiciones de humedad.

Calidad de Drenaje	Término Remoción de Agua	% de Tiempo de exposición de la estructura del pavimento a nivel de humedad próximos a la saturación			
		<1%	1-5%	5-25%	>25%
Excelente	2 horas	1.40 - 1.35	1.35 - 1.30	1.30 - 1.20	1.20
Buena	1 día	1.35 - 1.25	1.25 - 1.15	1.15 - 1.00	1.00
Aceptable	1 semana	1.25 - 1.15	1.15 - 1.05	1.00 - 0.80	0.80
Pobre	1 mes	1.15 - 1.05	1.05 - 0.80	0.80 - 0.60	0.60
Muy Pobre	El agua no drena	1.05 - 0.95	0.95 - 0.75	0.75 - 0.40	0.40

Valores de Coeficientes de Drenaje. Fuente. Guía de Diseño de Estructuras de pavimentos AASHTO (1993)

Se estima que el tiempo de exposición de la estructura a nivel de humedad próxima a la saturación es del orden de 5 - 25%, calidad de drenaje buena, por lo cual lo el coeficiente de drenaje es **1.15**

e.) Confiabilidad (Desviación Estándar Normal)

Básicamente, es una forma de incorporar cierto grado de certeza en el proceso de diseño, para garantizar que la sección del pavimento proyectado se comportará satisfactoriamente bajo las condiciones de tráfico y medio ambiente durante el periodo de diseño. El nivel de confianza tiene como función garantizar que las alternativas adoptadas perduren durante el periodo de diseño.

En la siguiente tabla, se muestra las características técnicas que se adoptaron, según las Normas de Diseño Geométrico DG-2001.

DESCRIPCIÓN	CARACTERÍSTICAS DE LA VÍA
Según su función	Red Vial Primaria (Sistema Nacional)
Según la demanda	2da. Clase (IMDA entre 400 y 2000 (Veh./día)
Según condiciones orográficas	Tipos 2 y 3.

Características de vías. Fuente. Normas de Diseño Geométrico DG-2001.

En el siguiente cuadro “Niveles de Confianza sugeridos para Diferentes Carreteras”, se indican los rangos de confiabilidad sugeridos para distintos tipos de carreteras, clasificadas según su funcionalidad. Para el trabajo, se adoptará una confiabilidad del **80%**.

Clasificación	Niveles de Confiabilidad Recomendado	
	Urbana	Rural
Autopistas interestatales y otras	85 – 99.9	80 – 99.9
Arterias Principales	80 - 99	75 – 95
Colectoras de Transito	80 - 95	75 – 95
Carreteras Locales	50 - 80	50 - 80

Niveles de Confianza Sugeridos para Diferentes Carreteras. Fuente. Guía de Diseño de Estructuras de pavimentos AASHTO (1993).

En la siguiente tabla “Valores de la Desviación Standard Normal”, muestra los valores de Desviación Standard Normal que se adopta en base al Nivel de Confianza. Según la Guía de Diseño AASHTO, resulta un ZR de **-1.037**.

Niveles de Confiabilidad	Desviación Estándar Normal
50	0
80	0.841
85	1.037
90	1.282
95	1.645
99	2.327
99.9	3.090

Valores de Desviación Estándar Normal. **Fuente:** Guía de Diseño de Estructuras de pavimentos AASHTO (1993).

f.) Desviación Estándar Total (So= 0.39).

La desviación estándar es la desviación de la población de valores obtenidos por AASHTO que involucra la variabilidad inherente a los materiales y a su proceso constructivo.

Cond. Diseño	Pav. Rígido	Pav. Flexible
Variación en la predicción del comportamiento del pavimento sin errores en el tránsito	0.34	0.44
Variación en la predicción del comportamiento del pavimento con errores en el tránsito	0.39	0.49

Valores de Desviación total. Fuente. Guía de Diseño de Estructuras de pavimentos AASHTO (1993)

g.) Factor De Transferencia De Carga (J= 2.8)

Las deflexiones excesivas producen bombeo de la subbase y posteriormente rotura de la losa de concreto. El mecanismo de transferencia de carga en la junta transversal entre losa y losa se lleva a efecto de las siguientes maneras:

- Junta con dispositivos de transferencia de carga (pasadores de varilla lisa de acero) con o sin malla de refuerzo por temperatura.
- Losa vaciada monolíticamente con refuerzo continuo, (acero de refuerzo de varilla corrugada armada en ambas direcciones) no se establece virtualmente la junta transversal, tomándose en cuenta para el cálculo del acero estructural la remota aparición de grietas transversales.
- Junta transversal provocada por aserrado cuya transferencia de carga se lleva efecto a través de la trabazón entre los agregados.

TIPO DE BERMA	J			
	GRANULAR O ASFÁLTICA		CONCRETO HIDRÁULICO	
VALORES J	SI (con pasadores)	NO (con pasadores)	SI (con pasadores)	NO (con pasadores)
	3.2	3.8-4.4	2.8	3.8

Valores de coeficientes de carga J. **Fuente.** Guía de Diseño de Estructuras de pavimentos AASHTO (1993)

h.) Módulo De Ruptura Del Hormigón ($M_r = 40 \text{ Kg/Cm}^2$ y $F_c = 280 \text{ Kg/Cm}^2$)

Es un parámetro muy importante como variable de entrada para el diseño de pavimentos rígidos, ya que va a controlar el agrietamiento por fatiga del pavimento, originado por las cargas repetitivas de camiones. Se le conoce también como resistencia a la tracción del concreto por flexión.

El módulo de rotura requerido por el procedimiento de diseño es el valor medio determinado después de 28 días utilizando el ensayo de carga en los tercios. De esta manera, se obtiene en el tercio medio una zona sometida a un momento flector constante igual a $PL/3$ y la rotura se producirá en cualquier punto de este tercio medio con la única condición que exista allí una debilidad. Este ensayo es recomendable frente al ensayo de carga en el punto medio, en el cuál la rotura se producirá indefectiblemente en dicho punto (punto de aplicación de la carga) donde el momento flector es máximo.

RANGOS DE TRÁFICO PESADO EXPRESADO EN EE	RESISTENCIA MÍNIMA A LA FLEXOTRACCIÓN DEL CONCRETO (MR)	RESISTENCIA MÍNIMA EQUIVALENTE A LA COMPRESIÓN DEL CONCRETO (F'c)
$\leq 5'000,000$ EE	40 kg/cm ²	280 kg/cm ²
$> 5'000,000$ EE $\leq 15'000,000$ EE	42 kg/cm ²	300 kg/cm ²
$> 15'000,000$ EE	45 kg/cm ²	350 kg/cm ²

Valores de resistencia según EE. Fuente. Guía de Diseño de Estructuras de pavimentos AASHTO (1993)

i.) Modulo De Elasticidad Del Hormigón (E= 3653266 Psi)

Es un parámetro que indica la rigidez y la capacidad de distribuir cargas que tiene una losa de pavimento. Es la relación entre la tensión y la deformación. Las deflexiones, curvaturas y tensiones están directamente relacionadas con el módulo de elasticidad del concreto. En los pavimentos de concreto armado continuo, el módulo de elasticidad junto con el coeficiente de expansión térmica y el de contracción del concreto, son los que rigen el estado de tensiones en la armadura. Para concreto de peso normal, el Instituto del Concreto Americano sugirió: para $f'c=280$

$$E = 15000 \left(\frac{f'c}{100} \right) \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$

j.) Factor de pérdida de soporte ($L_s = 1.00$)

Este factor, es el valor que se le da a la pérdida de soporte que pueden llegar a tener las losas de un pavimento de concreto, por efecto de la erosión en la base por corrientes de agua o por asentamientos diferenciales de la subrasante.

Este factor no aparece en forma directa en la fórmula de diseño, para obtener el espesor de un pavimento de concreto; pero si está en forma indirecta a través de la reducción del Módulo de reacción efectivo de la superficie (subrasante) en que se apoyan las losas.

Tipos de Subbase o Base	Factor pérdida de soporte
Subbase granulares tratadas con cemento ($M_r=7,000$ a $14,000$ MPa)	0.00 a 1.00
Subbase tratadas con cemento ($M_r=3,500$ a $7,000$ MPa)	0.00 a 1.00
Bases asfálticas ($M_r=2,500$ a $7,000$ MPa)	0.00 a 1.00
Subbase estabilizadas con asfalto ($M_r=300$ a $2,000$ MPa)	0.00 a 1.00
Estabilización con cal ($M_r=150$ a $1,000$ MPa)	1.00 a 3.00
Materiales granulares sin tratar ($M_r=100$ a 300 MPa)	1.00 a 3.00
Suelos finos y subrasantes naturales ($M_r=20$ a 300 MPa)	2.00 a 3.00

Valores del Factor de pérdida de soporte L_s , por el tipo de Subbase o Base. Fuente. Guía de Diseño de Estructuras de pavimentos AASHTO (1993).

4.6.4.1.2. Módulo De La Reacción De La Subrasante (Kc)

El módulo de reacción (k) de la superficie en que se apoya el pavimento de concreto o modulo efectivo de la subrasante, es el valor de la capacidad soporte del suelo, la cual depende del módulo de Resilencia de la subrasante, así como el Módulo de Elasticidad de la capa donde se apoyará la losa, en este caso se está proponiendo una capa de base granular con CBR \geq 100%. Para determinar el Módulo de reacción se utilizaron los ábacos y relaciones de AASHTO'93, resultando lo siguiente:

Determinación del módulo Resilente, por lo que acepta el empleo de correlaciones con el CBR que se indican en la tabla siguiente:

Mr (psi)= 1500 x CBR	CBR < 10%	Ecuación Guía AASHTO
Mr (psi)= 3000 CBR ^{0.65}	10% < CBR < 20%	Formula Sudafricana
Mr (psi) = 4326xlnCBR + 241	Suelos Granulares	Ecuación Guía AASHTO
Mr (psi) =2555 CBR ^{0.64}	General	Guía AASHTO 2002

Correlaciones para Determinar el Modulo de Resilencia. Fuente. Clases Maestría UNI.

CBR (tomado del S-6) =4.49 Mr=6735

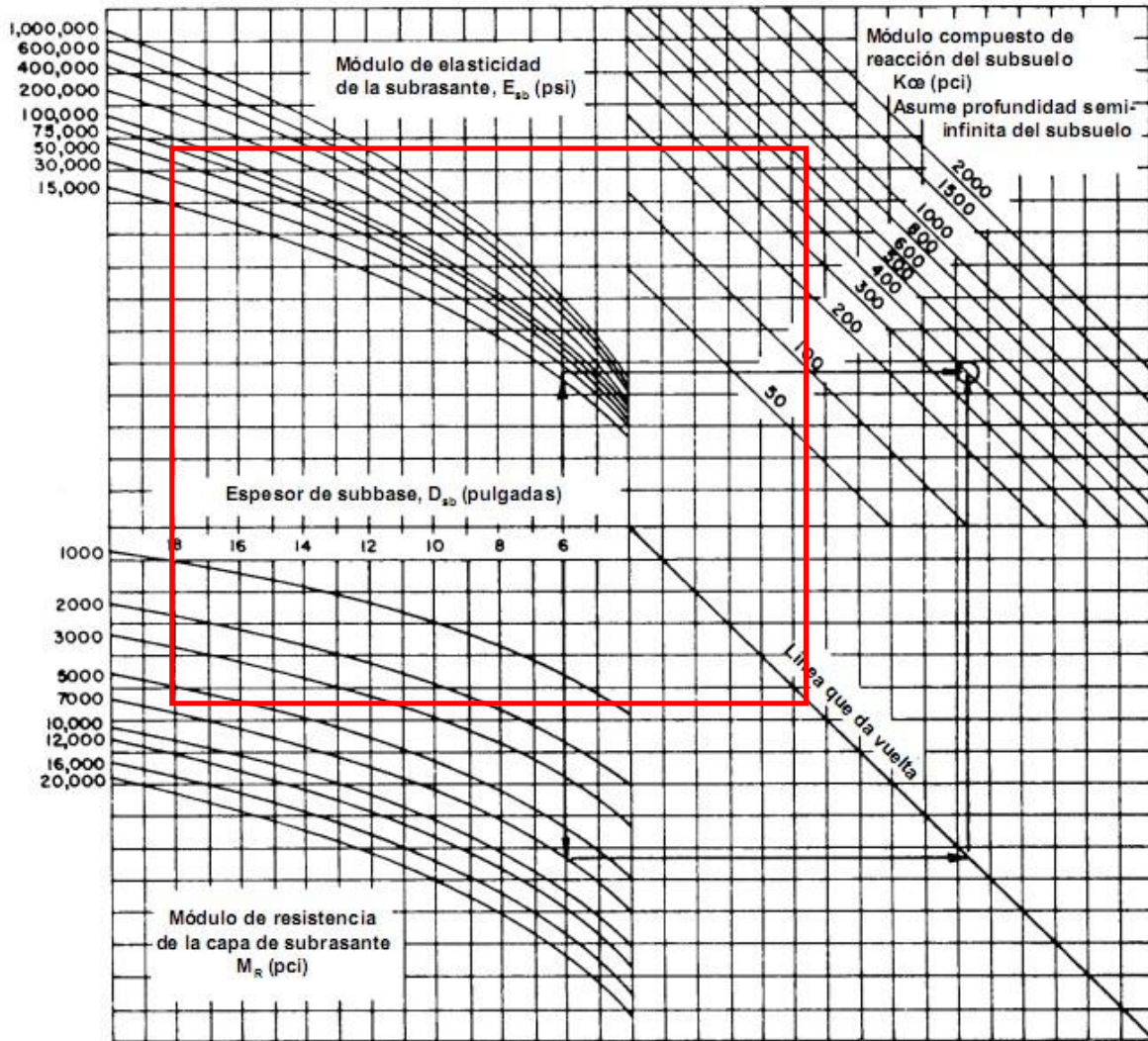
Propiedades de Sub base

E módulo de elasticidad 50000 tn/m² o 71684.587 psi

espesor= 18" o 45 cm de subbase estabilizada con cemento

Kc compuesto (de la tabla) kc = 700 lb/pulg³

Módulo compuesto de reacción de la subrasante



Valores de módulo compuesto de la Subrasante. Fuente. Guía de Diseño de Estructuras de pavimentos AASHTO (1993).

4.6.4.1.3. Cálculo de la Carpeta del Método AASHTO 93

Para poder diseñar el espesor del pavimento rígido que se propone en el proyecto, adicionalmente a los parámetros anteriormente ya mencionados y calculados, hay que realizar el cálculo de del espesor de la carpeta de concreto, el cual es un valor a dimensional que representa una equivalencia numérica de la capacidad estructural del pavimento y se calcula como:

$$\begin{aligned}
 \text{Log}(W_{18}) = & Z_R * s_o + 7.35 * \text{Log}(D + 1) - 0.06 + \frac{\text{Log} \left[\frac{\Delta \text{PSI}}{4.5 - 1.5} \right]}{1 + \frac{1.624 * 10^7}{(D + 1)^{8.46}}} \\
 & + (4.22 - 0.32p_t) * \text{Log} \left[\frac{[S'_c * C_d * D^{0.75}] - 1.132}{215.63 * J * D^{0.75} - \frac{18.42}{(E_c / k)^{0.25}}} \right]
 \end{aligned}$$

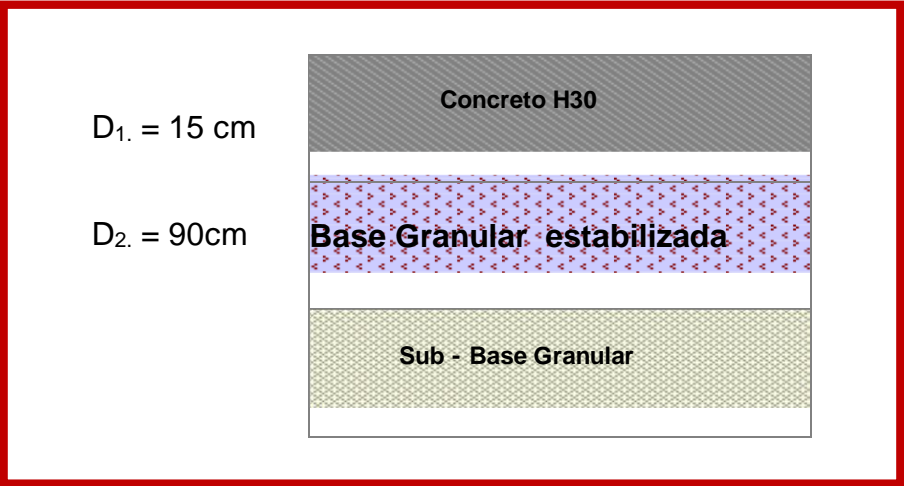
Variable Z (Conf:R) → Z_R
 Desvío Estándar Global → s_o
 Espesor → D
 Cambio de Serviciabilidad → ΔPSI
 Módulo de Rotura → S'_c
 Coeficiente de drenaje → C_d
 Serviciabilidad Final → p_t
 Transfereencia de Carga → J
 Módulo de elasticidad → E_c
 Módulo de reacción → k

Fuente: AASHTO.

Utilizamos el siguiente programa:

Fuente: Programa ecuación AASTHO93.

Esquema de la Estructuración del Pavimento



Fuente: MTC.

La estructura del pavimento se diseñó para el periodo de 20 años.

Conclusiones del diseño de pavimento rígido: Calculo de espesores.

Espeor del concreto	6 pulg .
Espeor de sub-base granular	18 pulg.

Fuente: Elaboración Propia.

DISEÑO DE PAVIMENTO RÍGIDO MÉTODO AASHTO 1993

PROYECTO: **AMPLIACION PLANTA TPP**

FECHA :

SECCION 1: km - km

1. REQUISITOS DEL DISEÑO

a. PERIODO DE DISEÑO (Años)	20
b. NUMERO DE EJES EQUIVALENTES TOTAL (W18)	3.84E+06
c. SERVICIABILIDAD INICIAL (pi)	4.3
d. SERVICIABILIDAD FINAL (pt)	2.5
e. FACTOR DE CONFIABILIDAD (R) STANDARD NORMAL DEVIATE (Zr) OVERALL STANDARD DEVIATION (So) 2.	80%
	-0.842

PROPIEDADES DE LOS MATERIALES

a. RESISTENCIA A LA COMPRESION DEL CONCRETO f'c (kg/cm2)	280
RESISTENCIA A LA COMPRESION DEL CONCRETO f'c (psi) b.	3,974.19
MODULO DE ELASTICIDAD DEL CONCRETO Ec (psi)	3,593,345.10
c. MODULO DE ROTURA S'c (psi)	644.81
d. MODULO DE REACCION DE LA SUBRASANTE- K (pci)	700.00
e. TRANSFERENCIA DE CARGA (J)	2.8
f. COEFICIENTE DE DRENAJE (Cd)	1.2

3. CALCULO DEL ESPESOR DE LOSA (Variar D Requerido hasta **Calculo** que N18 Nominal = N18)

D (pulg)	G _t	N18 NOMINAL	N18 CALCULO
2.840	-0.22185	6.58	11.25

4. ESTRUCTURACION DEL PAVIMENTO

A. ESPESOR DE LOSA REQUERIDO (Df), pulgadas	6
B. ESPESOR DE LOSA REQUERIDO (Df), centímetros	15
C. ESPESOR DE SUB BASE (SB), pulgadas	18
D. ESPESOR DE SUB BASE (SB), centímetros	45
Comentarios:	

(*) HOJA DE CALCULO DESARROLLADA POR EL DR. CARLOS M. CHANG

4.6.4.2. Dimensionamiento de Losas y tipo de Juntas

El pavimento rígido consiste básicamente en losas de concreto hidráulico simple, apoyada sobre una base granular con $CBR \geq 100\%$ compactada al 100% de la MDS y esta a su vez sobre la Subrasante nivelada y compactada al 95% de la máxima densidad seca del ensayo proctor modificado.

El diseño estructural del pavimento rígido incluye los siguientes aspectos básicos:

- Espesor de las losas
- Tamaño de losas
- Tipo y distribución de juntas

El espesor de la losa es de 0.15 m sobre una capa de base granular de 0.90m, espesores determinados mediante el método de diseño AASHTO-93. Para el dimensionamiento del ancho de las losas, se consideró el ancho de la superficie de rodadura y el ancho de carriles, los anchos de las losas serán de 3.50 m; la longitud se relaciona con el ancho determinado, en tal sentido la longitud de losa será de 4.5 m.

ANCHO DE CARRIL (M) = ANCHO DE LOSA (M)	LONGITUD DE LOSA (M)
2.70	3.30
3.00	3.70
3.30	4.10
3.60	4.50

Valores longitud de losa correlación al ancho. Fuente. Guía de Diseño de Estructuras de pavimentos AASHTO (1993)

El diseño del pavimento rígido, incluye elementos de traspaso de carga, considerando el tráfico y tipo de cargas que actuarán sobre la losa. Se definieron los siguientes tipos de juntas:

- a. **Juntas longitudinales articuladas:** se consideró como elemento de transmisión de cargas la interacción mecánica provocada por la traba de las caras de unión y la colocación de barras de acero corrugadas de 5/8", de longitud 0.80 m separadas cada 0.90 m., que mantienen unidas las losas, actuando como elementos de articulación.
- b. **Juntas transversales de contracción con pasadores (aserrada):** será aserrada o cortada con sierra, e incluye barras de traspaso de carga conformada por barras de acero lisas y engrasadas, con diámetro Φ 25 mm (1 ") y longitud 41 cm.
- c. **Juntas transversales de construcción:** cuando se ejecute una interrupción planificada de la pavimentación, ésta se hará en un lugar de coincidencia con una junta transversal de contracción, colocándose barras de traspaso de carga de acero lisas y engrasadas con diámetro Φ 25 mm (1 ") y longitud 41 cm. En caso que se produzca una junta transversal de construcción de emergencia o no planificada, es importante asegurar la unión entre las dos caras de la junta, para lo cual se colocarán barras de las mismas características que para las juntas longitudinales.

	Pavimento rígido -20 años (m)
Losa	0.15 (6 pul)
Base granular	0.90
Ancho Losa	3.5
Longitud Losa	4.5
Juntas	0.90

Resumen de dimensionamiento de losa. Fuente: Elaboración propia.

4.6.5. Diseño del pavimento flexible en la zona de entrada a la planta utilizando el método del AASTHO 93.

Se optó por ser de pavimento flexible por un tema más económico y por ser vía de circulación más de vía común de camiones en la parte externa del local.

4.6.5.1. Diseño de pavimento flexible por el método AASTHO 93

4.6.5.1.1. Parámetros de diseño

a.) Serviciabilidad

El Índice de Serviciabilidad Presente (PSI), varía de 0 (carretera imposible) hasta 5 (carretera perfecta). Según el tráfico proyectado podemos asumir una serviciabilidad inicial (P_o) de 4.3 para pavimentos flexibles y el índice de serviciabilidad final (P_t) de 2.5, que puede tolerarse antes de que sea necesario un refuerzo o una rehabilitación para las carreteras.

En nuestro caso para un nivel inicial de rugosidad inicial de 4.30 y final de 2.50 se obtiene.

$$\text{PSI inicial} = 4.30$$

$$\text{PSI Final} = 2.50$$

$$\Delta\text{PSI} = 1.8$$

b.) Período De Diseño

El período de diseño empleado para la obtención de las estructuras del pavimento es de 20 años.

c.) Transito De Ejes Equivalentes

Para obtener el tráfico final de diseño se ha tenido en cuenta la necesidad de garantizar los niveles de servicio de la vía en el periodo de diseño, la carencia de estaciones de pesaje. El empleo de peso del reglamento nacional de vehículos (RNV), la categoría de la vía, entre otras. Bajo las consideraciones anteriores se definen los siguientes tráficos de diseño para los del estudio.

$$\text{Esal (Diseño)} = 3,176,314.39$$

PROYECCION DEL TRAFICO POR TIPO DE VEHICULO

PROYECTO: PAVIMENTO FLEXIBLE EMPRESA TPP

LOCALIZACION: Lima

FECHA: jul-13

TASA DE CRECIMIENTO DEL TRÁFICO POR TIPO DE VEHÍCULO

TIPO DE VEHÍCULO	TASA ANUAL %
AUTO	
CAMIONETA	
CAMIONETA RURAL	
MICRO	1
BUS	1
CAMIONES	1

Fuente: Elaboración propia.

TRÁFICO NORMAL

AÑO	C2	C3	C4	T3S3	T2SE3	B3-1	TOTAL
2013	60	1	1	30	30	1	123
2014	61	1	1	30	30	1	124
2015	61	1	1	31	31	1	126
2016	62	1	1	31	31	1	127
2017	62	1	1	31	31	1	127
2018	63	1	1	32	32	1	130
2019	64	1	1	32	32	1	131
2020	64	1	1	32	32	1	131
2021	65	1	1	32	32	1	132
2022	66	1	1	33	33	1	135
2023	66	1	1	33	33	1	135
2024	67	1	1	33	33	1	136
2025	68	1	1	34	34	1	139
2026	68	1	1	34	34	1	139
2027	69	1	1	34	34	1	140
2028	70	1	1	35	35	1	143
2029	70	1	1	35	35	1	143
2030	71	1	1	36	36	1	146
2031	72	1	1	36	36	1	147
2032	72	1	1	36	36	1	147
2033	73	1	1	37	37	1	150
2034	74	1	1	37	37	1	151
2035	75	1	1	37	37	1	152

Proyección de tráfico según AASTHO. Fuente: Elaboración propia.

CALCULO DEL EAL SEGÚN LAS CARGAS REALES ACTUANTES SOBRE EL PAVIMENTO

PROYECTO: PAVIMENTO FLEXIBLE EMPRESA TPP

FECHA: jul-13

Tasa de Crecimiento de 1.00 %

Bus:

Tasa de Crecimiento de 1.00 %

Camiones:

Factor direccional 0.50

Factor Carril 1.00

LOCALIZACION: Lima ESAL

AÑO	FC bus	FC camiones	C2	C3	C4	T3S3	T2SE3	B3-1	TOTAL
TRAF NORMAL			60	1	1	30	30	1	123
TRAF DESVIADO				0					0
TRAF GENERADO			0	0	0	0	0	0	0
Traf Total 2013			60	1	1	30	30	1	123
Veh. Año 2013 (365d)			21900	420	420	10950	10950	420	45059
FAC EE			3.21	2.63	1.87	3.892	14.343	1.885	
2013	1	1	35113.8	552.9	783.4	21306.9	78526.5	395.7	136,679.20
2014	2.010	2.010	70578.8	1111.3	1574.7	42826.8	157838.2	795.3	274,725.19

2015	3.030	3.030	106398.4	1675.2	2373.9	64562.0	237943.1	1199.0	414,151.64
2016	4.060	4.060	142576.3	2244.8	3181.1	86514.5	318849.0	1606.7	554,972.35
2017	5.101	5.101	179115.9	2820.1	3996.4	108686.5	400563.9	2018.4	697,201.27
2018	Calculo de EE según AASTHO para pavimentos flexibles. Fuente: Elaboración propia.								,852.48
2019	7.214	7.214	253294.9	3988.1	5651.4	153698.0	566453.5	2854.3	985,940.20
2020	8.286	8.286	290941.7	4580.8	6491.4	176541.8	650644.5	3278.6	1,132,478.80
2021	9.369	9.369	328964.9	5179.5	7339.8	199614.1	735677.4	3707.0	1,280,482.79
2022	10.462	10.462	367368.4	5784.2	8196.6	222917.2	821560.7	4139.8	1,429,966.81
2023	11.567	11.567	406155.9	6394.9	9062.0	246453.2	908302.7	4576.9	1,580,945.68
2024	12.683	12.683	445331.3	7011.7	9936.1	270224.6	995912.2	5018.4	1,733,434.33
2025	13.809	13.809	484898.5	7634.6	10818.9	294233.8	1084397.8	5464.2	1,887,447.87
2026	14.947	14.947	524861.3	8263.8	11710.5	318483.0	1173768.3	5914.6	2,043,001.55
2027	16.097	16.097	565223.8	8899.3	12611.1	342974.7	1264032.5	6369.4	2,200,110.76
2028	17.258	17.258	605989.8	9541.2	13520.7	367711.3	1355199.3	6828.8	2,358,791.07
2029	18.430	18.430	647163.6	10189.5	14439.3	392695.3	1447277.7	7292.8	2,519,058.17
2030	19.615	19.615	688749.1	10844.2	15367.2	417929.2	1540277.0	7761.4	2,680,927.95
2031	20.811	20.811	730750.4	11505.5	16304.3	443415.3	1634206.2	8234.7	2,844,416.43
2032	22.019	22.019	773171.7	12173.5	17250.8	469156.4	1729074.8	8712.7	3,009,539.79

2033	23.239	23.239	816017.3	12848.0	18206.7	495154.8	1824892.0	9195.5	3,176,314.39
------	--------	--------	----------	---------	---------	----------	-----------	--------	---------------------

Cálculo de EE según AASTHO para pavimentos flexibles. Fuente: Elaboración propia.

d.) Coeficiente de Drenaje (m2= 1.00 y m3=1.00)

Representa el porcentaje del tiempo durante el Período de Diseño, que las capas granulares, estarán expuestas a niveles de humedad cercanos a la saturación. En el siguiente cuadro “Valores de Coeficiente de Drenaje”, muestra los valores recomendados para modificar los coeficientes de capas de base y subbase granular, frente a condiciones de humedad.

Calidad de Drenaje	Término Remoción de Agua	% de Tiempo de exposición de la estructura del pavimento a nivel de humedad próximos a la saturación			
		<1%	1-5%	5-25%	>25%
Excelente	2 horas	1.40	1.35	1.30	1.20
		1.35	1.30	1.20	
Buena	1 día	1.35	1.25	1.15	1.00
		1.25	1.15	1.00	
Aceptable	1 semana	1.25	1.15	1.00	0.80
		1.15	1.05	0.80	
Pobre	1 mes	1.15	1.05	0.80	0.60
		1.05	0.80	0.60	

Muy Pobre	El agua no drena	1.05	-	0.95	-	0.75	-	0.40
		0.95		0.75		0.40		

Valores de Coeficientes de Drenaje. Fuente. Guía de Diseño de Estructuras de pavimentos AASHTO (1993)

Para las condiciones propias de la zona, donde las precipitaciones son frecuentes, se estima que el tiempo de exposición de la estructura a nivel de humedad próxima a la saturación es >25%. En base a lo anterior y teniendo en cuenta que la vía tendrá un buen sistema de drenaje por corresponder a una construcción nueva, los coeficientes de drenaje para este caso **m2 = 1.0 y m3 = 1.0**

e.) Confiabilidad (Desviación Estándar Normal)

Básicamente, es una forma de incorporar cierto grado de certeza en el proceso de diseño, para garantizar que la sección del pavimento proyectado se comportará satisfactoriamente bajo las condiciones de tráfico y medio ambiente durante el periodo de diseño.

El nivel de confianza tiene como función garantizar que las alternativas adoptadas perduren durante el periodo de diseño. En el siguiente cuadro, se muestra las características técnicas que se adoptaron, según las Normas de Diseño Geométrico DG-2001.

DESCRIPCIÓN	CARACTERÍSTICAS DE LA VIA
-------------	---------------------------

Según su función	Red Vial Primaria (Sistema Nacional)
Según la demanda	2da. Clase (IMDA entre 400 y 2000 (Veh./día))
Según condiciones orográficas	Tipos 2 y 3.

Características de vías. Fuente: Normas de Diseño Geométrico DG-2001

En el cuadro siguiente “Niveles de Confianza sugeridos para Diferentes Carreteras”, se indican los rangos de confiabilidad sugeridos para distintos tipos de carreteras, clasificadas según su funcionalidad. Para el trabajo, se adoptará una confiabilidad del **85%**.

Clasificación	Niveles de Confiabilidad Recomendado	
	Urbana	Rural
Autopistas interestatales y otras	85 – 99.9	80 – 99.9
Arterias Principales	80 - 99	75 – 95
Colectoras de Transito	80 - 95	75 – 95
Carreteras Locales	50 - 80	50 - 80

Niveles de Confianza Sugeridos para Diferentes Carreteras. Fuente: Guía de Diseño de Estructuras de pavimentos AASHTO (1993)

En el siguiente cuadro “Valores de la Desviación Standard Normal”, se muestra los valores de Desviación Standard Normal que se adopta en base al Nivel de Confianza. Según la Guía de Diseño AASHTO, resulta un ZR de **-1.037**.

Niveles de Confiabilidad	Desviación Estándar Normal
50	0
80	0.841
85	1.037
90	1.282
95	1.645
99	2.327
99.9	3.090

Valores de Desviación Estándar Normal. Fuente. Guía de Diseño de Estructuras de pavimentos AASHTO (1993)

f.) Desviación Estándar Total (So).

La desviación estándar es la desviación de la población de valores obtenidos por AASHTO que involucra la variabilidad inherente a los materiales y a su proceso constructivo.

Cond. Diseño	Pav. Rígido	Pav. Flexible
Variación en la predicción del comportamiento del pavimento sin errores en el tránsito	0.34	0.44
Variación en la predicción del comportamiento del pavimento con errores en el tránsito	0.39	0.49

Valores de Desviación total. Fuente: Guía de Diseño de Estructuras de pavimentos AASHTO (1993)

4.6.5.1.2. Módulo de Resiliencia Efectivo del Suelo de Fundación (Mr)

En el método de AASHTO de 1993, el módulo de resiliencia reemplaza al CBR como variable para caracterizar la subrasante, subbase y base. El módulo de resiliencia es una medida de la propiedad elástica de los suelos que reconoce a su vez las características no lineales de su comportamiento. Este parámetro se puede determinar a través de los ensayos dinámicos y de repeticiones de carga, sin embargo, la guía AASHTO reconoce que muchas agencias no poseen los equipos para determinar el Mr, por lo que acepta el empleo de correlaciones con el CBR que se indican en el siguiente cuadro:

Mr (psi)= 1500 x CBR	CBR < 10%	Ecuación Guía AASHTO
Mr (psi)= 3000 CBR ^{0.65}	10% < CBR < 20%	Formula Sudafricana
Mr (psi) = 4326xlnCBR + 241	Suelos Granulares	Ecuación Guía AASHTO
Mr (psi) =2555 CBR ^{0.64}	General	Guía AASHTO 2002

Para el presente diseño, acorde con las últimas investigaciones en este campo se empleará la expresión establecida en la guía AASHTO 2002.

Tomamos de datos el “Valor Relativo de Soporte Compuesto de la Subrasante” en donde se muestran los resultados de CBR compuesto a lo largo de la vía, calculados considerando los rellenos definidos por topografía y drenaje, así como los espesores de mejoramiento, se adoptará para fines de diseño, los Módulos de Resiliencia promedio para la metodología AASHTO. Para nuestro caso:

CBR (tomado del S-2) = **11.52 %** Mr=17280 psi

4.6.5.1.3. Cálculo De La Carpeta De Método AASHTO 93

Para el diseño de pavimentos se ha considerado utilizar el método AASHTO contenido en la Guía de 1993, para efectos de determinar el espesor del refuerzo del pavimento requerido. Los parámetros de diseño que se consideran son las propiedades de los materiales, tipo de tránsito, condiciones ambientales, etc. La fórmula general que gobierna el número estructural de diseño, presenta la siguiente expresión:

$$\log_{10}(W_{18}) = Z_r * S_o + 9.36 * \log_{10}(SN + 1) - 0.20 + \frac{\log_{10} \frac{\Delta PSI}{4.2 \cdot 1.5}}{0.4 + \frac{1094}{(SN + 1)^{5.19}}} + 2.32 * \log_{10}(MR) - 8.07$$

Coefficientes de Aporte Estructural

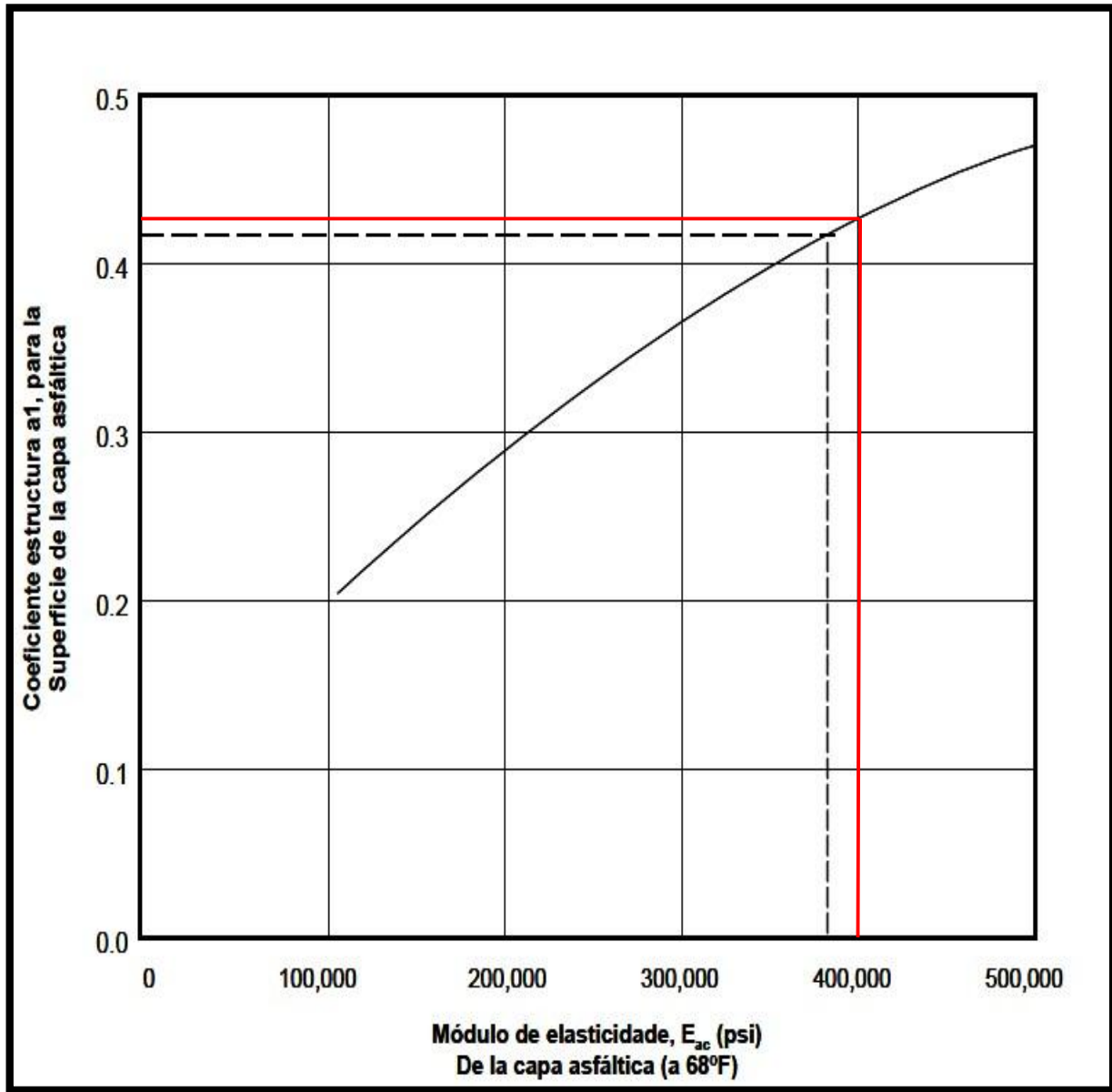
Los coeficientes estructurales de capa considerados para el cálculo del número estructural de diseño son los siguientes:

- Primera Capa: Corresponde a la Mezcla Asfáltica en Caliente con un Módulo de Resiliencia de 400,000 Lb/pulg² y coeficiente estructural a1 de 0.42/pulg.; valor que se estima en la imagen mostrada más adelante denominada “Variación de a1 en función del Módulo Resiliente del Concreto Asfáltico”.
- Segunda Capa: Corresponde a una Base Granular, con CBR mínimo de 100% y coeficiente estructural a2 de 0.14/pulg.; valor que se determina en la imagen mostrada más adelante denominada “Variación de Coeficiente a2 con diferentes parámetros de resistencia de la base granular”.

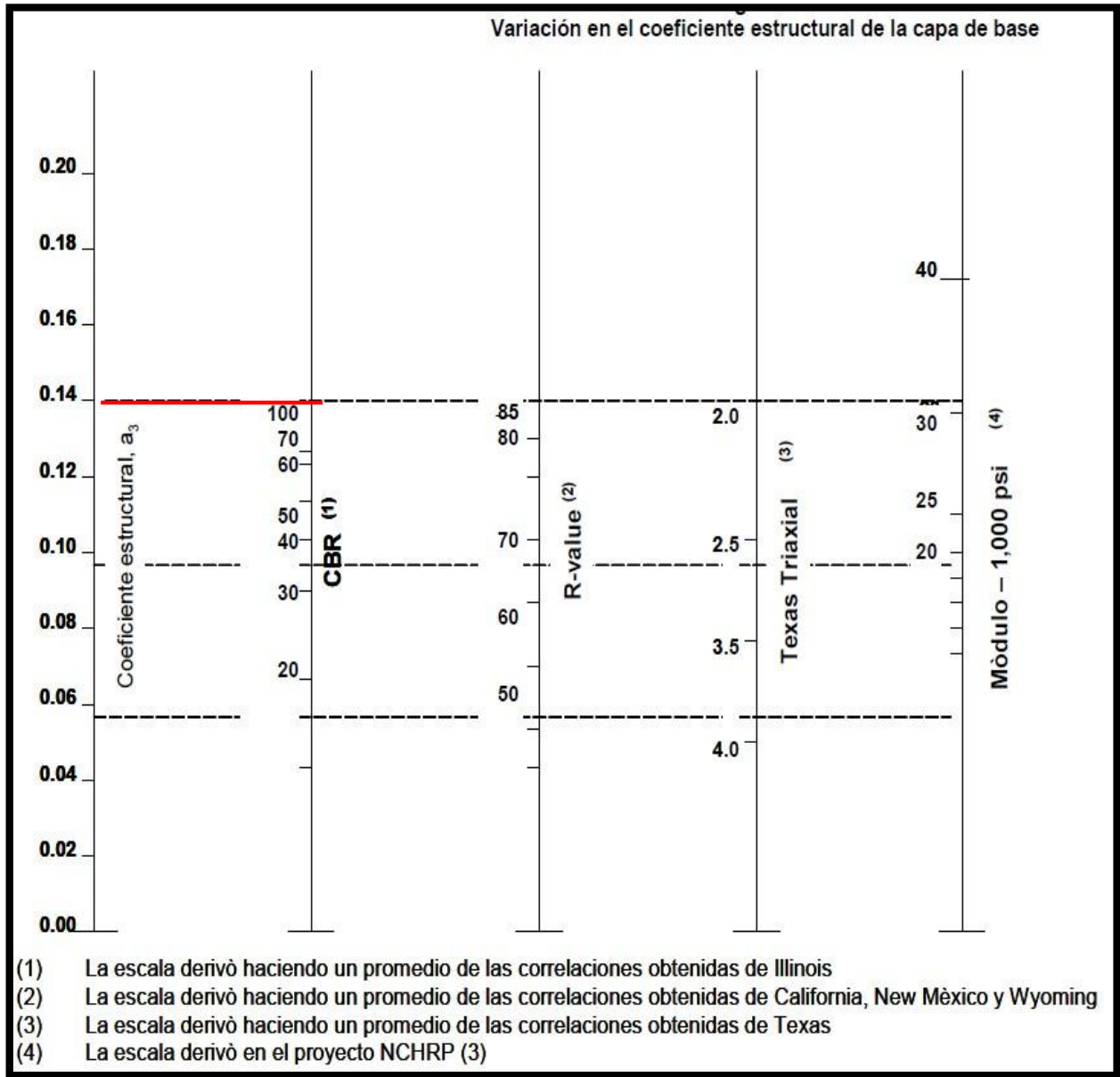
- Tercera Capa: Corresponde a una Subbase Granular, con un CBR mínimo de 11% y coeficiente estructural a_3 de 0.08/pulg.; valor que se estima en la imagen que se muestra más adelante denominada “Variación de Coeficiente a_3 con diferentes parámetros de resistencia de la subbase”.

COMPONENTE DEL PAVIMENTO	COEFICIENTE	VALOR COEFICIENTE ESTRUCTURAL a_i (cm)	OBSERVACIÓN
CAPA SUPERFICIAL			
Carpeta Asfáltica en Caliente, módulo 2,965 MPa (430,000 PSI) a 20°C (68°F)	a_1	0.170 / cm	Capa Superficial recomendada para todos los tipos de Tráfico
Carpeta Asfáltica en Frío, mezcla asfáltica con emulsión.	a_1	0.125 / cm	Capa Superficial recomendada para Tráfico $\leq 1'000,000$ EE
Micropavimento 25mm	a_1	0.130 / cm	Capa Superficial recomendada para Tráfico $\leq 1'000,000$ EE
Tratamiento Superficial Bicapa.	a_1	0.250 (*)	Capa Superficial recomendada para Tráfico $\leq 500,000$ EE. No Aplica en tramos con pendiente mayor a 8%; y, en vías con curvas pronunciadas, curvas de volteo, curvas y contracurvas, y en tramos que obliguen al frenado de vehículos
Lechada asfáltica (slurry seal) de 12mm.	a_1	0.150 (*)	Capa Superficial recomendada para Tráfico $\leq 500,000$ EE No Aplica en tramos con pendiente mayor a 8% y en tramos que obliguen al frenado de vehículos
(*) Valor Global (no se considera el espesor)			
BASE			
Base Granular CBR 80%, compactada al 100% de la MDS	a_2	0.052 / cm	Capa de Base recomendada para Tráfico $\leq 5'000,000$ EE
Base Granular CBR 100%, compactada al 100% de la MDS	a_2	0.054 / cm	Capa de Base recomendada para Tráfico $> 5'000,000$ EE
Base Granular Tratada con Asfalto (Estabilidad Marshall = 1500 lb)	a_{2a}	0.115 / cm	Capa de Base recomendada para todos los tipos de Tráfico
Base Granular Tratada con Cemento (resistencia a la compresión 7 días = 35 kg/cm ²)	a_{2b}	0.070 cm	Capa de Base recomendada para todos los tipos de Tráfico
Base Granular Tratada con Cal (resistencia a la compresión 7 días = 12 kg/cm ²)	a_{2c}	0.080 cm	Capa de Base recomendada para todos los tipos de Tráfico
SUBBASE			
Sub Base Granular CBR 40%, compactada al 100% de la MDS	a_3	0.047 / cm	Capa de Sub Base recomendada para Tráfico $\leq 15'000,000$ EE
Sub Base Granular CBR 60%, compactada al 100% de la MDS	a_3	0.050 / cm	Capa de Sub Base recomendada para Tráfico $> 15'000,000$ EE

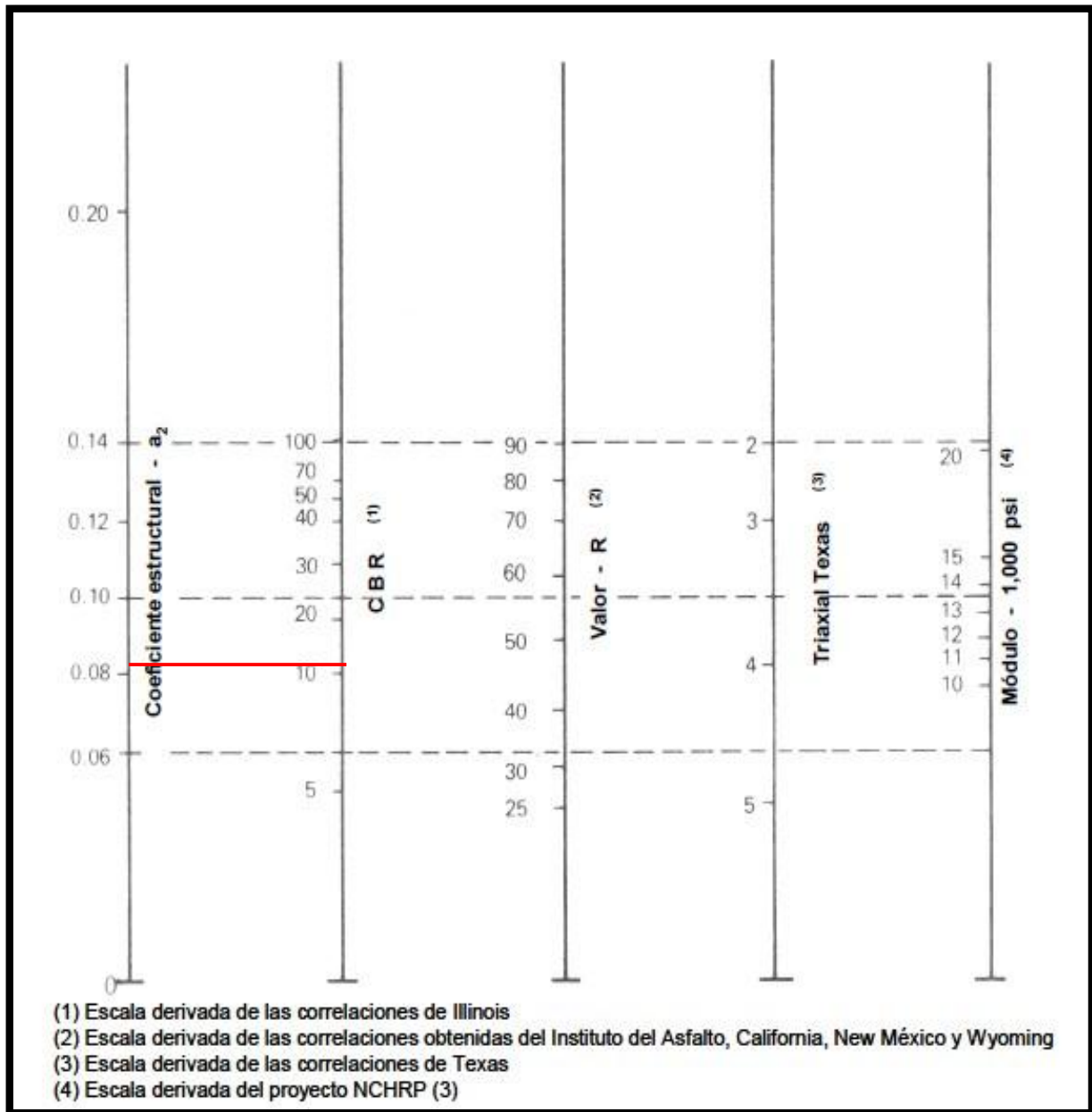
Valores de coeficientes en “cm”. Fuente. Guía de Diseño de Estructuras de pavimentos AASHTO (1993).



Coeficiente de Aporte Estructural de Mezcla Asfáltica en Caliente. Fuente. Guía de Diseño de Estructuras de pavimentos AASHTO (1993).



Coefficiente de Aporte Estructural de Base Granular. Fuente. Guía de Diseño de Estructuras de pavimentos AASHTO (1993).

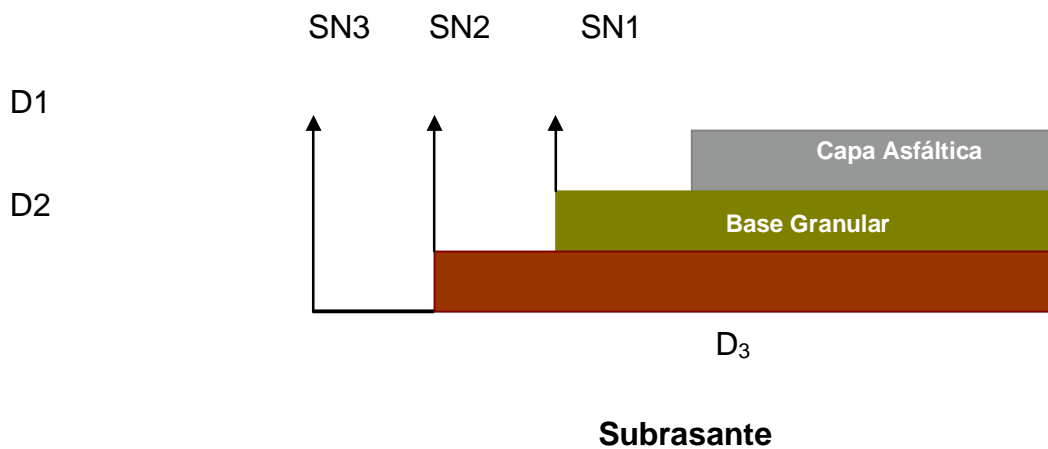


Coeficiente de Aporte Estructural de la capa subbase. **Fuente:** Guía de Diseño de Estructuras de pavimentos AASHTO (1993)

Diseño Sistema Multicapa

Este paso consiste en definir las diferentes capas de la estructura del pavimento, las que de acuerdo a sus características estructurales satisfagan el Número Estructural calculado. La estructuración no tiene una solución única, en la elección de las capas se deben considerar los materiales disponibles y su costo. Para la determinación del Número Estructural del pavimento, se empleó la siguiente ecuación:

Esquema de Número Estructural



$$SN = a_1 D_1 + a_2 D_2 m_2 + a_3 D_3 m_3$$

Con la ecuación anterior se obtiene diferentes grupos de espesores de capas de pavimento que combinados proporcionan la capacidad de carga requerida (SN), capaz de soportar el tránsito previsto durante el Período de Diseño. Así, se obtienen los siguientes espesores de Carpeta Asfáltica, Base Granular D2 y Subbase D3, respectivamente:

Para calcular el número estructural (SN) se empleó los siguientes datos:

Período de Diseño		10 años
Número de ejes equivalentes		3.18E+06
Módulo Resiliente (psi)		17280
Nivel de Confianza		85%
Factor de confiabilidad		-1.037
Desviación estándar (So)		0.49
Serviciabilidad Inicial		4.30
Serviciabilidad Final		2.50
ΔÍndice de Serviciabilidad		1.8
Número estructural Requerido	SN	2.96

Resumen de parámetros de diseño. Fuente: Elaboración Propia.

Se adjuntan seguidamente las corridas para el cálculo del Número Estructural y la estructuración correspondiente.

Cálculo del Número Estructural – Periodo de 20 años

Ecuación AASHTO 93

Tipo de Pavimento
 Pavimento flexible Pavimento rígido

Confiabilidad (R) y Desviación estándar (So)
 85 % $Z_r = -1.037$ So = 0.49

Serviciabilidad inicial y final
 PSI inicial = 4.30 PSI final = 2.50

Módulo resiliente de la subrasante
 Mr = 16500 psi

Información adicional para pavimentos rígidos

Módulo de elasticidad del concreto - E_c (psi) Coeficiente de transmisión de carga - (J)

Módulo de rotura del concreto - S_c (psi) Coeficiente de drenaje - (Cd)

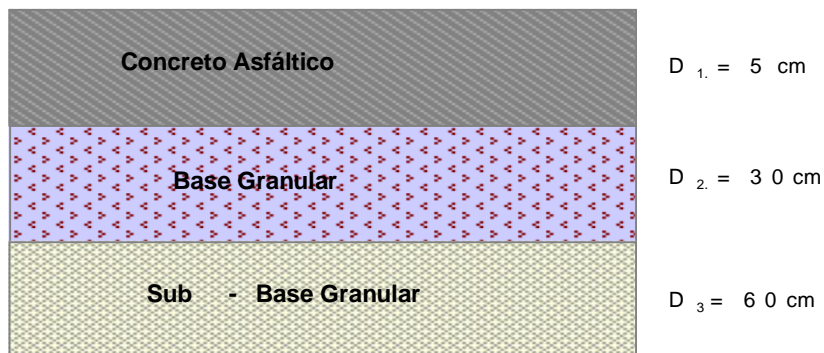
Tipo de Análisis
 Calcular SN **W18 = 3.18e6**
 Calcular W18

Número Estructural
SN = 3.01

Calcular Salir

Fuente: Programa ecuación AASTHO93

Estructuración - Diseño Para 20 Años



Fuente: Elaboración propia.

DISEÑO DEL PAVIMENTO METODO AASHTO 1993

PROYECTO : **PAVIMENTO FLEXIBLE TPP**

FECHA : **Julio 2013**

1. REQUISITOS DEL DISEÑO

a. PERIODO DE DISEÑO (Años)	20
b. NUMERO DE EJES EQUIVALENTES TOTAL (W18)	3.18E+06
c. SERVICIABILIDAD INICIAL (pi)	4.3
d. SERVICIABILIDAD FINAL (pf)	2.5
e. FACTOR DE CONFIABILIDAD (R)	85%
STANDARD NORMAL DEVIATE (Zr)	-1.036
OVERALL STANDARD DEVIATION (So)	0.49

2. PROPIEDADES DE MATERIALES

a. MODULO DE RESILIENCIA DE LA BASE GRANULAR (KIP/IN2)	150.00
b. MODULO DE RESILIENCIA DE LA SUB-BASE	120.00
c. MODULO DE RESILIENCIA DE LA SUBRASANTE (Mr, ksi)	16.50

3. CALCULO DEL NUMERO ESTRUCTURAL **(Variar SN Requerido hasta que N18 Nominal = N18 Calculo)**

SN Requerido	G_t	N18 NOMINAL	N18 CALCULO
3.01	-0.17609	6.50	6.51

3. ESTRUCTURACION DEL PAVIMENTO

a. COEFICIENTES ESTRUCTURALES DE CAPA	
Concreto Asfáltico (a1)	0.42
Base granular (a2)	0.14
Subbase (a3)	0.08
b. COEFICIENTES DE DRENAJE DE CAPA	
Base granular (m2)	1.00
Subbase (m3)	1.00

ALTERNATIVA	SNreq	SNresul	D1(cm)	D2(cm)	D3(cm)
1	3.01	4.37	5	30	60
2	3.01	3.01	2.5	30	30

Comentarios:

(*) HOJA DE CALCULO DESARROLLADA POR EL DR. CARLOS M. CHANG

Imagen 34. Calculo programa ecuación AASTHO93

Fuente: Propia.

4.7. EVALUACIÓN DEL ESTADO ACTUAL DE LOS PAVIMENTOS DE LA PLANTA EN FUNCIONAMIENTO DE TPP

El propósito de la inspección de pavimentos es determinar el porcentaje de área afectada en la vía, estableciendo el tipo de daños que se presentan, su extensión y severidad, factores que ayudan a interpretar las posibles causas del deterioro y así establecer las alternativas de reparación más adecuadas para contrarrestar los factores que generan estos daños. Para ilustrar mejor lo anterior, se muestra un Diseño real propuesto y ejecutado por la Planta en funcionamiento de contenedores de la empresa TPP.

La empresa TPP, en **Julio de 2000**, propuso un dimensionamiento de subbase y base, para varias zonas de la planta de contenedores. El diseño y los parámetros tenidos en cuenta se describen a continuación:

Después de desarrollar el estudio de suelos en varias zonas del puerto se encontraron suelos buenos donde el CBR, varía entre 6 y 12.5 %. En cuanto a la evaluación de tráfico se realiza de la siguiente manera:

Trafico:

TPD camiones = 150

3 stacker (70 Ton): 1.5%

3 top loader (40 Ton): 1.5%

Camiones de Carga General (5.3 ton -20 ton): 97%

El dimensionamiento de antaño propuso un espesor de losa de 270 mm, pero debido a que las Grúas para manejo de contenedores poseen cargas altas, se recomienda utilizar una losa de concreto de 30 mm.

Observando el procedimiento y los resultados obtenidos de antaño que contrato TPP, se concluye que a los pavimentos existentes les falta capacidad estructural, lo cual puede deberse a la no consideración y proyección de la totalidad de las cargas existentes y a la inexactitud de estos métodos en este tipo de estructuras. Los efectos pueden evidenciarse en el estado de daño en el que se encuentra.

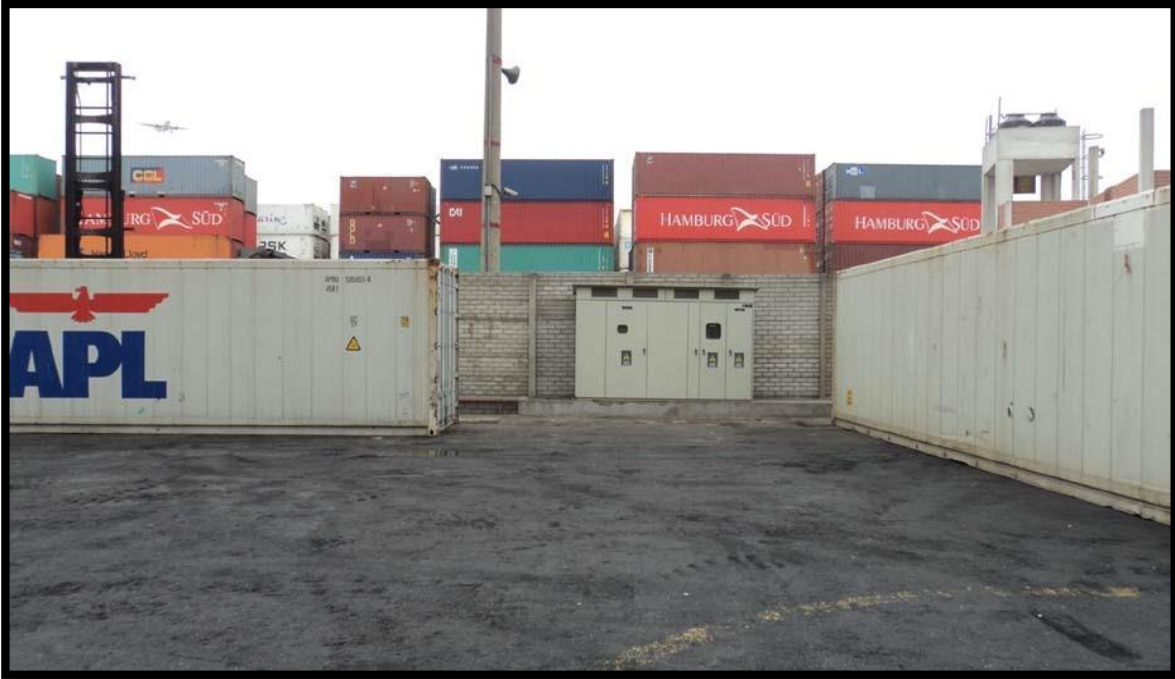
El dimensionamiento fue propuesto en mayo del 2001 con un periodo de diseño de 20 años.

En mayo del 2015, es decir 15 años después de la construcción del diseño anterior, se realiza la evaluación del estado del pavimento en las diferentes zonas de la planta utilizando la metodología y procedimientos propuestos por el Instituto Nacional de Vías (INVIAS), obteniendo el siguiente diagnóstico.

A continuación, se muestran algunas de las fallas encontradas por áreas:

4.7.1. Evaluación en zona de mantenimiento de contenedores

Zona donde transitan los equipos más pesados y es zona de contenedores



Grieta en bloque. Fuente: Propia.



Grieta en bloque. Fuente: Propia.

Grietas en bloque o fracturación múltiple:

Descripción:

Son la unión de grietas longitudinales y transversales formando bloques a lo largo de la placa. Aunque se presenta en todos los tipos de pavimentos rígidos, es más frecuente que se presente en pavimentos de concreto simple o concreto reforzado

Causa:

Se debe principalmente a contracción, debida a ciclos diarios de temperatura, también por las repeticiones continuas de carga (fatiga del pavimento) y ocurren sobre una gran área del pavimento y es posible encontrarlas en áreas sin tráfico. La severidad de la grieta es Alta.



Fracturación en bloque. Fuente: Propia.

Grietas en apoyo de contenedores:

zona vulnerable a la aparición de grietas derivadas de la geometría irregular de la zona adyacente al pozo que no permite una buena distribución de esfuerzos (de acuerdo con las reglas para la modulación de losas, estas deben ser lo más regulares posibles, cuando hay formas irregulares, las placas se deben reforzar). El nivel de severidad es alto debido a que las aberturas son mayores a 10 mm y se presenta escalonamiento mayor a 6 mm.

Causa:

La causa principal es la variación de la geometría y de los esfuerzos debido a la presencia de alcantarillas o sumideros que son necesarios en las vías.



Grieta en bloque. Fuente: Propia.

Losas Destrozadas:

Descripción:

Son grietas que rompen la losa en cuatro o más pedazos. Cuando alcanzan máxima severidad se considera la losa destrozada.

Causa:

Son causadas por efecto de sobrecargas superiores a las admisibles o un inadecuado soporte.



Desintegración de losa. Fuente: Propia.

Desintegración:

Descripción:

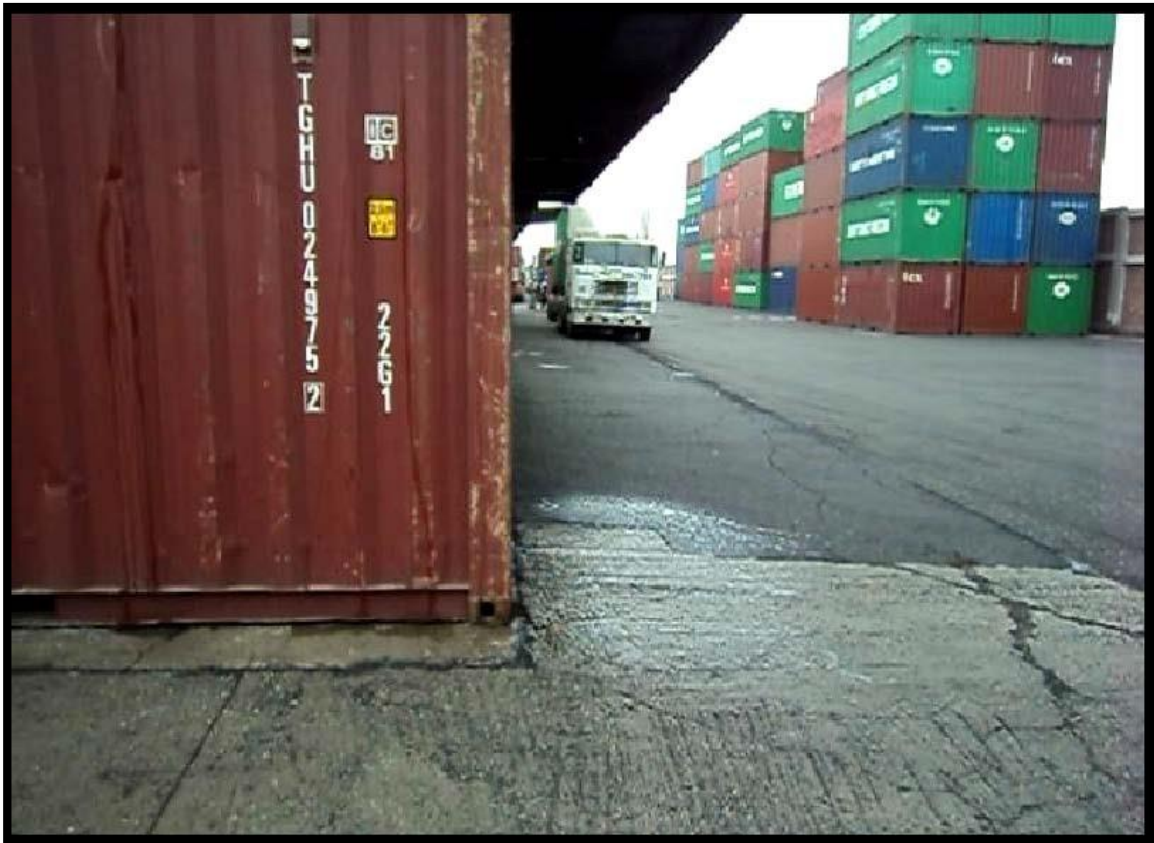
Consiste en la pérdida constante de agregado grueso en la superficie, debido a la progresiva desintegración de la superficie por pérdida del material fino desprendido de matriz arena-cemento del concreto, provocando una superficie con pequeñas cavidades.

Causa:

La causa más probable es el efecto abrasivo del tránsito y el exceso de carga sobre el pavimento sobre concretos de calidad pobre o de mucho tiempo de servicio, como también se pudo tener deficiencias en el proceso constructivo. Es de severidad alta debido a que se extiende sobre la superficie dando una sensación rugosa, formando pequeños baches en la superficie.

4.7.2. Evaluación en Zona de carga y descarga de containers

Zona donde transitan la mayoría de camiones C-6 con un TPD alto.



Grietas transversales. Fuente: Propia.



Grietas de Esquina. Fuente: Propia.

Grietas

Descripción:

Se presenta generalmente al interceptar la junta longitudinal y la transversal, este tipo de daño se presenta en losas de concreto simple y reforzado.

Causa:

Las posibles causas pueden ser sobrecarga en las esquinas, deficiente transmisión de cargas en las losas adyacentes, asentamiento de la base y/o la subrasante. La severidad es Alta debido a que la abertura es mayor a 10 mm.

Grietas Longitudinales y Transversales:

Descripción:

Dividen la losa en dos o tres piezas. Normalmente las grietas de bajo nivel son estables y no originan un deterioro estructural importante. Las grietas de nivel medio y máximo son de fatiga del material y se consideran como potenciales generadores de daño estructural importante.

Causa:

Este tipo de daño se debe a la combinación de cargas repetidas y contracción o retracción del hormigón.

Las grietas longitudinales con causadas por la erosión de la base del hormigón (por deficiencia en las juntas longitudinales) y a subbases expansivas.

Las grietas transversales son provocadas por: Sobrecargas, repetidas, falla debida a fundaciones blandas, ciclos de hielo-deshielo, falta de juntas o juntas mal ejecutadas.

4.7.3. Evaluación en Zona de oficinas

La intensidad de la carga es menor a las anteriores zonas.



Desportillamiento de Juntas. Fuente: Propia.

Desportillamiento de Juntas

Descripción:

Es la desintegración de las aristas de una junta (longitudinal, transversal), con pérdida de trozos, que pueden afectar hasta 0.15 m a lado y lado de la junta.

Este tipo de deterioro se presenta en todos los tipos de pavimento.

Causa:

Las posibles causas son el debilitamiento del borde de la junta debido a procesos constructivos, presencia de material incomprensible en la junta el cual al expandirse genera concentración de esfuerzos y la posterior falla ante el paso de los vehículos, aplicación de cargas antes de conseguir la resistencia mínima recomendada del concreto.

La severidad es Alta debido a que las fracturas se extienden a lo largo en más de 80 mm, las piezas o trozos tienen una profundidad de más de 25mm.

Deterioro del Sello

Descripción:

Desprendimiento o rompimiento del sello de las juntas longitudinales o transversales, que permite la entrada de materiales incompresibles e infiltración de agua superficial.

Causas:

Las posibles causas pueden ser la pérdida de la adherencia entre el sello y la placa, exceso de material de sello, crecimiento de vegetación debido a la humedad en el sello. El nivel de severidad es Alto debido a que el 25% de la longitud tiene deficiencia en el sellado, el cambio y resellado debería ser inmediato. También se observan grietas de esquina, grietas longitudinales y transversales, que en fotos anteriores fueron detalladamente explicadas.

CONCLUSIONES

- Según lo estudiado en el tema de materiales y capas estructurales, procedemos a establecer que el tipo de pavimento más indicado a usarse en esta clase de proyectos es el pavimento rígido. Esta elección fue motivada por las condiciones de carga, así como también la temperatura y por supuesto, la velocidad de operación, presentes en el proyecto.
- Es de suma importancia recalcar que se ha planteado llevar a cabo la construcción del pavimento rígido empleando dowells, en aquellos lugares donde el espesor de losa puede variar, según la zona del terminal marítimo en el que se encuentre. Lo cual a su vez se realizará según las solicitudes y las especificaciones que se requieran o se indiquen.
- Si bien es cierto se puede decir que los métodos de dimensionamiento son confiables, éstos poseen una carencia de exactitud, por ello es indispensable llevar a cabo una evaluación de este tipo de proyectos haciendo uso de distintas alternativas que nos conlleven a tomar la decisión correcta.

RECOMENDACIONES

- En estas áreas aledañas al mar del Callao el suelo se caracteriza por poseer un CBR bajo, además existe la presencia de napa freática a un nivel alto. Por todo ello se sugiere que se genere un tipo de estabilización que sea económica y de carácter confiable, tomando en consideración que sea al alcance del proyecto para que se pueda proceder a su disponibilidad inmediata.
- El análisis de la estructura también resulta necesario y también, por supuesto, definir las zonas para que se encuentren bien delimitadas, debido a que todo ello nos permitirá llevar a cabo un proyecto muy eficaz y rentable a nivel de diseño. Esta característica se conseguirá tanto en la zona operativa como también en el mantenimiento del proyecto.
- Es importancia también mencionar que sería factible verificar los análisis de diseño del pavimento realizados considerando otro tipo de normativa. Esto se realizaría con la finalidad de comparar y poder tomar las decisiones que sean más correctas.

BIBLIOGRAFÍA

AASHTO (1993). *Guide for Design of Pavement Structures*. Washington DC., USA: First Edition.

AASHTO (2000). *Standard Specifications for Transportation Materials and Methods of Sampling and Testing*. Washington DC., USA: First Edition.

DMRB (2006). *The Design Manual for Roads and Bridges*. England: Highways Agency of the Department for Transport.

Earth Manual (1968). *United States Department of The Interior, Bureau of Reclamation*. Colorado, USA.

Miranda, M. (2015). *Diseño de pavimentos industriales de uso portuario con estabilización mecánica en el Callao*. (Tesis de Pregrado). Lima, Perú: Universidad Nacional Federico Villarreal.

Norma Técnica de Edificación E.050 (2006). *Suelos y Cimentaciones*. Lima, Perú: Ministerio de Vivienda.

Resolución Directoral N° 18-2014-MTC/14, *Manual de Ensayo de Materiales*, mayo del 2016.

Resolución ministerial N° 03-2013-MTC/14, *Manual de Carreteras “Especificaciones Técnicas Generales Para Construcción” Eg - 2013.*, Lima, Perú, febrero del 2013.

Terzaghi K. y Peck R. (1967). *Soil Mechanics in Engineering Practice*. New York, USA: John Wiley & Sons, Ltd.

Tupia C. y Alva J. (2001). *Evaluación de la Capacidad Soporte del Terreno por Medio de un Equipo de Penetración Dinámica*. Lima, Perú: XI Congreso Ibero – Latinoamericano del Asfalto.

Waschkowski E. (1982). *Dynamic Probing and Site Investigation*. Amsterdam, Países Bajos: Proceedings of the Second European Symposium on Penetration Testing.

Washington State Department of Transportation (2003). *Pavement Guide*. Washington, USA.

ANEXOS

ANEXO 01

RESULTADOS DE ENSAYOS DE LABORATORIO

JORGE DÍAZ COLLANTES - ING. CIVIL

Av. Vicos 1-18, Urb. La Capillana, Sgo. de Surco, Lima 33, Teléfono : 449-5769 / 998-671-004

SOLICITANTE : **INMOBILIARIA LAS LOMAS DE OQUENDO S.A.C.**

OBRA : **Habilitación Urbana y Pavimentación**

UBICACIÓN : **Av. Oquendo s/n, Callao, Lima.**

FECHA : **20 de Diciembre del 2010**

**RESUMEN DE ENSAYOS ESTÁNDAR
DE LABORATORIO**

I - ENSAYOS DE MECÁNICA DE SUELOS :

Calicata:		C-9	C-9	C-9 (M-1) : ML a) Porcentajes para Clasificación : 0.00 % de grava, 15.60 % de arena fina a media, 84.40 % de finos no plásticos. b) Nombre de Grupo: limo con arena c) Condición In Situ: medianamente compacto, ligeramente húmedo, color marrón claro. d) Interpretación Geológica: depósito aluvial
Muestra:		M-1	M-2	
Profundidad, [m]:		0.00 - 1.80	1.80 - 3.00	
Prof. Nivel Freático, [m]:		N.P.	N.P.	
Porcentaje que pasa	3"	76.000	100.00	C-9 (M-2) : GP a) Porcentajes para Clasificación: 57.20 % de grava fina a gruesa, 40.90 % de arena fina a gruesa, 1.90 % de finos no plásticos. b) Nombre de Grupo: grava pobremente graduada con arena y cantos. c) Condición In Situ: compacta, húmeda, color gris, con presencia de cantos redondeados de 0.10 a 0.30 metros en un 30.0 %. d) Interpretación Geológica: depósito aluvial.
	2"	50.800	87.40	
	1 1/2"	38.100	79.10	
	1"	25.400	67.40	
	3/4"	19.050	63.50	
	3/8"	9.525	54.90	
	No 4	4.760	42.80	
	No 10	2.000	36.90	
	No 20	0.840	100.00	28.50
	No 40	0.420	99.30	15.60
	No 60	0.250	98.60	9.80
	No 140	0.105	89.40	7.20
No 200	0.074	84.40	1.90	
Límites de Consistencia, [%]	L. L.	27.5	N.P.	
	L. P.	N.P.	N.P.	
	I. P.	N.P.	N.P.	
	L. C.			
Clasificación (SUCS)		ML	GP	
Clasificación (AASHTO)		A-4 (8)	A1-a (0)	
Contenido de Humedad, [%]				
Gravedad Específica, Gs			2.70	

II - ENSAYOS QUÍMICOS :

Cont. Sales Solubles Totales, [%]	0.700	0.300	Observaciones
Contenido de Ion Sulfato, [%]			
Contenido de Ion Cloruro, [%]			
PH			

Revisado : J.D.C.

Fuente: Inmobiliaria Las Lomas de Oquendo S.A.C.

RESULTADOS DE LABORATORIO

OBRA : Pavimentación de Almacén de Contenedores
UBICACIÓN : Av. Oquendo s/n, Callao, Lima
CLIENTE : **PARQUES OQUENDO S.A.**
MUESTRA : Material Representativo de Subrasante
FECHA : 04.DIC.2009

Análisis granulométrico por tamices, vía húmeda, ASTM-D-422

Muestra	Porcentaje acumulativo que pasa en peso						
	N°4	N°10	N°20	N°40	N°60	N°100	N°200
Subrasante		100.00	99.56	97.33	88.43	72.89	52.02

Muestra enviada a nuestro laboratorio para su procesamiento.

E Y P DE INGENIERIA S.R.L.


CESAR VILCA GHEZ
INGENIERO CIVIL
CIP N° 6214

RESULTADOS DE LABORATORIO

OBRA : Pavimentación de Almacén de Contenedores
UBICACIÓN : Av. Oquendo s/n, Callao, Lima
CLIENTE : **PARQUES OQUENDO S.A.**
MUESTRA : Material Representativo de Subrasante
FECHA : 04.DIC.2009

Proctor Modificado AASHTO-T-180-C M.D.S. gr/cm ³		O.C.H. %	C.B.R. al 95% de MDS ASTM-D-1883 %	Límites de Consistencia %			Clasificación de suelos	
				Límite Líquido ASTM-D-4318	Límite Plástico	Índice de Plasticidad	SUCS ASTM-D-2487	AASHTO ASTM-D-3282
1.818		12.25	14.73	20.04		N.P.	ML	A-4(3)

Muestra enviada a nuestro laboratorio para su procesamiento.

R Y P DE INGENIERIA S.A


CESAR VILCA GHEZZ
 INGENIERO CIVIL
 CIP. N° 6314

MANUEL GONZALES DE LA ROSA 435 ☐ LIMA 17 - PERU ☐ 461-8979 TELEFAX: 461-5253



DE INGENIERIA S.R.L.

LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS, CONCRETO Y PAVIMENTOS

Fuente: E y P de Ingeniería S.R.L.

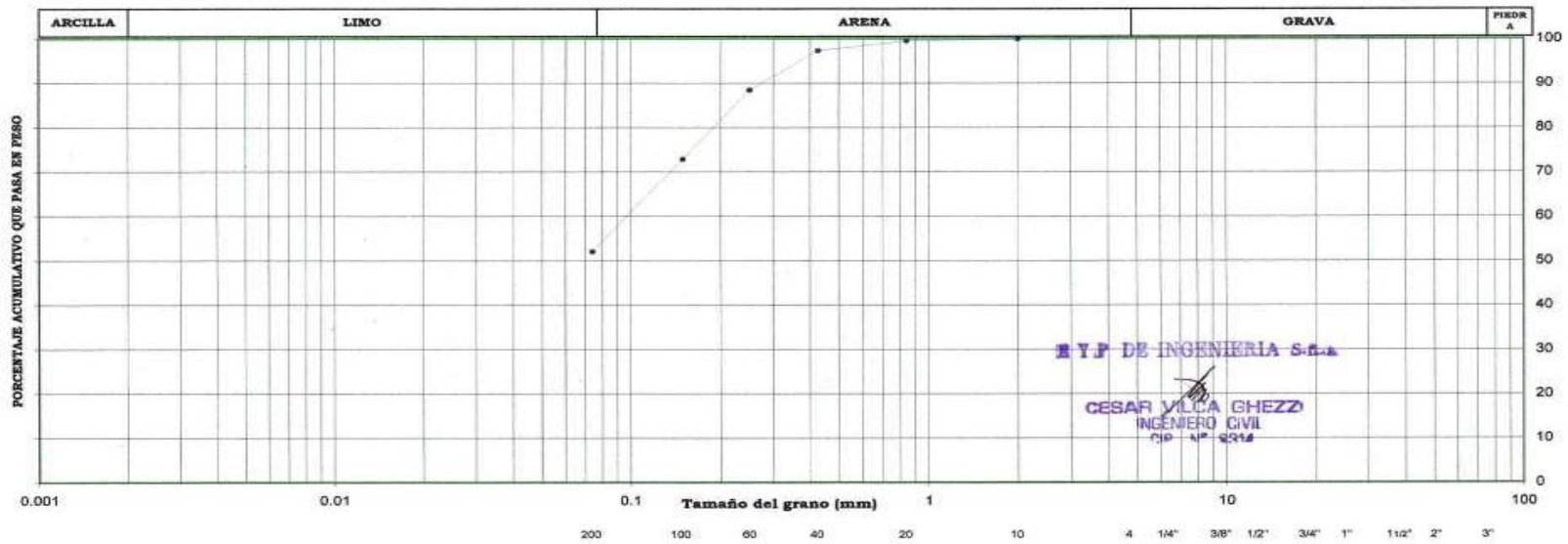


E y P DE INGENIERIA S.R.L.
LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS, CONCRETO Y PAVIMENTOS
MANUEL GONZALES DE LA ROSA 435 □ LIMA 17 - PERU □ ☎ 461 8979 TELEFAX: 461 5253

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO ASTM-D-422

OBRA : Pavimentación de Almacén de Contenedores
UBICACIÓN : Av. Oquendo s/n, Callao, Lima
CLIENTE : PARQUES OQUENDO S.A.
FECHA : 04.DIC.2009

Muestra : Material Representativo de Subrasante
Gráfico : [Símbolos de gráfico]
Límites de Consistencia %
LL: 20.04
LP: []
LC: []
IP: N.P.
Clasificación de suelos
SUCS: ML
AASTHO: A-4(3)



E y P DE INGENIERIA S.R.L.
CESAR VILCA GHEZZI
INGENIERO CIVIL
CIP N° 2316

Fuente: E y P de Ingeniería S.R.L.



DE INGENIERIA S.R.L.
LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS, CONCRETO Y PAVIMENTOS

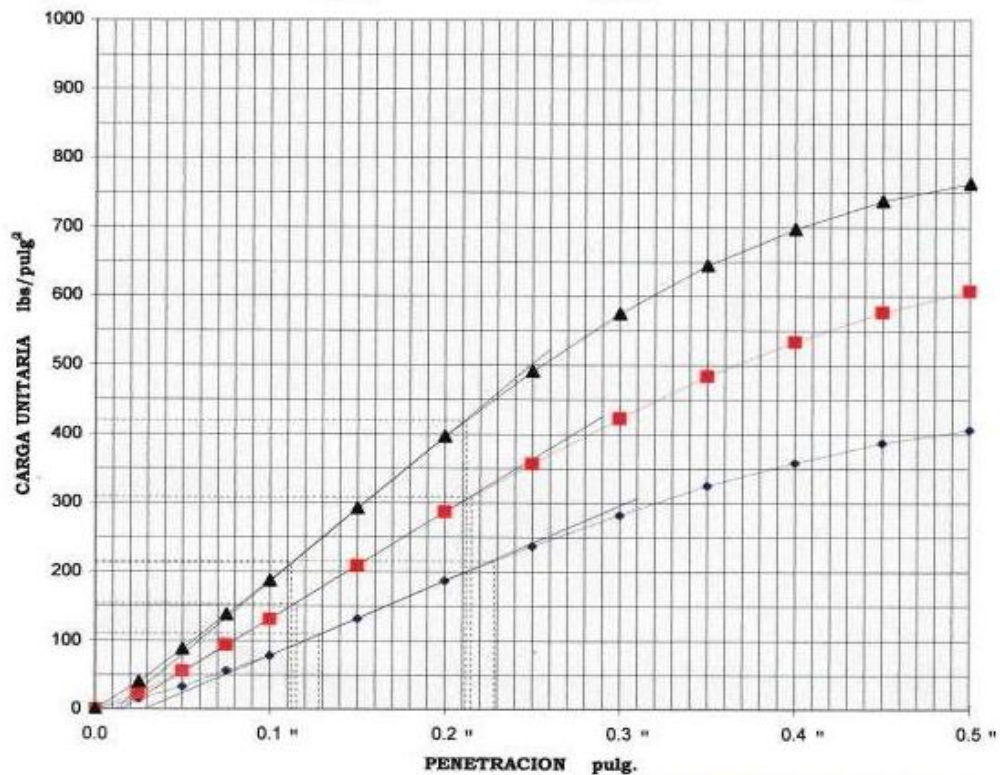
MANUEL GONZALES DE LA ROSA 435 □ LIMA 17 - PERU □ ☎ 461 8979 TELEFAX: 461 5253

OBRA : Pavimentación de Almacén de Contenedores
UBICACIÓN : Av. Oquendo s/n, Callao, Lima
CLIENTE : **PARQUES OQUENDO S.A.**
MUESTRA : Material Representativo de Subrasante
FECHA : 04.DIC.2009

ENSAYO C.B.R. ASTM-D-1883

CURVAS CARGAS-PENETRACION CURVAS CORREGIDAS

Numero Golpes	C.B.R. 0.1" Penetración	C.B.R. 0.2" Penetración	Expansión %
12	11.00	14.33	0
25	15.40	20.53	0
56	21.30	28.00	0



Fuente: E y P de Ingeniería S.R.L.

ANEXO 02

PANEL FOTOGRAFÍCO



Vista Mostrando el Sondaje (S-9) Realizado con Equipo de Penetración Dinámico (Cono de Peck).
Fuente: Propia.



Vista Exterior de la Calicata (C-9), Se Puede Apreciar el Material Excavado Constituido por Limo con Arena (ML) y Grava Pobrementemente Graduada con Arena y Cantos (GP). Fuente: Propia.



Vista Mostrando el Sondaje (S-7) Realizado con Equipo de Penetración Dinámico (Cono de Peck). Fuente: Propia.



Vista Interior de la Calicata (C-8), Se Puede Apreciar en las Paredes y Fondo de la Excavación el Subsuelo Constituido por Limo con Arena (ML) y Grava Pobremente Graduada con Arena y Cantos (GP), Respectivamente. Fuente: Propia.