



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
PROGRAMA DE MAESTRÍA Y DOCTORADO EN INGENIERÍA
INGENIERÍA CIVIL – GEOTECNIA

PRUEBAS DE PLACA EN TRAMOS EXPERIMENTALES SOBRE SUELOS BLANDOS
DEL EX LAGO DE TEXCOCO

TESIS
QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE:
MAESTRO EN INGENIERÍA

PRESENTA:
FERMÍN DAMIÁN LÓPEZ GÓMEZ

TUTOR PRINCIPAL
DR. MANUEL J. MENDOZA LÓPEZ
INSTITUTO DE INGENIERÍA
CIUDAD DE MÉXICO, AGOSTO DE 2018.



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.

JURADO ASIGNADO:

Presidente: M.I. Deméneghi Colina Agustín
Secretario: Dr. Rivera Constantino Rigoberto
Vocal: Dr. Mendoza López Manuel Jesús
1^{er}. Suplente: Dra. Ossa López Alexandra
2^{do}. Suplente: Dr. Botero Jaramillo Eduardo

Lugar donde se realizó la tesis: INSTITUTO DE INGENIERÍA, UNAM.

TUTOR DE TESIS:

DR. MANUEL J. MENDOZA LÓPEZ:

FIRMA

CONTENIDO

	Página
RESUMEN	1
CAPÍTULO 1 INTRODUCCIÓN	3
1.1 ANTECEDENTES	3
1.2 JUSTIFICACIÓN.....	4
1.3 OBJETIVOS	5
1.4 ALCANCES	6
CAPÍTULO 2 MARCO TEÓRICO	7
2.1 SOBRE EL MÓDULO DE REACCIÓN O COEFICIENTE DE BALASTO	7
2.1.1 <i>MODELO DE WINKLER (RESORTES CON RESPUESTA LINEAL)</i>	7
2.1.2 <i>DEFINICIÓN DEL MÓDULO k_s Y SU OBTENCIÓN</i>	8
2.1.3 <i>CORRELACIONES PARA OBTENER EL MÓDULO k_s</i>	13
2.2 MÉTODOS ANALÍTICOS PARA EL CÁLCULO DE ESFUERZOS EN SISTEMAS ELÁSTICOS ESTRATIFICADOS	19
2.2.1 <i>ASPECTOS GENERALES</i>	19
2.2.2 <i>SOLUCIÓN DE BURMISTER (1943)</i>	23
2.2.3 <i>SOLUCIONES PARA SISTEMAS CON TRES CAPAS</i>	26
2.2.4 <i>SOLUCIONES PARA SISTEMAS MULTICAPAS</i>	28
CAPÍTULO 3 PRUEBAS DE PLACA EN TRAMOS EXPERIMENTALES SOBRE SUELOS BLANDOS DEL EX LAGO DE TEXCOCO.	32
3.1 OBJETIVO DE LAS PRUEBAS DE PLACA EN LOS TRAMOS DE PRUEBA	32
3.2 UBICACIÓN DE LA ZONA DE ESTUDIO	33
3.3 DESCRIPCIÓN GENERAL DE LA ESTRUCTURA DEL PAVIMENTO FLEXIBLE	34
3.4 LAS DIFERENTES SOLUCIONES DE LA CIMENTACIÓN PUESTOS A PRUEBA	36
3.4.1 <i>Terraplén sin tratamiento (de Referencia)</i>	36
3.4.2 <i>Tramo con sección compensada</i>	37
3.4.3 <i>Terraplén con inclusiones rígidas</i>	38
3.4.4 <i>Terraplén piloteado</i>	39
3.4.5 <i>Losa con celdas estructuradas</i>	42
3.4.6 <i>Terraplén con drenes verticales y precarga</i>	43
3.5 UBICACIÓN DE LOS PUNTOS DE ENSAYE.....	47
3.6 CONSIDERACIONES SOBRE LA PRESIÓN Y DIMENSIONES DE LA PLACA DE ENSAYE.....	48
3.6.1 <i>Obtención de la carga máxima</i>	48
3.6.2 <i>Obtención del área de la huella de una llanta del avión de diseño y su diámetro equivalente</i>	51
3.7 SISTEMA DE REACCIÓN UTILIZADO	56
3.7.1 <i>Descripción general</i>	56
3.7.2 <i>Actividades realizadas para contar con el sistema de reacción</i>	57
3.8 EQUIPO UTILIZADO PARA LA EJECUCIÓN DE LAS PRUEBAS DE PLACA.....	61
3.8.1 <i>Descripción</i>	61
3.8.2 <i>Calibración y verificación de los equipos y sensores de medición</i>	64
3.9 PROCEDIMIENTOS DE MONTAJE Y EJECUCIÓN DE LAS PRUEBAS	68

CAPÍTULO 4	RESULTADOS DE LAS PRUEBAS DE PLACA	72
4.1	SOBRE LA CONFIABILIDAD DE LAS MEDICIONES	72
4.2	CURVAS ESFUERZO-DEFORMACIÓN POR CADA SISTEMA DE SOLUCIÓN	75
4.3	CURVAS ESFUERZO-DEFORMACIÓN POR TAMAÑO DE PLACA DE CARGA	82
4.4	PRESIONES MEDIDAS EN LA INTERFAZ TERRAPLÉN-SUELO NATURAL.	85
4.5	OBTENCIÓN DEL MÓDULO DE REACCIÓN MEDIO DEL CONJUNTO PAVIMENTO-TERRAPLÉN-SUELO NATURAL.	99
CAPÍTULO 5	MODELADO NUMÉRICO MEDIANTE EL MÉTODO DEL ELEMENTO FINITO.....	102
5.1	MODELADO DEL TERRAPLÉN DE REFERENCIA Y LA SECCIÓN COMPENSADA.	103
5.2	MODELADO DEL TERRAPLÉN PILOTEADO	112
CAPÍTULO 6	COMPARACIÓN DE LAS PRESIONES VERTICALES MEDIDAS CON LAS TEÓRICAS	129
CAPÍTULO 7	CONCLUSIONES.....	136
REFERENCIAS	140
ANEXOS	147

RESUMEN

La construcción de obras de infraestructura tales como caminos y aeropistas sobre suelos arcillosos blandos exige una intervención geotécnica rigurosa, debido a las propiedades mecánicas poco propicias del subsuelo de soporte. En efecto, la alta compresibilidad y baja resistencia al esfuerzo cortante de estos suelos, determinan que la construcción de estas obras represente un reto ingenieril. Más todavía cuando, como el del sitio del ex Lago de Texcoco, ocurre asentamiento regional (Mendoza *et. al.*, 2018)

Por lo anterior y para aportar elementos de información de diversas técnicas del mejoramiento del terreno orientadas a la construcción de las pistas, calles de rodaje y plataformas del Nuevo Aeropuerto Internacional de México (NAIM), llevó a la conveniencia de construir tramos de prueba en la zona donde se desarrollaría el proyecto del NAIM; la construcción de éstos se inició en septiembre de 2014. Tales tramos incluyeron tres terraplenes de prueba, uno con inclusiones rígidas, otro con pilotes de fricción y otro de referencia sin tratamiento previo alguno; también se consideraron una plataforma compensada y una losa con celdas estructurales; Finalmente, completaron el experimento dos terraplenes con drenes verticales alojados en la Formación Arcillosa Superior (FAS), uno con drenes de arena y el otro con drenes prefabricados. En los cuatro primeros tramos antes citados se construyó la misma estructura del pavimento tipo flexible.

Estos tramos de prueba mediante su instrumentación geotécnica generarían la información necesaria para conocer y comparar las técnicas descritas anteriormente y, además; permitirían sustentar decisiones técnicas sólidas al seleccionar la o las técnicas a las que se deba recurrir para cimentar una obra de tal magnitud en suelos arcillosos blandos. Así pues, los tramos de prueba tuvieron como objetivo conocer, midiendo, la evolución de los asentamientos a largo plazo, y fue una situación propicia para tomar nota de la practicidad, tiempos y costos, y dificultades de construcción de cada solución potencial.

Los asentamientos en general que sufren las diversas soluciones descritas ocurren en gran medida a largo plazo, sin embargo, también se requirió conocer las respuestas o deformaciones inmediatas de los materiales que constituyen el pavimento y de las estructuras que la subyacen, tomando en cuenta que el objetivo principal de los tramos de prueba es el análisis y estudio de la cimentación de obras aeroportuarias, por lo tanto, tales respuestas se asociaron a las cargas que imponen las aeronaves. Así cobró particular importancia la de llevar a cabo ensayos que simulen la interacción de las aeronaves sobre la superficie del pavimento, esto es, midiendo la respuesta rápida, incluso dinámica, de la relación presión y el asentamiento. Tales ensayos consistieron en las pruebas de placa y las de deflectometría de impacto, técnicas muy usadas para la evaluación de las capas de un pavimento y que se describen en las diferentes normas internacionales de pavimentos.

Para evaluar la deformabilidad del conjunto pavimento-terraplén o sistema estructura-suelo de apoyo ante cargas estáticas generadas por aeronaves, se llevaron a cabo una serie de pruebas de placa en los primeros 5 tramos de prueba descritos en el párrafo anterior, en los

dos terraplenes con drenes verticales se omitieron los ensayos por no contar con una estructura de pavimento. Las pruebas de placa consistieron en medir el desplazamiento vertical que sufre la superficie del pavimento ante la acción vertical de una placa rígida de acero, monotónicamente cargada hasta esfuerzos que reprodujeron, en este caso, los que ejerce la llanta con mayor presión de un tren de aterrizaje del avión de diseño.

En este trabajo se exponen y discuten los resultados obtenidos de las pruebas de placa, tales como las curvas esfuerzo-deformación y los módulos de reacción medios (k_s) de los sistemas ensayados, mismos que se obtuvieron conociendo las presiones ejercidas por la placa y las deflexiones ocurridas en la superficie del pavimento. Durante los ensayos se midieron las presiones con celdas de presión instaladas debajo del cuerpo del terraplén justamente en la interfaz terraplén-suelo natural. Estas mediciones se comparan con resultados de soluciones analíticas sobre sistemas elásticos multicapas, tales como los métodos descritos por Fröhlich (1942), Burmister (1943) y Odemark (1949).

Como segunda etapa, se justifican con modelos numéricos las respuestas medidas en tres tramos de pruebas (Sección compensada, terraplenes de referencia y piloteado). Para ello, se llevaron a cabo análisis paramétricos con modelos 2D y 3D utilizando el código Plaxis 2016, cuya solución numérica es el método de los elementos finitos.

Para la calibración de los modelos se consideraron como variables de interés los módulos de rigidez de las capas del pavimento y del material del terraplén conformado por escoria volcánica conocida como tezontle. Esta consideración se debe a que en estos estratos se observó la mayor influencia y respuesta asociadas a las pruebas de placa. Con los parámetros obtenidos de estos análisis se pudieron conocer por los diferentes métodos mencionados las presiones verticales sobre el suelo natural y finalmente, éstas se compararon con las medidas por las celdas de presión.

CAPÍTULO 1 INTRODUCCIÓN

1.1 ANTECEDENTES

El suelo arcilloso del ex Lago de Texcoco, por exploraciones previas y experiencias muy notables se caracteriza por ser un suelo muy compresible y con baja resistencia al esfuerzo cortante, a estas propiedades mecánicas pocas propicias se suman los efectos del asentamiento regional y del muy activo ambiente sísmico que prevalece en la región (Marsal y Mazari, 1969). Estas son las razones principales por la que cualquier obra ingenieril que se decida construir sobre este suelo, se tomen las precauciones necesarias en la toma de decisiones por lo que respecta al tipo de cimentación a elegir.

Por otro lado, para dar solución a las problemáticas del transporte aéreo en el centro del país, el gobierno federal llevó a cabo la construcción del Nuevo Aeropuerto Internacional de México (NAIM). El terreno donde se llevaría a cabo esta magna obra fue precisamente el ex Lago de Texcoco. Este terreno de propiedad federal, fue el lugar propicio para la construcción de dicho aeropuerto, ya que además de cubrir una gran extensión de área también presentaba las condiciones óptimas por lo que se refiere a maniobras de llegada y salida de las aeronaves. Sin embargo, dadas las múltiples adversidades que presentaba el terreno de cimentación, era pertinente y urgente decidir una solución técnicamente viable para minimizar las condiciones desfavorables a las que se enfrentaría dicha obra. Fue así entonces, que surgió la necesidad de construir un campo de pruebas con diferentes técnicas de mejoramiento del terreno dentro del polígono del ex Lago de Texcoco.

Por todo lo anterior, el Instituto de Ingeniería de la UNAM llevó a cabo la construcción del campo de pruebas con diferentes soluciones potenciales referidas directamente a obras aeroportuarias, esto es, aeropistas, calles de rodaje y/o plataformas sobre el suelo arcilloso del ex Lago de Texcoco. Estas plataformas como parte de los estudios preliminares permitirían la observación directa y la evaluación cualitativa y cuantitativa del comportamiento de las distintas soluciones que se mencionan a continuación: a) tramo de prueba de referencia (sin tratamiento alguno), b) compensación parcial, c) dos subtramos con precarga y drenes verticales, unos de arena y otros artificiales, d) inclusiones rígidas, e) terraplén estructural piloteado, y una f) losa con celdas estructurales.

La construcción de los tramos de prueba citados y el seguimiento de su comportamiento posterior mediante la observación instrumental permitirían evaluar la factibilidad de aplicar tales soluciones no sólo en las pistas, sino en calles de rodaje y plataformas.

De entre los objetivos particulares de los tramos de prueba, se encontraba, la de llevar a cabo un estudio comparativo por lo que se refiere a la deformabilidad que exhibieran las diversas soluciones ante las condiciones de carga generadas por el aterrizaje, carreteo y estacionamiento de las aeronaves. Se reconocen dos técnicas aceptables descritas dentro de la norma ASTM y normas internacionales sobre pavimentos; éstas son las pruebas de placa y las de deflectometría dinámica.

Las pruebas de placa consistieron en medir el desplazamiento vertical que sufre la superficie del conjunto pavimento-terraplén ante la acción vertical de una placa rígida de acero, monotónicamente cargada hasta esfuerzos que reproduzcan, en este caso, los que ejerce la llanta con mayor presión de un tren de aterrizaje del avión AIRBUS A380; los detalles se describen en el apartado 3.6. Conocidas las deflexiones de la estructura del pavimento y las presiones respectivas transmitidas por la placa, se calculan los módulos de reacción medios referidos en el apartado 4.5.

El ensayo de carga con placa puede realizarse sobre distintos tipos de suelos, ya sean de granulometría gruesa, media o fina, y con diferentes compacidades o consistencias. En general, estos ensayos se utilizan para la evaluación y diseño de pavimentos de tipo rígido o flexible de carreteras y/o aeropuertos y pueden aplicarse tanto a suelos en estado natural como compactados.

La deflectometría dinámica es una técnica no destructiva, comúnmente utilizada para estimar las condiciones estructurales en los pavimentos, incluyendo el suelo que los subyace. Esta prueba simula las condiciones a las que se sometería el pavimento ante las cargas dinámicas verticales impuestas por las aeronaves. Con esta prueba se determinaron las propiedades estructurales del sistema pavimento-terraplén, por medio de un proceso de retrocálculo (o cálculo inverso) en el cual se asume que las diversas capas tienen un comportamiento elástico.

1.2 JUSTIFICACIÓN

En la práctica profesional, por lo que se refiere a la proyección de secciones estructurales de obras viales, es de fácil notar, que en la mayoría de los casos los estudios referentes al terreno de cimentación, a las terracerías y a los pavimentos se tratan independientemente unos de otros. Pretender alcanzar éxito en el diseño y construcción de los pavimentos sin considerar el comportamiento del suelo de cimentación y de las terracerías, es tan absurdo como ignorar los requisitos de la cimentación de un puente, por ejemplo. (Sosa, 1978)

Esta práctica tan frecuente en el pasado ha conducido a innumerables fracasos. Carreteras extremadamente deformadas o agrietadas, como consecuencia de la construcción de sus terraplenes con suelos expansivos (Sosa, 1974), o con una compactación deficiente; o bien, sobre suelos compresibles, son algunos de los problemas que se han presentado. Por tal motivo se considera importante y urgente insistir en esta noción, para asimilarla y aplicarla apropiadamente.

Por otro lado, la conveniencia de alguna de las soluciones que se pusieron a prueba en el polígono del ex Lago de Texcoco requirió la evaluación y consideración no sólo de los asentamientos a largo plazo de cada uno de ellos, sino también y de manera significativa de la deformabilidad que posea cada tramo, visto como el sistema conjunto suelo de cimentación-terraplén o elementos estructurales-pavimento. Así, cobró particular importancia el estudio comparativo de la deformabilidad que exhibieran los diversos tramos de prueba; esto es,

conocer, midiendo, la respuesta rápida, incluso dinámica, de la relación presión o carga y el asentamiento. Desde luego, tomando en cuenta que el objetivo de los tramos de prueba es el estudio y análisis de aeropistas, calles de rodaje y plataformas, tal respuesta debe estar asociada a las cargas que imponen el aterrizaje, carreteo y/o estacionamiento de las aeronaves.

Así pues, se llevaron a cabo pruebas de placa y de deflectometría de impacto sobre las estructuras de pavimento o soluciones estudiadas en los diversos tramos, buscando definir su comportamiento y respuesta ante cargas estáticas y dinámicas que simulen las acciones provocadas por las aeronaves. En esta tesis se muestran y discuten únicamente los resultados de las pruebas de placa.

1.3 OBJETIVOS

El objetivo principal de la investigación es evaluar las propiedades de deformabilidad de cinco tramos de prueba construidos sobre un suelo arcilloso, cuatro de ellas con la misma estructura del pavimento tipo flexible pero diferentes soluciones en su cimentación y la otra conformada por una losa con celdas estructurales.

Se pretende conocer el desplazamiento vertical que sufre la superficie del conjunto pavimento-terraplén-suelo de apoyo ante la acción vertical de una placa rígida de acero, monotónicamente cargada hasta esfuerzos que reprodujeron, en este caso, los que ejerce la llanta del tren de aterrizaje de nariz del avión AIRBUS A380, que es el que ejerce la mayor presión, al momento de una desaceleración para detenerse.

Para lograr el objetivo mencionado se realizaron pruebas de placa en diversos puntos sobre la superficie del pavimento y con placas de carga de diferentes diámetros; éstos fueron de 30.5, 52 y 76.6 cm. La placa de carga de 52 cm reprodujo el área de la huella de una llanta del avión de diseño, arriba citado.

Durante los ensayos se midieron las presiones verticales con celdas de presión instaladas debajo del pavimento-terraplén. Estas mediciones se comparan con resultados tanto de soluciones analíticas para sistemas elásticos multicapas, como de modelos numéricos basados en el método de elementos finitos.

1.4 ALCANCES

Los alcances de este trabajo se centran en:

- Definir de manera general el concepto de módulo de reacción.
- Describir algunas soluciones analíticas que permiten obtener el cálculo de esfuerzos en sistemas elásticos multicapas.
- De manera resumida, describir las principales características de cada sistema de solución puesto a prueba en el polígono del ex Lago de Texcoco.
- Descripción general de las pruebas de placa ejecutadas en los tramos de prueba.
- Obtener para cada tramo de prueba las curvas esfuerzo-deformación y los módulos de reacción del conjunto pavimento-terraplén-suelo de apoyo.
- Comparar las presiones registradas con celdas de presión y las presiones teóricas que resultan de soluciones analíticas y modelados numéricos con el método de elementos finitos.
- Justificar mediante el método de elementos finitos las respuestas medidas en los tramos terraplén de referencia, sección compensada y el terraplén piloteado.
- Con todo lo anterior, sirva esta investigación para obtener conclusiones sobre el comportamiento bajo carga estática de los diferentes tramos de prueba y, ante todo, resaltar la influencia que tienen las diferentes soluciones de la cimentación en la deformación de la estructura del pavimento.

CAPÍTULO 2 MARCO TEÓRICO

2.1 SOBRE EL MÓDULO DE REACCIÓN O COEFICIENTE DE BALASTO

Los problemas geotécnicos requieren para el diseño de cualquier solución, el uso de las teorías de análisis esfuerzo-deformación del conjunto geomaterial. El problema en términos de esfuerzo-deformación se puede resolver utilizando modelos reológicos simplificados, que, en algunos de ellos, modelan de manera muy aproximada y simultánea el comportamiento elasto-plástico y viscoso del suelo. Mediante éstos diversos modelos de comportamiento, es posible obtener soluciones aproximadas en términos de esfuerzo-deformación a través de métodos numéricos (Método de elementos finitos FEM, Método de diferencias finitas FDM, etc.), los cuales ofrecen una solución en algunos puntos del dominio, teniendo como requisito la discretización del cuerpo objeto de análisis.

No obstante, el incremento del uso de los métodos mencionados por la mayor disponibilidad de herramientas computacionales avanzadas no ha desplazado la utilización de otros esquemas de discretización más simples, tales como los basados en la hipótesis de Winkler, ya que ofrece una mayor simplicidad para efectos de cálculo y es posible modelar simultáneamente el suelo y la estructura de cimentación (Otálvaro y Nanclares, 2008). El parámetro fundamental de esta teoría, se basa en el concepto del módulo de reacción cuyo valor numérico puede ser determinado fácilmente de la curva esfuerzo-deformación obtenido de una prueba de placa.

A continuación se describen los métodos más comunes empleados para determinar o estimar el módulo de reacción de la subrasante o coeficiente de balasto, conocido también como k_s de Winkler.

2.1.1 MODELO DE WINKLER (RESORTES CON RESPUESTA LINEAL)

El modelo de Winkler (1867) representa el suelo como un sistema de resortes lineales (Figura 2.1), bajo la suposición de que las presiones de contacto son proporcionales a las deformaciones (Medio continuo elástico). El modelo presenta la ventaja adicional de ser utilizado para condiciones de cargas tanto verticales como horizontales.

En esta condición los asentamientos son proporcionales a la presión de contacto, es decir:

$$q = k_s * \delta \quad (2.1)$$

Donde; q es la presión transmitida [F/L^2]; k_s es el coeficiente de reacción de la subrasante [F/L^3]; y δ son los asentamientos producidos en el suelo [L].

Es importante notar que en la ecuación (2.1) se está suponiendo una cimentación rígida que transmite al suelo una presión media q , y que el suelo se deforma una cantidad δ . Producto de esta definición y para que la expresión sea dimensionalmente correcta, k_s tendrá unidades de fuerza entre volumen, razón por la cual se le suele llamar método del fluido denso. (Otálvaro y Nanclares, 2008)

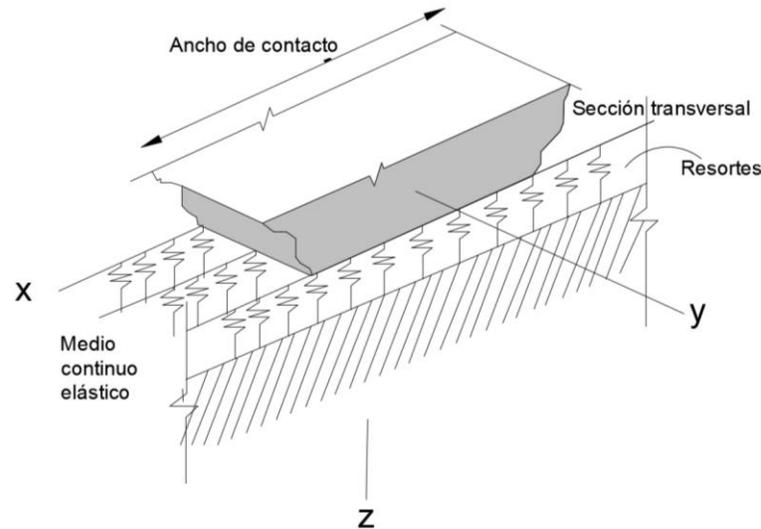


Figura 2.1 Esquema que representa el modelo de comportamiento de Winkler. (Velázquez, 2006)

Si bien la formulación del método se debe a Winkler (1867), más tarde Zimmermann (1888) introdujo este criterio para el clásico estudio y diseño de estructuras ferroviarias, de ahí que k_s suele encontrarse como módulo o coeficiente de balasto. Nuevamente, este concepto recibiría un impulso fundamental para el estudio de cimentaciones superficiales gracias a los trabajos de Terzaghi en 1955.

2.1.2 DEFINICIÓN DEL MÓDULO k_s Y SU OBTENCIÓN

El módulo de reacción k_s de un suelo (en estado natural, subrasante, sub-base o base), conocido en algunos lugares como coeficiente de balasto o módulo de Winkler, es una relación conceptual entre la presión aplicada y el desplazamiento o deformación producida en el suelo, por lo tanto, su valor numérico depende de la compacidad, contenido de agua y otros factores que afectan la resistencia del suelo. A partir de una prueba de placa, la ecuación básica para obtener dicho módulo es:

$$k_s = \frac{\Delta q}{\Delta \delta} \quad (2.2)$$

donde,

- k_s Módulo de reacción obtenido a partir de la prueba con placa, kN/m^3
- Δq Presión aplicada en la prueba con placa, kPa
- $\Delta \delta$ Cambio correspondiente en asentamiento, m

Estos valores se pueden obtener de la curva esfuerzo-desplazamiento de una prueba de placa (Figura 2.2), esta curva generalmente es no lineal, y de ella podemos obtener k_s como la pendiente de cualquier línea secante o tangente. Por lo general, se usan valores iniciales (a través del origen); sin embargo, uno puede elegir cualquier punto tangente o un valor promedio usando los dos puntos cortados por una línea secante a lo largo de la curva. Bowles (1996) recomienda como un valor apropiado para la ecuación (2.2), la pendiente secante definida por el origen ($\delta=0$) y en $\delta=0.0254$ m (25 mm o 1 in.) dando un $\Delta\delta = 0.0254$.

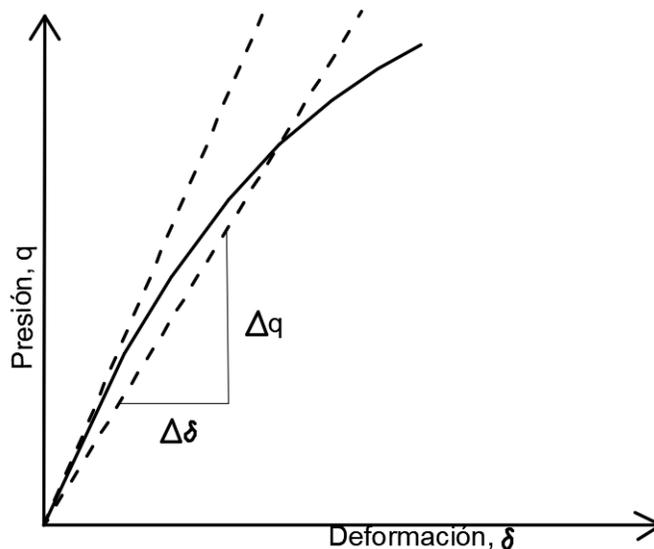


Figura 2.2 Obtención del módulo de reacción en una curva esfuerzo-deformación. (Bowles, 1996)

En problemas relacionados en vigas como cimentaciones elásticas, el valor de k_s se asume usualmente como una propiedad constante del suelo. Sin embargo, el módulo de reacción no solo depende de las propiedades del suelo, sino además de la geometría y la distribución de la carga en la superficie; por lo tanto, eso implica que la magnitud de este módulo depende de las características de la cimentación, a saber, de la distribución de carga, la geometría de la superficie o base de la cimentación, de la estratigrafía y las características de deformabilidad de los estratos del suelo, que también dependen del nivel de esfuerzos inducidos en el subsuelo debido a la carga aplicada en su superficie.

Por todo lo anterior, se puede concluir que el valor de k_s no puede considerarse como una propiedad mecánica constante del suelo (Zeevaert, 1983).

Como se mencionó anteriormente, el módulo de reacción es muy utilizado para el análisis estructural de elementos de cimentación y para estimar asentamientos; también se utiliza en la evaluación y el diseño de estructuras de pavimentos flexibles y rígidos, tales como el debido a McLeod (1956).

El módulo de reacción así definido depende del diámetro de la placa que se use para calcularlo, pues a presión constante, el asentamiento de la placa circular crece con su diámetro, puesto que si lo analizamos desde el punto de vista elástico el volumen de suelo involucrado o afectado en el ensayo depende del área de contacto, relación que se puede

expresar numéricamente a través de la solución de Boussinesq (1885), quien resolvió el efecto de cargas externas en el suelo visto como un sistema homogéneo, elástico e isótropo; ésta es una de las razones por las que conviene estandarizar el diámetro de las placas que se utilicen.

Por lo anterior, es usual que la determinación de k_s se haga por medio de una placa circular de 76.6 cm (30") de diámetro, con la que se supone que se reproducen satisfactoriamente las áreas comunes de apoyo de las cargas reales (Rico y Del Castillo, 2003)

El valor de k_s que define McLeod (1956) para el diseño de pavimentos, es la relación bajo una presión tal que produzca una deformación del suelo (encrustamiento de la placa) de 1.27 cm (0.5 in).

Bowles (1996), define k_s como la constante elástica hasta una deflexión máxima (X_{max}). Más allá de X_{max} la presión del suelo es un valor constante que queda definido por:

$$q = k_s(X_{max}) \quad (2.3)$$

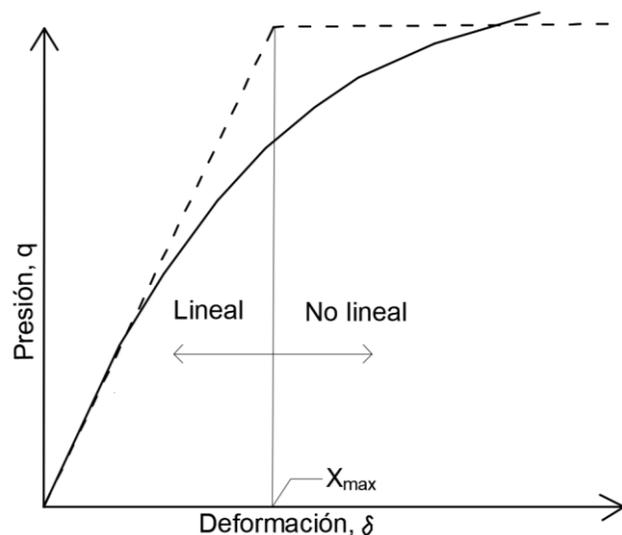


Figura 2.3 Representación del módulo k_s en una curva presión-deformación según Bowles (1996).

El valor de X_{max} utilizado en la Figura 2.3 puede tomar valores pequeños, por ejemplo, 6 a 25 mm; o en el mejor de los casos de la inspección de la curva presión-deformación de una prueba de placa. También se puede estimar a partir de una prueba triaxial utilizando el desplazamiento "último" o de la máxima presión registrada en la curva presión-deformación unitaria. Usando la deformación unitaria máxima ε_{max} el valor de X_{max} se puede calcular de la siguiente manera (Bowles, 1996):

$$X_{max} = \varepsilon_{max}(1.5 a 2B)$$

donde,

B es el ancho de la zapata. La dimensión de 1.5 a 2B es una aproximación de la profundidad de influencia del esfuerzo generado por la zapata (teoría de Boussinesq).

Otro criterio que puede usarse para la obtención del módulo de reacción, es mediante la pendiente de la recta tangente inicial que se obtiene de una transformación de los ejes de la curva esfuerzo-deformación. Esta metodología fue propuesta por Kondner et. al. (1963a, 1963b, 1963c, 1965) para resolver el problema de la no linealidad de la curva esfuerzo-deformación de los suelos (Duncan y Chang, 1970).

Kondner y sus colaboradores establecen que el comportamiento de la curva esfuerzo-deformación de una arcilla y de una arena tiende con un alto grado de aproximación a la ecuación hiperbólica siguiente:

$$(\sigma_1 - \sigma_3) = \frac{\varepsilon}{a + b\varepsilon} \quad (2.4)$$

donde, σ_1 y σ_3 son los esfuerzos principal mayor y menor, ε deformación axial, y a , b son valores constantes que pueden determinarse experimentalmente. Ambas constantes a y b tienen significados físicos fácilmente visualizables; como se muestra en la Figura 2.4, a es el recíproco del módulo tangente inicial, y b es el recíproco del valor asintótico de la diferencia de esfuerzos al que la curva esfuerzo-deformación tiende cuando la deformación es infinita $(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}$.

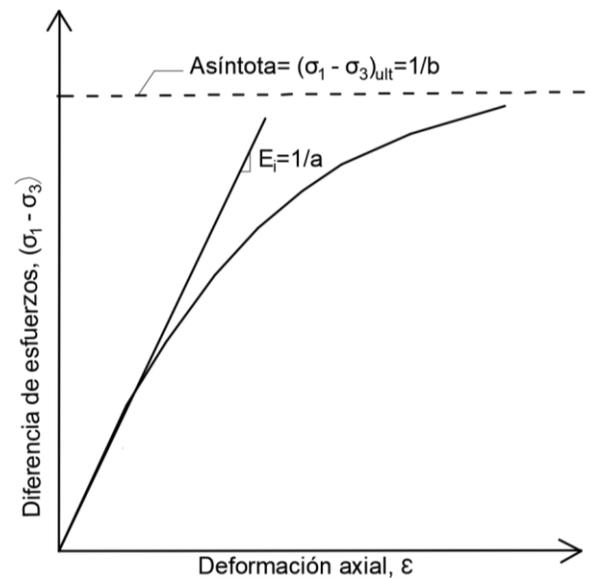


Figura 2.4 Curva hiperbólica esfuerzo-deformación.

Kondner y sus colaboradores demostraron que los valores de los coeficientes a y b pueden determinarse más fácilmente si los datos de la curva esfuerzo-deformación se grafican en un plano cartesiano con ejes transformados, tal y como se muestra en la Figura 2.5.

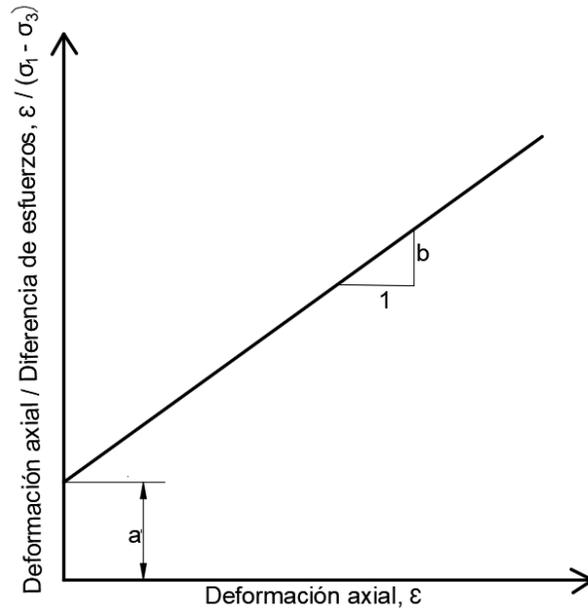


Figura 2.5 Transformación de ejes para obtener los coeficientes a y b.

Cuando la ecuación (2.4) se reescribe en la siguiente forma:

$$\frac{\varepsilon}{\sigma_1 - \sigma_3} = a + b\varepsilon \quad (2.5)$$

Se puede notar que a y b son respectivamente, la ordenada al origen y la pendiente de la línea recta resultante. Al graficar los datos de esfuerzo-deformación en la forma que se muestra en la Figura 2.5, es fácil determinar los valores de los parámetros a y b correspondientes al mejor ajuste entre una hipérbola (una línea recta en la Figura 2.5) y los datos de prueba.

Para este caso de análisis y siguiendo el procedimiento descrito por Kondner, el módulo de reacción finalmente se obtendría como el valor del módulo tangente inicial dada por la siguiente ecuación:

$$k_s = \frac{1}{a} \quad (2.6)$$

Por otro lado, la norma AASHTO (2004) describe en su procedimiento para la realización de pruebas de placa no repetitiva en pavimentos, un valor de k'_s no corregido obtenido de la ecuación (2.7):

$$k'_s = \frac{69.0 \text{ kPa (ó 10 psi)}}{\text{Deflexión promedio}} \quad (2.7)$$

El valor de k'_s calculado con la fórmula anterior se deberá entonces corregir por la deflexión de las placas de carga y en el caso de que se realice la prueba sobre suelos no saturados, se

deberá entonces también corregir por el efecto de saturación. Lo anterior se debe a que en el análisis de pavimentos en donde se considera al módulo de reacción del suelo como parámetro de diseño, este se trata o se considera como el módulo del suelo en estado saturado. Por consiguiente, el factor de saturación se define como la relación entre la deformación por consolidación de un espécimen inalterado del sitio de ensaye en su humedad natural y la deformación de otro espécimen saturado bajo carga de 69 kPa (10 psi).

El procedimiento de la obtención de los factores de corrección mencionados se describe detalladamente en esa misma norma.

A pesar del amplio uso que se ha hecho del concepto módulo de reacción en la tecnología de los pavimentos, ha de señalarse su falta de significación intrínseca como medida de cualquier propiedad fundamental de los suelos; su valor estriba más bien en servir como parámetro de cálculo, al comparar módulos obtenidos de la misma manera en suelos diferentes. (Rico y Del Castillo, 2003)

El módulo de reacción, como cualquier otro parámetro de comportamiento de la subrasante, depende de la humedad del suelo. Cuando se usa el criterio de la saturación total como la situación más desfavorable, los resultados de las pruebas de campo, en condiciones no saturadas, se corrigen con un factor que depende de la relación de resistencias a la compresión simple en dos especímenes del suelo probado, uno en condición natural y otro saturado.

Este último punto es delicado e indudablemente en el que el criterio del ingeniero resulta decisivo.

2.1.3 CORRELACIONES PARA OBTENER EL MÓDULO k_s

En casos donde no sea posible realizar una prueba de placa y se requiere determinar de manera aproximada el módulo de reacción del suelo, este se puede obtener mediante correlaciones con pruebas de laboratorio y/o pruebas de CBR. A continuación, se describen algunas de estas correlaciones que se encuentran en la literatura.

Vesic (1961a, 1961b) por ejemplo, propone que los módulos de reacción de la subrasante pueden calcularse a partir del módulo de elasticidad E_s del suelo obtenido de una prueba triaxial como sigue:

$$k'_s = \frac{0.65E_s}{1 - \mu^2} \sqrt{\frac{E_s B^4}{E_f I_f}} \quad (\text{Unidades de } E_s) \quad (2.8)$$

Donde,

E_s , B= Módulos elásticos del suelo y ancho de la zapata, respectivamente.
 $E_f I_f$ = Rigidez de la zapata.

Con la ecuación (2.8), se puede obtener k_s como sigue:

$$k_s = \frac{k'_s}{B}$$

Es evidente que la presión confinante (σ_3) debe representar el esfuerzo medio a la profundidad de influencia (de $0.5B$ a B) de la zapata.

Como la duodécima raíz de cualquier valor multiplicado 0.65 es muy aproximado a 1 , para casos prácticos, la ecuación de Vesic se reduce a:

$$k_s = \frac{E_s}{B(1 - \mu^2)} \quad (2.9)$$

La ecuación (2.9) también resulta de la combinación de la definición de k_s con la solución elástica de Boussinesq para el cálculo de asentamiento en un medio elástico lineal y homogéneo debido a una carga uniformemente repartida en un área rectangular de ancho B .

Vesic además considera extrapolar los resultados de una prueba de placa a zapatas de ancho B como sigue:

$$k'_s = 0.52 \sqrt[12]{\frac{k_1 B^4}{E_f I_f}} k_1 \quad (2.10)$$

Donde, k_1 = Módulo de reacción obtenido de una prueba de placa usando una placa cuadrada y $E_f I_f$ = Rigidez de la zapata.

Otra expresión similar es la propuesta por Biot (1937), cuya expresión es aplicable a soluciones al problema tridimensional para una viga infinita de rigidez (EI) con una carga concentrada, ecuación (2.11).

$$k'_s = \frac{0.65 E_s}{(1 - \mu^2)} \left[\frac{B^4 E_s}{(1 - \mu^2) EI} \right]^{0.108} \quad (2.11)$$

Por tanto, la variación del coeficiente de reacción de la subrasante podrá estudiarse, al definir los factores que influyen en el módulo de elasticidad del suelo.

En mecánica de suelos se suele utilizar el módulo inicial, indicado usualmente como E_0 , y el módulo secante al 50% de la resistencia a compresión confinada, denominado E_{50} , los cuales son calculados tal como se ilustra en la Figura 2.6.

Diversos autores recomiendan utilizar E_0 cuando se tienen arcillas altamente pre-consolidadas y rocas con un gran margen elástico lineal. Por otro lado, se debe utilizar E_{50} cuando se tienen arenas y arcillas normalmente consolidadas.

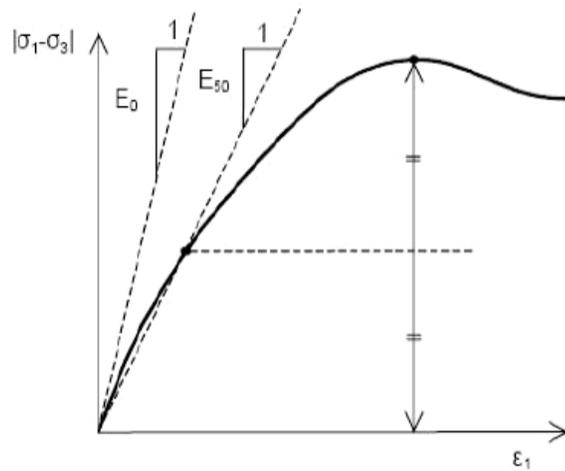


Figura 2.6 Definición de E_0 y E_{50} .

Otro método para obtener un valor del módulo de reacción es mediante datos de pruebas de consolidación (Yong, 1960) como sigue:

$$S = \Delta q m_v H$$

$$\frac{1}{m_v H} = \frac{\Delta q}{S} = \frac{q}{y}$$

$$k_s = \frac{1}{m_v} H \tag{2.12}$$

Por lo tanto, si se realiza una prueba de consolidación y se evalúa el coeficiente de compresibilidad volumétrica m_v , k_s puede calcularse usando un valor de $H=0.5B$ a B . Tschebotarioff (1951) indica que este método no es muy recomendable, especialmente para suelos limosos; sin embargo, otros trabajos posteriores por Recordon (1957) indican que este método de hecho puede proporcionar valores razonables del módulo de reacción.

Las ecuaciones (2.8), (2.10) y (2.11) muestran una relación directa entre k_s y E_s (Módulo secante) obtenida de pruebas de laboratorio. Sin embargo, muchas veces no se tienen los valores de E_s , debido a esto han surgido otras correlaciones para obtener el valor de k_s ; entre ellas se encuentra la sugerida por Bowles (1996) que nos permite obtener un valor aproximado del módulo de reacción en función de la capacidad de carga del suelo, suponiendo que los valores de k_s no varían demasiado para cualquier nivel de deformaciones o deflexiones medidos en el suelo, es decir, únicamente para el rango lineal de la curva presión-deformación.

$$k_s = 40q_{ult} \left[\frac{kN}{m^3} \right] \tag{2.13}$$

Donde,
 $q_{ult} = q_a(FS)$ [kPa].

En este caso, Bowles (1996) considera que la presión última del suelo ocurre cuando se presenta un asentamiento del suelo de $\Delta\delta=0.0254$ [m] o 1 [in] y $k_s = \frac{q_{ult}}{\Delta\delta}$. Para $\Delta\delta=6, 12, 20$ mm etc., el factor 40 puede ajustarse a 160, 83, 50, etc.; 40 es un valor razonablemente conservador, aun así se pueden suponer valores de desplazamientos más pequeños. Sin embargo, en el caso de arcillas saturadas en donde la falla de una zapata puede implicar desplazamientos excesivos de centímetros o hasta decímetros, la expresión (2.13) queda muy limitada y pone más en duda el valor de k_s .

Igualmente, Bowles (1996) establece un rango de valores de k_s para diferentes tipos de suelo y se muestran en la Tabla 2.1. Sin embargo, el autor recomienda usarse únicamente como guía y a manera de comparación para determinar el orden correcto en magnitud de módulos de reacción obtenidos con algunas de las correlaciones mostradas anteriormente. Por ello, se debe tener en cuenta que si se utiliza un valor de desplazamiento reducido (es decir, de 6 mm o 12 mm) en lugar de 0.0254 m, puede exceder el rango de la tabla. Por otra parte, si no se encuentra un error en los cálculos, entonces se debe usar el criterio del ingeniero para determinar qué valor de k_s usar.

Tabla 2.1 Rango de valores del módulo de reacción para algunos tipos de suelos (Bowles, 1996).

Suelo	$k_s, kN/m^3$
Arena suelta	4800-16000
Arena media densa	9600-80000
Arena densa	64000-128000
Arena arcillosa media densa	32000-80000
Arena limosa media densa	24000-48000
Suelo arcilloso	
$q_a \leq 200$ kPa	12000-24000
$200 < q_a \leq 800$ kPa	24000-48000
$q_a > 800$ kPa	>48000

Otro método para encontrar k_s es mediante un ensayo de CBR (Nascimento y Simoes, 1957; Recordon, 1957; Black, 1961; Barata, 1967). Si se asume que el módulo de elasticidad del suelo es aproximadamente;

$$E = \frac{\sigma}{2} \left(\frac{B}{y} \right) \tag{2.14}$$

donde, σ = Esfuerzo medio aplicado [F/L^2], B= diámetro del pistón de penetración CBR [L], y=Penetración medida en la prueba [L].

Usando la ecuación de la mecánica de materiales $\delta = \frac{PL}{AE} = \frac{\sigma L}{E}$, el esfuerzo medio en la zona de influencia a la profundidad B y asumiendo que la deformación unitaria en la zona de esfuerzos es:

$$\epsilon \cong \frac{\text{penetración}(0.05, 0.1, 0.2 \text{ in})}{B} = \frac{y}{B}$$

El módulo de elasticidad de una prueba CBR puede calcularse para cualquier valor de la penetración y . El diámetro B del pistón CBR es 1.95 pulgadas (Área=3 in²). De la ecuación (2.14) se observa que $\frac{\sigma}{y} = k_s$; entonces

$$k_s = \frac{2E}{B} = \frac{2E}{1.95} \cong E$$

Es importante recalcar que la igualdad mostrada en la ecuación anterior se refiere únicamente en valores numéricos, pero no dimensionalmente, ya que el módulo de reacción siempre tendrá unidades de esfuerzo entre volumen y el módulo de elasticidad de la prueba CBR en unidades de esfuerzo.

Si se usa el esfuerzo en 0.1 in de penetración, se tiene que:

$$k_s = 10 \text{ CBR} \left[\frac{\text{psi}}{\text{in}} \right] \quad (2.15)$$

Barata (1967) reconoce que el valor de k_s calculado mediante la prueba CBR debería ser corregido por el hecho de que la zona de falla probablemente interfiere con el lado del molde de 6 pulgadas.

De igual forma la FAA (2009) establece que el módulo de reacción de la subrasante se puede obtener mediante la expresión que involucra el valor de CBR como sigue:

$$k_s = \left[\frac{1500 \times \text{CBR}}{26} \right]^{0.7788} \left[\frac{\text{psi}}{\text{in}} \right] \quad (2.16)$$

La ecuación (2.16) fue obtenida sustituyendo la siguiente relación empírica que involucra el módulo de Young E (en psi) y el CBR:

$$E = 1500 \text{ CBR} \quad (2.17)$$

En una correlación usada por la FAA en el diseño de pavimentos rígidos (Parker et. al., 1977):

$$E = 26k_s^{1.284} (\text{psi}) \quad (2.18)$$

Y resolviendo para k_s .

Según Tulebekov y Brill (2014) la ecuación (2.16) subestima el módulo de reacción de la subrasante, lo que alienta a sobredimensionar el pavimento rígido. Estos autores propusieron una nueva correlación del k_s y el CBR que se muestra en la ecuación (2.19).

$$k_s = 28.6926 CBR^{0.7788} \left[\frac{psi}{in} \right] \quad (2.19)$$

La ecuación (2.19) permite obtener k_s de manera más aproximada y puede ser usado con mayor efectividad en el diseño de pavimentos rígidos (Tuleubekov y Brill, 2014).

Otra correlación similar a la (2.19) y muy utilizada por la Portland Cement Association (PCA) para el diseño de pavimentos, es la desarrollada por Packard (1973) que se muestra en la ecuación (2.20):

$$k_s = 53.438 CBR^{0.5719} \left[\frac{psi}{in} \right] \quad (2.20)$$

En este apartado se presentaron varios métodos para la obtención del módulo de reacción de la subrasante (Prueba de placa, correlaciones mediante una prueba triaxial, de consolidación, prueba CBR, y con los parámetros elásticos del material). Sin embargo, es importante tomar en cuenta que los principales problemas asociados con el concepto de este módulo son:

- a) El suelo no es elástico y los valores de k_s varían sensiblemente a las coordenadas de la curva esfuerzo-desplazamiento.
- b) Los efectos de la profundidad que se relacionan con la forma y el tamaño de la zapata.
- c) La estratificación del suelo u otros cambios con la profundidad que no se pueden evaluar cuando se realiza una prueba con una placa pequeña.
- d) Representar las condiciones *in-situ* en la prueba de laboratorio (obtención de k_s mediante una prueba de laboratorio).

2.2 MÉTODOS ANALÍTICOS PARA EL CÁLCULO DE ESFUERZOS EN SISTEMAS ELÁSTICOS ESTRATIFICADOS

2.2.1 ASPECTOS GENERALES

Se denomina respuesta estructural de un pavimento a los esfuerzos, deformaciones y deflexiones que se generan en las capas que constituyen el mismo, debido a la acción repetida de las cargas vehiculares que obran sobre la superficie de rodamiento (Figura 2.7).

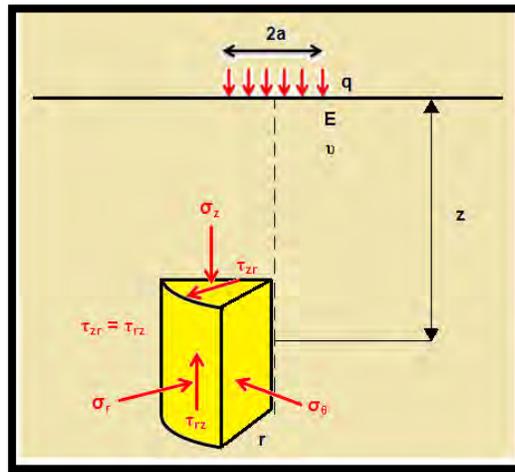


Figura 2.7 Respuesta de un pavimento en términos de esfuerzos, deformaciones y deflexiones. (Coria, 2014)

A lo largo de los años esta respuesta estructural ha sido objeto de numerosos estudios e investigaciones alrededor del mundo. Los primeros estudios corresponden a los análisis realizados por Boussinesq en 1885, partiendo de la teoría de la elasticidad desarrolló las primeras soluciones de distribución de esfuerzos debido a una carga superficial concentrada, a través de una masa de suelo homogénea e isotrópa de dimensiones semiinfinitas (Figura 2.8). Si la solución de carga puntual se integra en un área circular se obtienen las ecuaciones (2.21), (2.22) y (2.23).

$$\sigma_z = \sigma_0 \left[1 - \left(\frac{z}{\sqrt{a^2 + z^2}} \right)^2 \right] \quad (2.21)$$

$$\varepsilon_x = \frac{(1 + \nu)\sigma_0}{E} \left[\frac{\frac{z}{a}}{\left(\sqrt{1 + \left(\frac{z}{a} \right)^2} \right)^2} - (1 - 2\nu) \left(\frac{\frac{z}{a}}{\left(\sqrt{1 + \left(\frac{z}{a} \right)^2} \right)^2} - 1 \right) \right] \quad (2.22)$$

$$\varepsilon_t = \frac{(1 + \nu)\sigma_0}{2E} \left[\frac{-\frac{z}{a}}{\left(\sqrt{1 + \left(\frac{z}{a}\right)^2}\right)^2} - (1 - 2\nu) \left(\frac{\frac{z}{a}}{\left(\sqrt{1 + \left(\frac{z}{a}\right)^2}\right)^2} - 1 \right) \right] \quad (2.23)$$

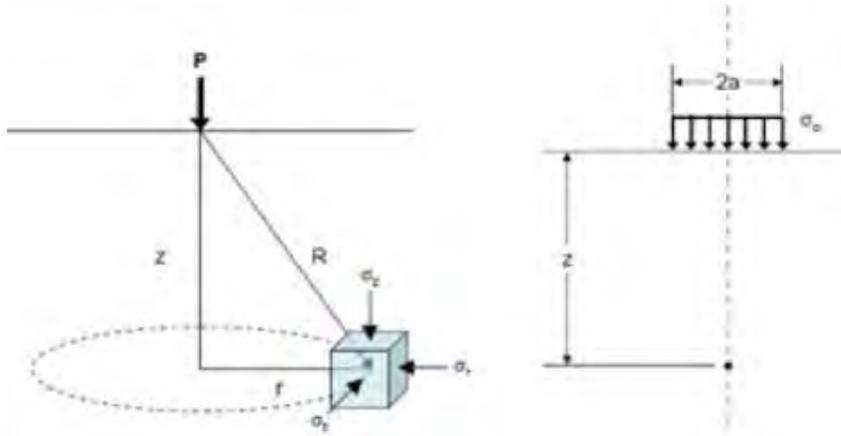


Figura 2.8 Esquema de Boussinesq para un espacio semi-infinito homogéneo.

Estos planteamientos teóricos permitieron a Burmister (1943, 1945 y 1956) desarrollar una teoría mucho más general para medios multicapas. Primero propuso la solución basada en dos capas y después fue extendida a 3 capas mediante tablas y ábacos de diseño (Peattie y Jones, 1962).

Más tarde Acum y Fox en 1951, establecieron en forma tabulada los factores de influencia que afectan a la presión de contacto para determinar los esfuerzos normales verticales y radiales horizontales en las interfaces de cada capa del sistema.

Según Huang (1993), existen ciertas consideraciones que se deben tener en cuenta para aplicar las teorías mencionadas:

- Cada una de las capas es homogénea, isotrópa y linealmente elástica.
- El material no tiene peso.
- Cada capa tiene un espesor finito "h", a excepción de la capa más baja que es infinita.
- Existe una carga uniforme " σ_0 " que es aplicada en la superficie sobre un área circular de diámetro "a".
- La fricción se desarrolla completamente entre cada una de las capas.
- Los esfuerzos de corte no están presentes en la superficie.
- La solución del esfuerzo se basa en dos propiedades de los materiales para cada capa: la relación de Poisson " ν ", y el Módulo de Elasticidad "E".

Las condiciones de continuidad se cumplen en las interfaces de cada capa, como se indica en el mismo esfuerzo vertical, esfuerzo cortante, desplazamiento vertical y radial (Figura 2.9).

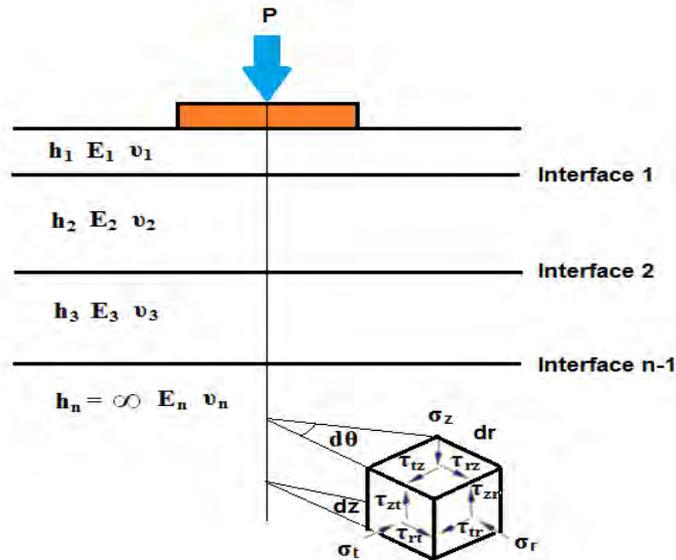


Figura 2.9 Sistema elástico multicapa (Yoder y Witczak, 1975).

Las soluciones de Burmister (1943) establecieron un parteaguas en el desarrollo de soluciones gráficas y numéricas para determinar esfuerzos y deformaciones por parte de varios autores, quienes con ayuda de ordenadores de cómputo obtuvieron interesantes desarrollos numéricos. Foster y Ahlvin (1954) fueron los primeros que presentaron soluciones gráficas para determinar esfuerzos en sistemas monocapas, considerando en ésta una relación de Poisson de 0.5.

Posteriormente Ahlvin y Ulery (1962) presentaron soluciones tabulares también para sistemas monocapas pero extendido las soluciones a cualquier relación de Poisson del sistema. Raad y Marhamo (1991) presentaron resultados gráficos para obtener la respuesta de un pavimento de dos capas mediante un método denominado “análisis dimensional”.

Jones (1962) presentó soluciones tabulares muy extensas para sistemas de tres capas mediante “factores de esfuerzo”, donde se calculaban esfuerzos normales y radiales en cada una de las interfaces del sistema tricapa. Peattie (1962) presentó los resultados de Jones en forma gráfica (cuadrículas).

Palmer y Barber (1940) y Odemark (1949) presentaron alternativas de soluciones mediante “estructuras equivalentes” para sistemas de dos capas y n -capas respectivamente (Figura 2.10). Este procedimiento tiene por objeto transformar un sistema en otro llamado equivalente, donde las respuestas mecánicas son las mismas. Estas soluciones han simplificado enormemente muchos análisis de respuesta y han cobrado gran impulso en los últimos años.

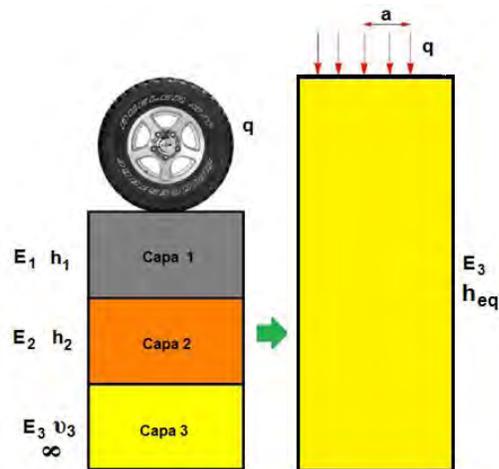


Figura 2.10 Método de estructuras equivalentes o espesores equivalentes de Odemark. Coria (2013).

Para sistemas de más de tres capas, las soluciones se volvieron muy complejas de tal manera que fue imposible darlas a conocer a través de forma tabular o gráfica, tal y como se ha visto con anterioridad. Por tal motivo y desde entonces se ha desarrollado un gran número de programas que difieren en la interfaz para la entrada y salida de datos, siendo el núcleo del programa el proceso matemático similar en todos ellos y basado en la solución multicapa de Burmister (Coria, 2014).

Entre los programas más conocidos se encuentran el WESLEA (WES), KENPAVE-Kenlayer (Universidad de Kentucky), BISAR (Shell), EVERSTRESS (DOT Washington), DAMA (Instituto del Asfalto), WinJULEA (MEPDEG), 3D-MOVE Analysis (Universidad de Nevada EE.UU.), me-PADS (Sudáfrica), WINDEPAV (Universidad del Cauca, Colombia), ALIZÉ III (LCPC de Francia), AMADEUS (RRC, Bélgica), GAMES (Japón), Cedem-KENPAV (Escuela Colombiana de Ingeniería), CIRCLY (Mincad Australia), ICAFIR (España), entre otros.

Chen *et al* (1995) con base en un análisis con varios programas (incluyendo programas de elemento finito), concluye que DAMA es el programa más adecuado para llevar a cabo análisis estructurales de pavimentos flexibles.

2.2.2 SOLUCIÓN DE BURMISTER (1943)

Partiendo de los postulados de la teoría de la elasticidad y de los desarrollos iniciales de Boussinesq, Burmister (1943) dedujo las primeras soluciones para sistemas estructurales de pavimentos para dos y tres capas mediante la resolución de ecuaciones diferenciales de cuarto orden que se resuelven considerando ciertas condiciones de frontera entre cada una de las capas del pavimento, siendo las más importantes las de las interfaces entre capa y capa (Figura 2.11). En la Figura 2.12 se puede ver el modelo de la distribución de esfuerzos en sistemas de dos capas según Burmister

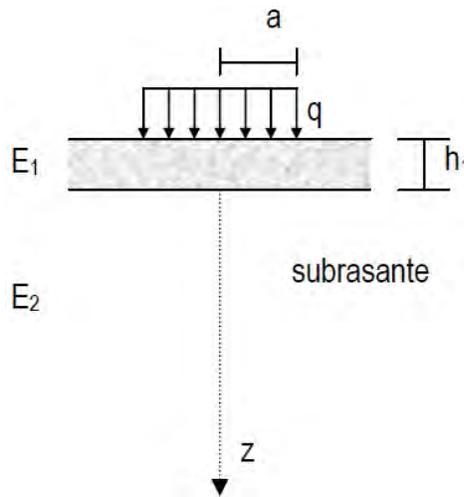


Figura 2.11 Modelo estructural bicapa, según Burmister (1943).

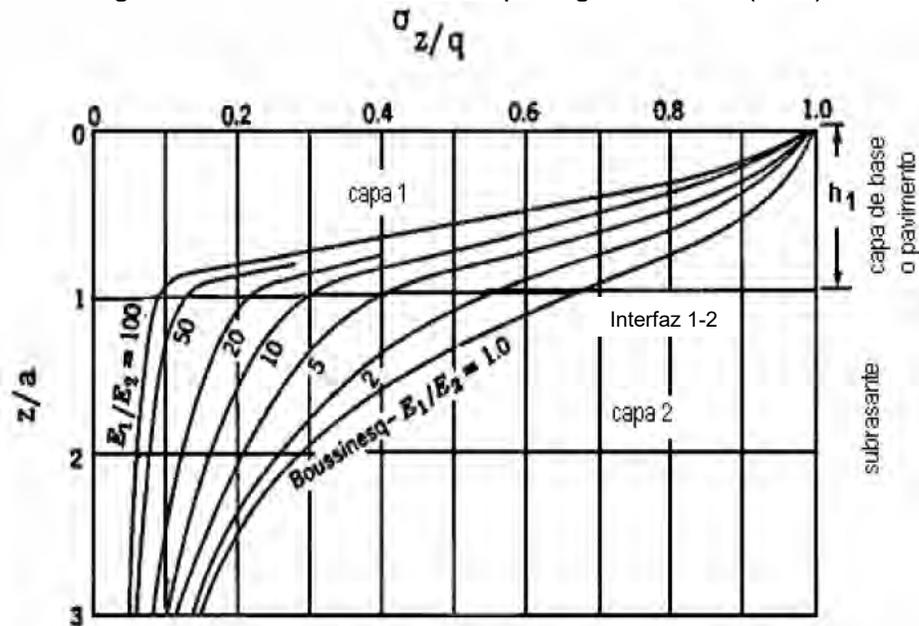


Figura 2.12 Modelo básico de la distribución de esfuerzos en un sistema de dos capas según Burmister (1943).

Para la carta mostrada se asume un módulo de Poisson de 0.5 en todas las capas y se puede observar que los esfuerzos verticales decrecen significativamente con el incremento de la relación de módulos.

En la interface pavimento-subrasante, el esfuerzo vertical es aproximadamente el 68% de la presión aplicada si $E_1/E_2=1$ (Problema de Boussinesq), y se reduce alrededor del 8% de la presión aplicada si $E_1/E_2=100$.

En la Figura 2.13 se muestra una comparación de las distribuciones del esfuerzo vertical en un medio homogéneo y en el sistema de dos capas para el caso en que $E_1/E_2=10$, $\mu=0.5$ y $r/h=1$.

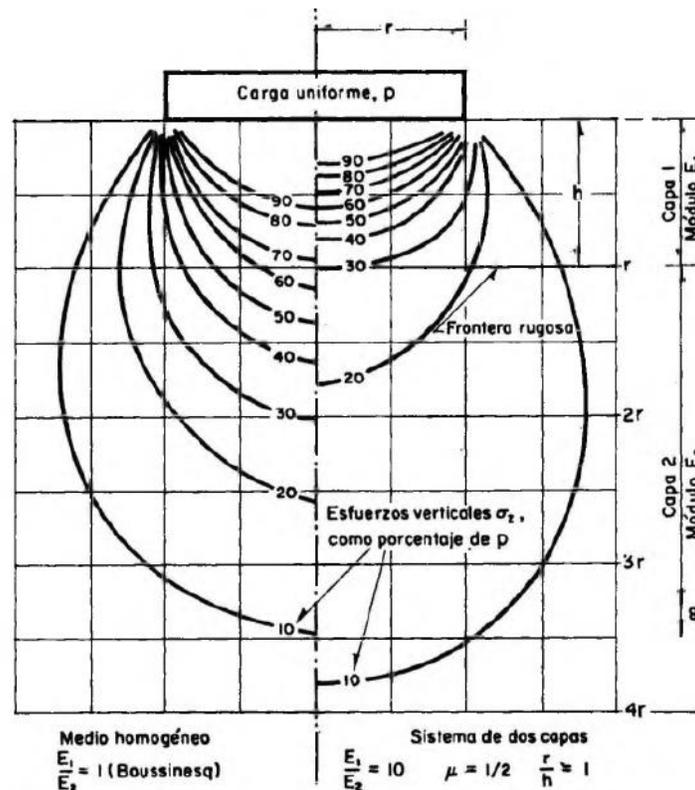


Figura 2.13 Comparación de la distribución de esfuerzos verticales en un medio homogéneo y en un sistema de dos capas (Fox, 1948).

Según el análisis teórico efectuado por Burmister, el desplazamiento vertical elástico en la superficie del sistema está dado por la expresión (2.24):

$$\delta = 1.5 \frac{qa}{E_2} F_2 \quad (2.24)$$

Considerando que una placa rígida transmite la carga, la ecuación (2.24) se modifica a la forma:

$$\delta = 1.18 \frac{qa}{E_2} F_2 \quad (2.25)$$

Donde

q = presión uniforme en el área circular.

a = radio del círculo cargado.

E_2 = Módulo de Elasticidad de la segunda capa, semiinfinita.

F_2 = factor adimensional de desplazamiento, que depende de la relación E_1/E_2 y de la relación h_1/a .

Para determinar el factor F_2 se entra a la Figura 2.14 con los valores de z/a y E_1/E_2 .

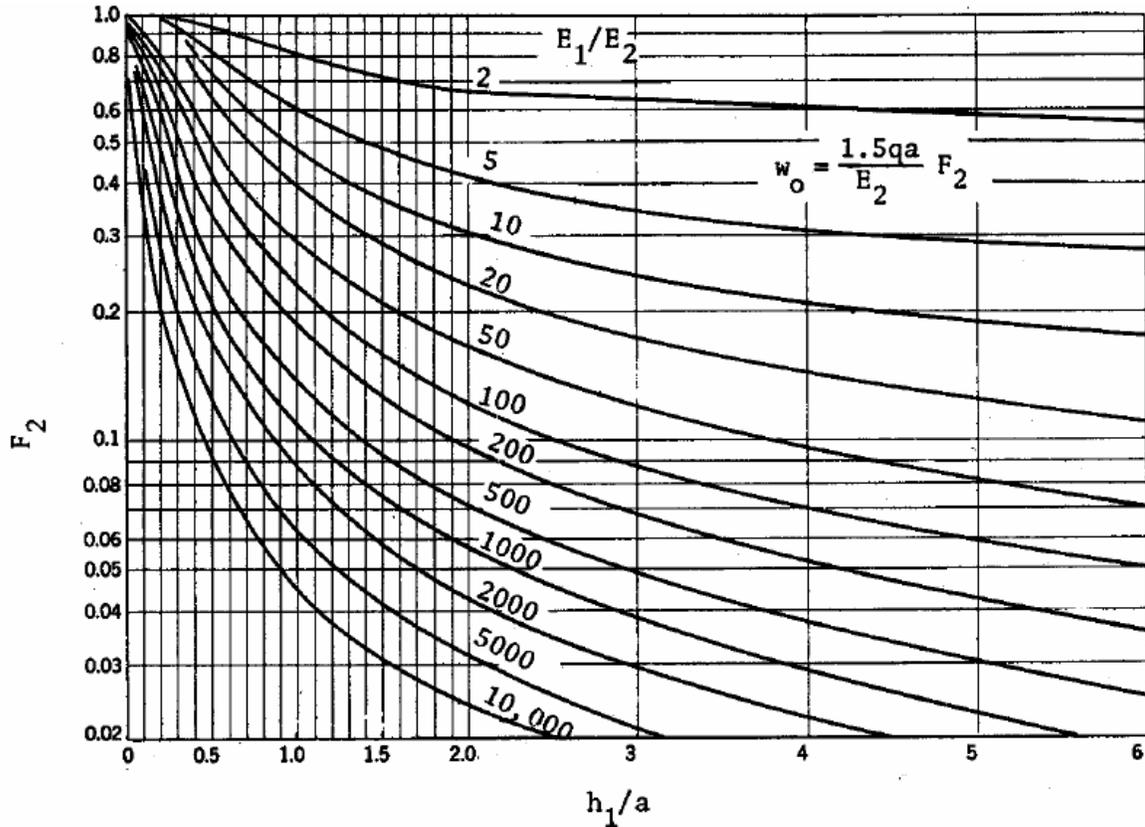


Figura 2.14 Deflexiones verticales en la superficie para sistemas de 2 capas (Burmister, 1943).

2.2.3 SOLUCIONES PARA SISTEMAS CON TRES CAPAS

Los sistemas estructurales de tres capas son los más utilizados para el análisis de estructuras de pavimentos y generalmente están constituidos por una capa superior, que puede ser una capa bituminosa; una capa intermedia, que puede estar constituida por materiales granulares, y una tercera capa, que corresponde a la subrasante (Higuera, 2007). Las hipótesis para el estudio de los sistemas tricapas son:

- Las capas son homogéneas, isotrópicas y linealmente elásticas.
- Las dos primeras capas tienen espesores definidos, a excepción de la capa inferior (subrasante), que se considera de espesor semi-infinito.
- Todas las capas son infinitas en sentido horizontal.
- Las capas están caracterizadas por el módulo de elasticidad y la relación de Poisson, de acuerdo con los materiales constitutivos de ellas.
- En la interfaz se desarrolla completamente la fricción entre las capas.
- El vehículo aplica su carga (P) a través de neumáticos deformables en un área circular (A_c), de radio de contacto r_c . Se supone que la presión estática de contacto (P_c) es igual a la presión de inflado (P_i). (Figura 2.15)

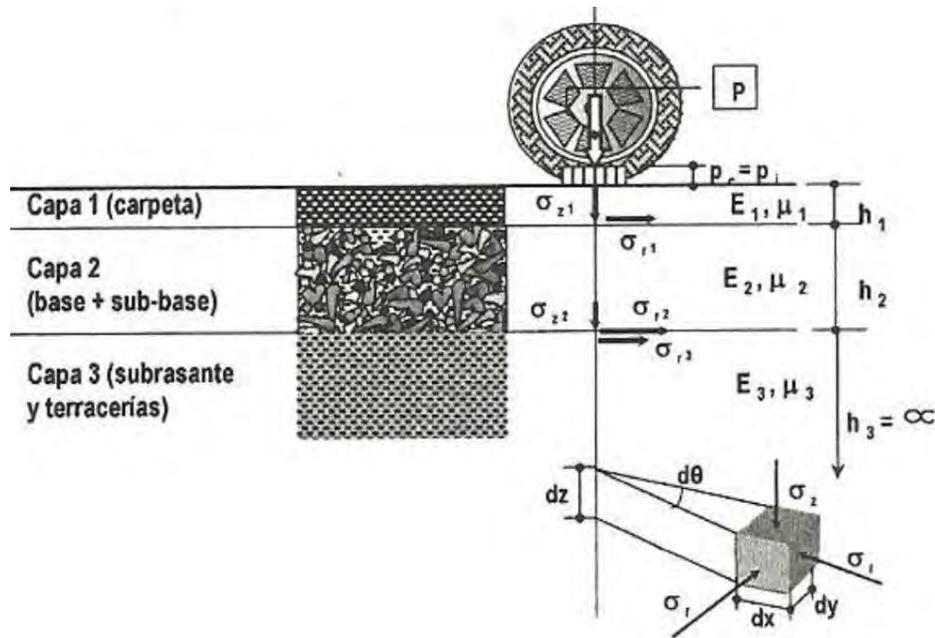


Figura 2.15 Modelo estructural de un sistema de pavimento de tres capas (Yoder y Witczak, 1975).

Aunque el trabajo de Burmister suministró expresiones analíticas para determinar los esfuerzos y los desplazamientos en sistemas elásticos de dos y tres capas, Acum y Fox (1951) elaboraron los primeros cuadros para calcular los esfuerzos normales y radiales en las interfases de cada capa. Posteriormente, Jones (1962) y Peattie (1962) ampliaron estas soluciones para un rango mayor de parámetros.

La teoría de las tres capas permite calcular (utilizando ábacos) en el eje de carga los siguientes esfuerzos:

σ_{z1} : Esfuerzo vertical en la interfaz 1

σ_{z2} : Esfuerzo vertical en la interfaz 2

σ_{r1} : Esfuerzo horizontal de tracción en la base de la capa 1

σ_{r2} : Esfuerzo horizontal de tracción en la base de la capa 2

σ_{r3} : Esfuerzo horizontal de tracción sobre la capa 3

Las soluciones de los esfuerzos verticales fueron obtenidas por Pettie (1962) y son mostradas en forma gráfica en el Anexo A.1 de esta tesis. Las soluciones de los esfuerzos horizontales fueron obtenidas por Jones (1962) y se muestran en las tablas del Anexo A.2. Todos los valores del esfuerzo son para el eje de simetría de una carga simple. Es de resaltar que las curvas y tablas mostrados aquí fueron desarrolladas para $\mu=0.5$. La convención de los signos es: Positivo en el caso de compresión y negativo en el caso de tracción.

CÁLCULO DE LOS ESFUERZOS

Las soluciones gráficas y tabulares para los esfuerzos utilizan las siguientes relaciones:

Relaciones elásticas; k_1 o $K_1 = \frac{E_1}{E_2}$ k_2 o $K_2 = \frac{E_2}{E_3}$

Relaciones geométricas; a_1 o $A = \frac{a}{h_2}$ $H = \frac{h_1}{h_2}$

Las combinaciones de valores con que fueron elaboradas las curvas y tablas son las siguientes:

k_1 (K_1) = 0.2, 2.0, 20.0, 200.0

k_2 (K_2) = 0.2, 2.0, 20.0, 200.0

a_1 (A) = 0.1, 0.2, 0.4, 0.8, 1.6, 3.2

H = 0.125, 0.25, 0.5, 1.0, 2.0, 4.0, 8.0

Los esfuerzos verticales σ_{z1} y σ_{z2} se pueden obtener de los diagramas mostrados en el Anexo A.1 de esta tesis. De estos diagramas, se obtiene un valor del factor de esfuerzos (ZZ1 o ZZ2) para valores particulares de K_1 , K_2 , A y H del pavimento. Los esfuerzos, entonces, son:

$$\sigma_{z1} = q(ZZ1) \quad (2.26)$$

$$\sigma_{z2} = q(ZZ2) \quad (2.27)$$

Donde:

σ_{z1} : Esfuerzo vertical en la base de la capa 1

σ_{z2} : Esfuerzo vertical en la base de la capa 2

q : Presión de contacto

ZZ1 y ZZ2: Factores de esfuerzo

Los esfuerzos horizontales σ_{r1} , σ_{r2} , y σ_{r3} se pueden obtener de los factores de esfuerzo horizontal mostrados en las tablas del Anexo A.2. Se presentan tres conjuntos de factores de esfuerzo para una combinación particular de parámetros de entrada k_1 , k_2 , a_1 , y H . Los factores de esfuerzo están dados en diferencias de esfuerzo, es decir, (ZZ1-RR1), (ZZ2-RR2) y (ZZ2-RR3), con los cuales se determinan los esfuerzos horizontales, despejándolos de las siguientes expresiones:

$$\sigma_{z1} - \sigma_{r1} = q[ZZ1 - RR1]$$

$$\sigma_{z2} - \sigma_{r2} = q[ZZ2 - RR2]$$

$$\sigma_{z2} - \sigma_{r3} = q[ZZ2 - RR3]$$

2.2.4 SOLUCIONES PARA SISTEMAS MULTICAPAS

En la actualidad, los diseños de estructuras de pavimentos o el análisis de estructuras existentes contemplan más de tres capas. El análisis y determinación de los parámetros se puede hacer utilizando:

- Fórmulas simplificadas
- Herramientas computacionales

El modelo estructural en que se basan las teorías multicapas se esquematiza en la Figura 2.9; la estructura del pavimento es cargada sobre la superficie mediante una presión uniforme sobre un área circular. El cálculo de los esfuerzos y deflexiones se realizan en puntos debajo del centro del área cargada.

Verstraeten (1967) fue uno de los primeros investigadores en generalizar las soluciones de Burmister a un sistema de n capas sometidas a una carga vertical uniforme sobre un área circular. De manera similar, Charyulu y Sheeler en 1968 presentaron un modelo teórico de la distribución de esfuerzos en un sistema de varias capas sometidas a cargas con simetría axial; En este modelo se asumen las mismas condiciones de frontera establecidas por Burmister (1943) y, además, toma en cuenta la fricción y el desplazamiento relativo que existe entre capas cuando estas se someten a las cargas superficiales. Cabe mencionar que estas soluciones requirieron resolver las ecuaciones diferenciales del equilibrio de fuerzas. Para simplificar y resolver estas ecuaciones los autores utilizaron métodos numéricos con la ayuda de computadores, generando con ello curvas de esfuerzo vertical y desplazamientos en función de la profundidad.

La teoría de la elasticidad multicapa es compleja y requiere de un costo computacional significativo para su implementación. En el medio hay diferentes programas como se ha mencionado anteriormente, entre ellos el Programa KENPAVE-Kenlayer de la Universidad de Kentucky, este programa puede ser aplicado sólo en problemas de pavimentos asfálticos.

Mediante la utilización de fórmulas, solamente se pueden determinar algunos parámetros. Las fórmulas más conocidas son las siguientes:

Fórmula generalizada de Palmer y Barber (1940)

La carga sobre el pavimento se define por una presión uniforme q , aplicada sobre un área circular de radio a . La estructura está compuesta por $n-1$ capas horizontales de espesor h_i , módulo de elasticidad E_i , y la relación de Poisson μ_i .

- Cálculo de la deflexión en la superficie de la estructura, Δ_0 .

La deflexión en la superficie de la estructura está dada por Δ_0 y se calcula con la ecuación (2.28) :

$$\Delta_0 = \frac{2qa(1 - \mu^2)}{E_n} \left[\frac{1 - \left(\frac{E_n}{\hat{E}}\right)}{\left[1 + \left(\frac{h_1 + h_2 + \dots + h_{n-1}}{a}\right)^2 \left(\frac{\hat{E}}{E_n}\right)^{\frac{2}{3}}\right]^{\frac{1}{2}}} + \frac{E_n}{\hat{E}} \right] \quad (2.28)$$

Donde:

E_n : Módulo elástico de la última capa n .

\hat{E} : Módulo equivalente del modelo estructural.

E_i : Módulo de elasticidad de la capa i .

n : Número de capas de la estructura de pavimento.

h_i : Espesor de la capa i .

El módulo equivalente \hat{E} se determina por la siguiente expresión:

$$\hat{E} = E_1 \left[\frac{h_1 + h_2 \sqrt[3]{\frac{E_2}{E_1}} + h_3 \sqrt[3]{\frac{E_3}{E_1}} + \dots + h_{n-1} \sqrt[3]{\frac{E_{n-1}}{E_1}}}{\sum_{i=1}^{n-1} h_i} \right]^3 \quad (2.29)$$

Fórmula de Odemark (1949) para calcular el esfuerzo vertical de compresión sobre la subrasante, σ_z

El método de Odemark (1949) está basado en la suposición de que los esfuerzos y deformaciones por debajo de una capa dependen de la rigidez de esa capa solamente. Si el espesor, el módulo y la relación de Poisson de una capa son cambiados, pero la rigidez permanece sin cambiar, los esfuerzos y deformaciones por debajo de la capa deben también permanecer sin cambiar (Figura 2.10).

El método consiste en encontrar una capa con un espesor equivalente h_e , que tenga el módulo de elasticidad de la capa inferior, E_2 (menor al E_1), tal que se mantenga la rigidez de la capa constante. Después se aplica la teoría de elasticidad para un sistema semi-infinito homogéneo, por ejemplo, la teoría de Boussinesq para un área circular uniformemente cargada para obtener el incremento de esfuerzos y deformaciones del sistema multicapa.

El procedimiento se aplica en pares de capas de la parte superior a la inferior, y el número de veces necesario hasta que se tenga un sistema homogéneo que tenga el módulo de la capa de apoyo. La expresión para la obtención del espesor equivalente es:

$$h_e = f h_1 \sqrt[3]{\frac{E_1 (1 - \mu_2^2)}{E_2 (1 - \mu_1^2)}} \quad (2.30)$$

Donde,

f , es un factor de corrección, y

$f = 1.1(a/h_1)^{0.3}$, si el espesor de la capa 1, h_1 , es menor que el radio del área cargada a . El factor es igual a 1.0 en caso contrario y en un sistema de n capas,

$f = 0.9$, para la primera interfaz en un sistema de dos capas.

$f = 0.8$, para un sistema de n capas a partir de la segunda interfaz.

μ_i : Módulo de Poisson de la capa i .

Con la teoría descrita, se tiene entonces que en un sistema multicapas elástico de n capas, de espesor h_i , de módulo de elasticidad E_i , sometido a una carga circular, el esfuerzo vertical σ_z sobre la capa de subrasante estaría dada por la ecuación (2.31):

$$\sigma_z = q \left(1 - \frac{1}{\left[1 + \left(\frac{a}{h_e} \right)^2 \right]^{\frac{3}{2}}} \right) \quad (2.31)$$

Donde:

a: Radio de carga

E_i Módulo de elasticidad de la capa i

E_n Módulo de elasticidad de la capa n

n: Número de capas de la estructura de pavimento

h_e : Espesor equivalente del modelo estructural

Si se considera que $\mu_1 = \mu_2 = \dots = \mu_n$ y se requiere conocer el esfuerzo en un sistema multicapas, el espesor equivalente h_e se determina como sigue:

$$h_e = 0.8 \sum_{i=1}^{n-1} h_i \sqrt[3]{\frac{E_i}{E_n}} \quad (2.32)$$

Donde:

h_i Espesor de la capa i

El desplazamiento vertical al nivel del suelo de subrasante y en el eje de la carga está dada por la ecuación (2.33): (Odemark, 1949)

$$\Delta s = \frac{P}{2E_n h_e \sqrt{1 + \frac{a}{h_e}}} \quad (2.33)$$

EL valor de P y h_e se pueden determinar fácilmente mediante las ecuaciones (2.34) y (2.32) respectivamente:

$$P = q * a^2 * \pi \quad (2.34)$$

Donde,

h_e : Espesor equivalente del modelo estructural.

q: Presión de contacto.

a: Radio de carga.

E_i : Módulo de elasticidad de la capa i.

E_n : Módulo de elasticidad de la capa n.

n: Número de capas de la estructura del pavimento.

CAPÍTULO 3 PRUEBAS DE PLACA EN TRAMOS EXPERIMENTALES SOBRE SUELOS BLANDOS DEL EX LAGO DE TEXCOCO.

3.1 OBJETIVO DE LAS PRUEBAS DE PLACA EN LOS TRAMOS DE PRUEBA.

La prueba de placa es un tipo de ensaye *in situ* que permite medir la deformación vertical que sufre la superficie del conjunto pavimento-terraplén o suelo ante la acción vertical de una placa rígida de acero, monotónicamente cargada hasta esfuerzos que reprodujeron, en este caso, los que ejerce la llanta del tren de aterrizaje de nariz del avión AIRBUS A380, que es el que ejerce la mayor presión, al momento de una desaceleración para detenerse; los detalles se describen en el apartado 3.6 y un esquema general de la prueba de placa se esquematiza en la Figura 3.1.

En suma, el objetivo principal de las pruebas es evaluar las propiedades de deformabilidad de cada uno de los tramos puestos a prueba. Se estudiarán las curvas esfuerzo-deformación y los módulos de reacción medios del conjunto pavimento-terraplén-suelo de apoyo.

Durante los ensayos se registraron con celdas de presión los incrementos de esfuerzo vertical que se desarrollaron debajo del pavimento-terraplén de cada tramo de prueba. Estas mediciones se comparan con los que resultan de soluciones analíticas y numéricas.

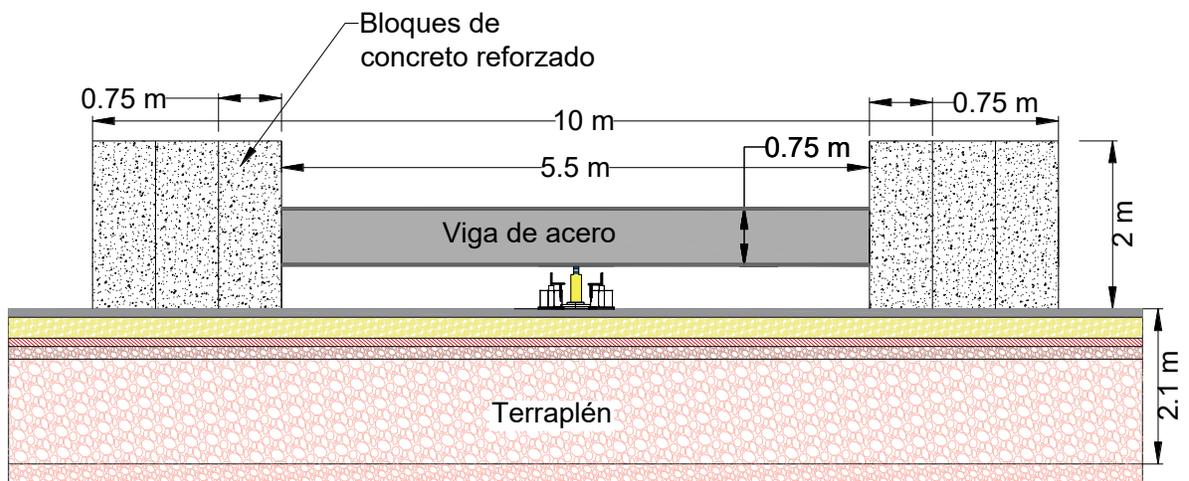


Figura 3.1 Esquema general de la prueba de placa.

3.2 UBICACIÓN DE LA ZONA DE ESTUDIO

El ex Lago de Texcoco se localiza al nororiente de la cuenca del Valle de México (Figura 3.2), que corresponde a una planicie que se eleva alrededor de 2,225 a 2,228 msnm, dando origen así, a la correspondiente zona más baja de la cuenca. Al Norte limita con “El caracol”, al Sur con la Autopista Peñón- Texcoco y el Lago Nabor Carrillo, al Oeste con el Circuito Exterior Mexiquense y al Este por terrenos sin nombre.

Dentro de esta zona se localiza el área particular de estudio, es decir, la ubicación de los tramos de prueba (Figura 3.3).



Figura 3.2 Localización del polígono de tramos de prueba.



Figura 3.3 Tramos de prueba construidos sobre el suelo del ex Lago de Texcoco (vista hacia el Oeste).

3.3 DESCRIPCIÓN GENERAL DE LA ESTRUCTURA DEL PAVIMENTO FLEXIBLE

En la elección del tipo de pavimento a utilizarse en un proyecto intervienen aspectos tales como, la magnitud y tipo de cargas (condición estática o dinámica) a transmitirse a la estructura, las condiciones del suelo sobre el cual se construirá dicho pavimento, así como, los costos de mantenimiento y las implicaciones en la funcionalidad de la estructura que supone tal mantenimiento.

El prototipo de pavimento construido en los tramos de prueba, como se mencionó en párrafos anteriores tiene un enfoque referido a obras aeroportuarias, esto es, aeropistas, calles de rodaje y/o plataformas; por lo tanto, su estructura y dimensiones se definieron considerando tanto las condiciones desfavorables del suelo, como los volúmenes estimados del tránsito y tipo de aeronaves; éstos últimos se usaron para estimar las magnitudes y tipos de cargas que serían transmitidos a la estructura.

Cabe mencionar, que la estructura de este tipo de pavimentos requiere de una capacidad estructural y durabilidad elevadas, esto se debe ante todo a las condiciones desfavorables de la cual estarían sometidas durante su vida útil.

Por todo lo anterior y debido a las facilidades en el mantenimiento que este tipo pavimentos presenta, principalmente en el restablecimiento de pendientes longitudinales y transversales, el tipo de pavimento adoptado en casi todos los tramos de prueba fue flexible, excepto en la solución conocida como celdas estructuradas donde el pavimento fue del tipo rígido. Para su diseño estructural preliminar se utilizó el programa FAARFIELD 2010V1 creado por la FAA (2009) el cual a través del método de elementos finitos calcula el estado de esfuerzos y

deformaciones que se producen al interior de la estructura del pavimento (rígido o flexible) debido al paso repetido de aeronaves. Para tal efecto, el programa considera que las capas que conforman dicha estructura tienen un comportamiento elástico. (II UNAM, 2014)

La estructura del pavimento flexible fue del tipo perpetuo, técnicamente conocido así debido a su alto módulo de rigidez y características que permiten su larga duración.

Bajo esas consideraciones, las capas del pavimento se estructuraron de la siguiente manera:

Una capa de rodadura de concreto asfáltico convencional tipo denso resistente a la deformación y al daño por humedad, a dicha capa la subyace una base asfáltica con alto módulo de rigidez. Esta base se encuentra apoyada sobre una base granular. Dado que existe una alta relación de rigideces entre las dos bases, lo cual propicia la aparición de grietas en la interfaz de éstas, se construyó entre ambas capas, una capa adicional con rigidez intermedia de tipo asfáltico con el fin de disminuir este efecto. Esta capa también permitió minimizar o incluso eliminar la aparición de grietas en la parte inferior de la base asfáltica de alto módulo debido al paso repetido de aeronaves, ya que, por sus condiciones de rigidez, tiende a ser más susceptible a la fatiga que las capas asfálticas con rigidez convencional. Todas las capas asfálticas de dicha estructura fueron elaboradas en caliente.

La pendiente transversal del pavimento fue de 1.5% (bombeo), y longitudinal 0%.

En la Figura 3.4 se muestra un esquema de las capas que conformó la estructura del pavimento flexible y en la Figura 3.10 que se muestra más adelante, se puede ver la losa tapa con 20 cm de espesor para el caso de la solución conocida como celda estructurada.

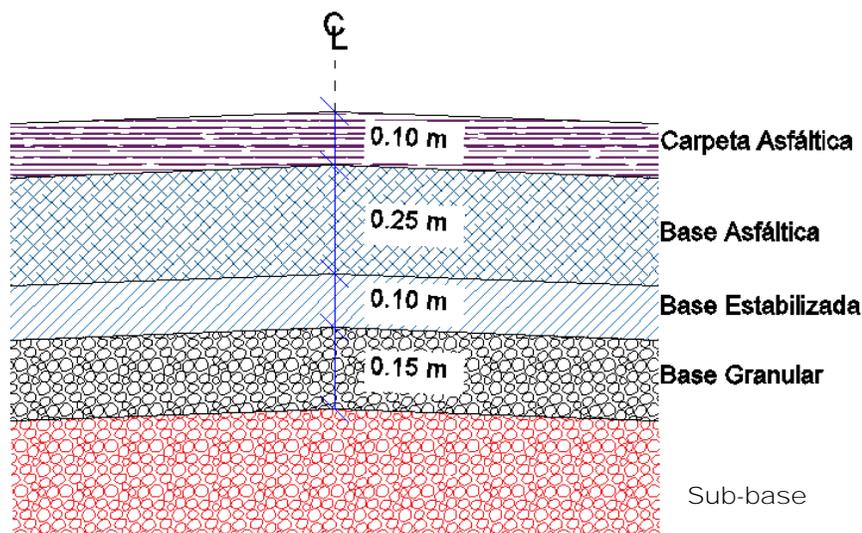


Figura 3.4 Capas que conforman la estructura del pavimento asfáltico.

3.4 LAS DIFERENTES SOLUCIONES DE LA CIMENTACIÓN PUESTOS A PRUEBA

En este apartado se describen de manera resumida las características particulares de cada sistema de solución puestos a prueba; refiriéndose sólo a su sección geométrica y los materiales que la constituyen.

En casi todas las soluciones se trata de terraplenes que, en conjunto con la estructura del pavimento, alcanzan una altura máxima al centro de 2.1 m sobre el nivel del terreno natural, con pendientes descendientes desde el centro hacia los hombros de 1.25% para el bombeo sobre la superficie de rodamiento. Los tramos de prueba vistos en planta sus dimensiones son de 30x30 m a excepción del terraplén de referencia y la sección compensada cuyas dimensiones son de 60x60 m.

En el caso particular conocido como celdas estructuradas no se requirió de un terraplén y su pavimento, a diferencia del resto, es de concreto hidráulico.

3.4.1 Terraplén sin tratamiento (de Referencia).

El objetivo principal de este tramo de prueba fue poner en evidencia los asentamientos y las deformaciones del conjunto sub base terraplén con la estructura del pavimento en ausencia de mejoramiento del subsuelo. Por consiguiente, su desplante fue directamente sobre el terreno natural y sin ningún tratamiento de su subsuelo.

El cuerpo del terraplén se conformó por tezontle compactado, sobre este se colocó una capa de tepetate compactado y por último la estructura general del pavimento. Una sección constructiva para el tramo de prueba con terraplén de referencia, se presenta de manera esquemática en la Figura 3.5.

Se trata de un terraplén que visto en planta es de 60x60 m, su altura máxima al centro es de 2.1 m sobre el nivel del terreno natural, con pendientes descendientes desde el centro hacia los hombros de 1.25% para el bombeo sobre la superficie de rodaje. Cuenta en su base con un metro de tezontle, al que sobreyacen 50 cm de tepetate y finalmente, la estructura de pavimento, que tiene 60 cm de espesor. Cabe mencionar que estas capas fueron separadas por medio de un geotextil no tejido.

En los hombros, donde no se continúa la estructura de pavimento, se extiende la capa de tepetate hasta alcanzar la altura total respectiva del terraplén.

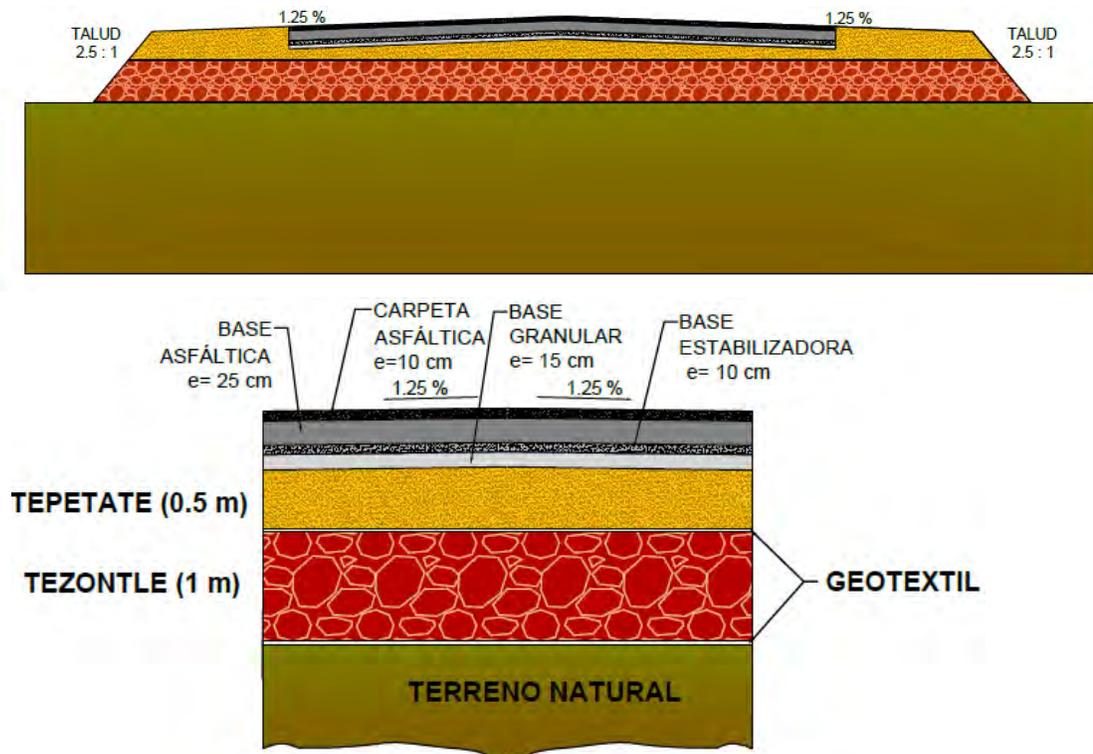


Figura 3.5 Sección de construcción para terraplén de referencia (II UNAM, 2014).

3.4.2 Tramo con sección compensada.

Esta solución tiene la función de aproximar a cero el incremento neto de presión sobre el suelo debida a una sobrecarga superficial, usando el principio de compensación de masas en términos de esfuerzos efectivos. Para lograr lo anterior es necesario realizar una excavación y rellenarla en la porción central con materiales más ligeros que el suelo natural. Para reducir los asentamientos diferenciales transversales bajo un terraplén que aparecen aún bajo carga uniforme y conservar su geometría original (pendiente transversal), se colocan franjas de materiales más pesados en los extremos de dicha excavación (II UNAM, 2014).

Bajo las consideraciones mencionadas, se realizó la excavación en el terreno natural de 1.70 m de profundidad. La parte central de la excavación se sustituyó por lechos de tezontle separados por geotextil, asimismo, los extremos de dicha excavación se sustituyeron por grava y tepetate. Sobre el tezontle, se construyó la estructura de pavimento.

De manera similar al terraplén de prueba, en los hombros, donde termina la estructura de pavimento, se colocó tepetate compactado por capas, desde el nivel de terreno natural y hasta alcanzar la altura total respectiva del terraplén.

En la Figura 3.6 se muestra la sección general para el tramo de prueba con compensación parcial.

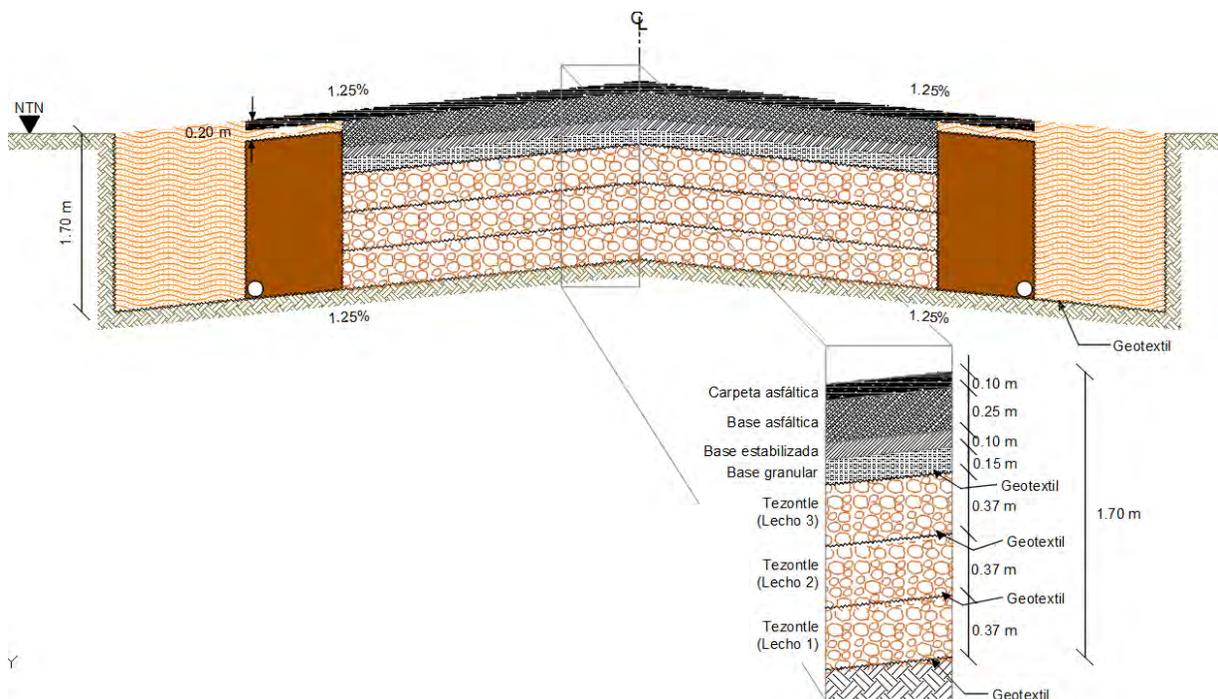


Figura 3.6 Sección de construcción para compensación parcial (II UNAM, 2014).

3.4.3 Terraplén con inclusiones rígidas.

La solución considerada para este caso, es el mejoramiento del suelo por medio de inclusiones cilíndricas del tipo rígidas (Concreto pobre coladas *in situ*), esta técnica reduce de manera significativa los asentamientos en los estratos compresibles ocasionados por las cargas superficiales y/o por el abatimiento de las presiones intersticiales.

La sección de construcción para el terraplén de prueba con inclusiones rígidas, fue similar a la del terraplén de referencia Figura 3.7.

Primeramente, sobre el terreno natural se colocó geotextil no tejido, sobre este se colocó a manera de volteo y acomodado con un tractor ligero una capa de material tezontle, esta capa se dividió en tres lechos separados de igual manera por un geotextil no tejido, comenzando por fragmentos de mayor tamaño y sucesivamente los tamaños menores; Las capas de tezontle así acomodadas alcanzaron 1m de espesor, sobre estas se colocó 0.5 m de tepetate y finalmente, sobre ésta capa se colocó la estructura del pavimento. El cuerpo del terraplén con la estructura del pavimento ya conformado, alcanzó una altura de 2.1 m (Figura 3.7).

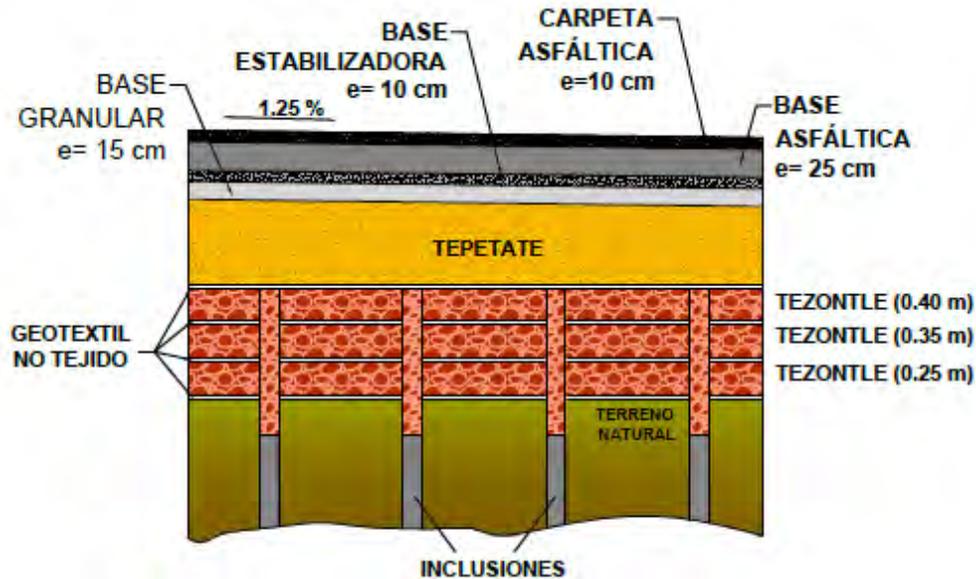


Figura 3.7 Colocación de geomateriales para la solución con inclusiones rígidas (II UNAM, 2014).

3.4.4 Terraplén piloteado.

Esta solución no tiene por objetivo mejorar el terreno, sino cimentar el terraplén, transfiriendo las cargas a lo largo del fuste de los pilotes o a estratos resistentes más profundos. (Mendoza *et al.*, 2016)

Para generar la transmisión de las cargas (Peso propio del terraplén-pavimento y de las cargas externas que se impongan sobre este) hacia los pilotes, debe generarse el fenómeno conocido como arqueado (Terzaghi, 1943). Al arquear el suelo que constituye el terraplén estructural se genera una bóveda, cuya base descansa sobre los pilotes y el material que está por debajo de la bóveda y que corresponde a la zona sin pilotes, gravita sobre la superficie del terreno.

Para lograr el fenómeno de arqueado, la variable principal recae propiamente en el relleno que conformará el terraplén estructural, ya que este debe ser un medio granular en el que su resistencia tenga mayor dependencia del ángulo de fricción interna (φ); éste ángulo es la variable principal que permite el desarrollo del fenómeno. Se ha comprobado en otra investigación (Mendoza y González, 2016) que el tezontle, material friccionante que, además de ser en general ligero, tiene gran resistencia cortante, lo que lo convierten en un material térreo muy conveniente para constituir dicho terraplén.

Otro de los elementos necesarios y que juega un rol importante para la generación del fenómeno de arqueado, es el empleo de un refuerzo geotextil entre el capitel de los pilotes y el terraplén, esto es importante ya que parte de la carga que no se transmite por el fenómeno del arqueado a los pilotes, se transfiere directamente a dichos geo-refuerzos y éstos se deforman generando catenarias con esfuerzos de tensión entre pilotes y así transfiriendo parte del peso del terraplén a los capiteles de los pilotes. Tal acción propicia que sólo una fracción de la carga

se transfiera al suelo blando (Mendoza *et al.*, 2016). La mayoría de los modelos de diseño, demuestran que la separación de los pilotes y la altura del terraplén son los que determinan el tipo de refuerzo a usar y de su resistencia.

Debido a lo anterior, en esta solución a diferencia de las inclusiones rígidas el espesor más generoso corresponde al material granular del terraplén estructural, este material conocido como tezontle o escoria volcánica, garantizó no sólo la generación del fenómeno de arqueo hacia los cabezales de los pilotes, sino que dio el sustento suficiente a la estructura de pavimento y además, durante las pruebas de placa fueron un elemento esencial para que esta solución presentara muy pocas deformaciones al comparar los resultados con el de las otras soluciones.

En la Figura 3.8 se muestra de manera esquemática una sección del terraplén de pruebas sobre pilotes de fricción y estos se colocaron siguiendo un arreglo rectangular de 4 x 4 m vista en planta (Figura 3.9). Dadas las condiciones que impone el hundimiento regional que prevalece en la zona, dichos pilotes deben trabajar fundamentalmente por fricción; esto es, su punta no debe tocar estratos duros, sino que toda su longitud debe estar embebida en la Formación Arcillosa Superior (FAS). Sobre su cabeza, los pilotes cuentan con un capitel que constituye una ampliación de su sección transversal, y que tiene por objetivo propiciar la transferencia de cargas del terraplén a éstos, además de impedir que se desarrolle un posible mecanismo de penetración del pilote en los suelos del terraplén. El suelo que queda fuera del área cubierta por los capiteles tiene la tendencia a asentarse generando con ello un fenómeno de arqueo, con lo que se propicia que buena parte del peso propio del terraplén se transfiera al capitel de los pilotes; y de éstos a estratos más profundos, menos compresibles.

El terraplén se inició con la colocación de un geotextil no tejido directamente colocado sobre el terreno natural, ya deshierbado. Sobre el geotextil, se bandeó una capa de tezontle con aproximadamente 25 cm de espesor que sirvió de plataforma de trabajo y a través de la que se hincaron los pilotes.

Una vez hincados los pilotes y construidos los capiteles, se extendieron cubriendo toda el área, dos lechos (sentidos transversal y longitudinal) de geomalla uniaxial. Posteriormente, se continuó con la construcción del cuerpo del terraplén; Para ello, se tendieron capas compactas calidad sub-base de 15 cm de espesor, hasta alcanzar un espesor de 1.25 m (1.5 m sobre el nivel del terreno natural). Finalmente, sobre este se colocó la estructura del pavimento alcanzando en conjunto un espesor total de 2.1 m al centro del terraplén (Figura 3.8).

Debajo del terraplén de prueba se colocaron instrumentos para medir la presión. Estos se colocaron justo en el contacto entre el material constituyente del terraplén (tezontle) y algunos capiteles y directamente en el suelo; en el contacto con el suelo se colocaron entre pilotes y en la diagonal entre pilotes.

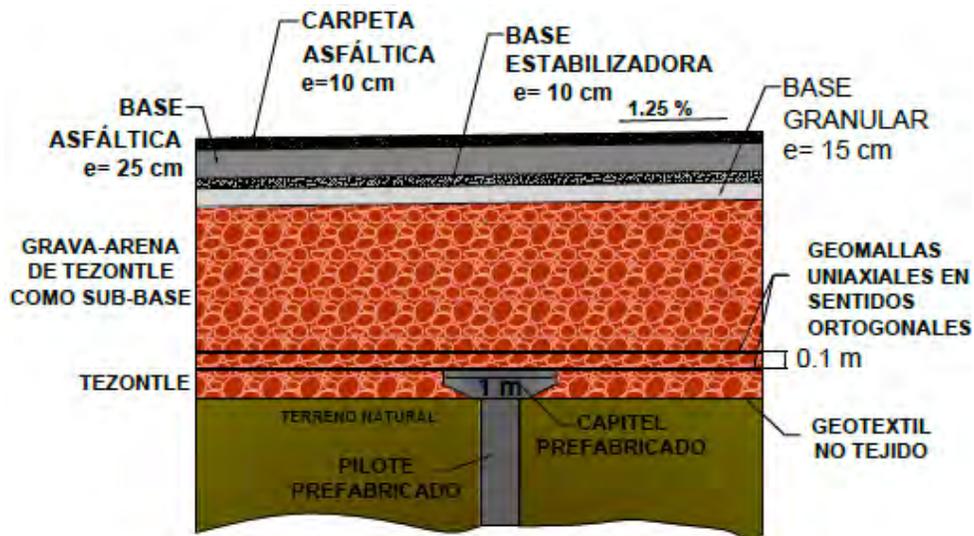


Figura 3.8 Sección de construcción para terraplén piloteado (II UNAM, 2014).

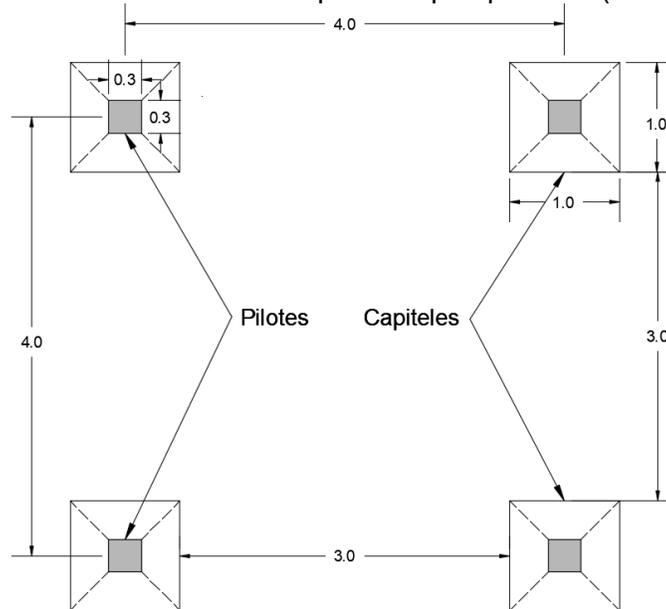


Figura 3.9 Vista en planta de la distribución de los pilotes. Acot. en [m].

La mayor virtud que puede reconocerse a este sistema de cimentación, es el seguimiento muy cercano que se puede lograr entre los movimientos del terraplén, y los que impone el hundimiento regional; en efecto, la flexibilidad del sistema que permite ajustar separación y dimensiones de pilotes, incluyendo su longitud, y las de capiteles, permite lograr mínimo asentamiento de un terraplén, con respecto a la superficie del terreno con hundimiento regional. El uso cotidiano de pilotes de fricción en el Valle de México asegura una solución bien conocida y probada, que puede resultar económicamente rentable, porque si bien los pilotes llevan acero de refuerzo, la separación entre ellos puede ser mayor que para inclusiones rígidas sin capiteles.

3.4.5 Losa con celdas estructuradas.

Esta solución del tipo rígido, se compone principalmente de una losa tapa y muros perimetrales de concreto que encapsula el suelo natural el cual trabaja acopladamente, convirtiendo la celda en una pila aligerada, de área transversal equivalente a la de la losa tapa, y profundidad de desplante similar al largo de la pata de la celda (II UNAM, 2014).

Esta solución permite que los asentamientos inducidos tanto por el peso propio de las celdas como las cargas externas que se le impongan, ocurran de manera uniforme para tiempos a corto y largo plazo; aún en el caso de que en el suelo de apoyo se presenten heterogeneidades a lo largo y ancho de la sección, esto se debe principalmente a que tal solución tiene la característica inherente de tener una alta rigidez a la flexión.

En la Figura 3.10 se muestra de manera esquemática una sección de construcción con dimensiones de esta solución. Se trata de celdas precoladas compuestas por tres subceldas cada una; cabe mencionar, que se llevó acabo un postensado en el conjunto de las tres subceldas, pasando los torones por los muros extremos de 30 cm de espesor.

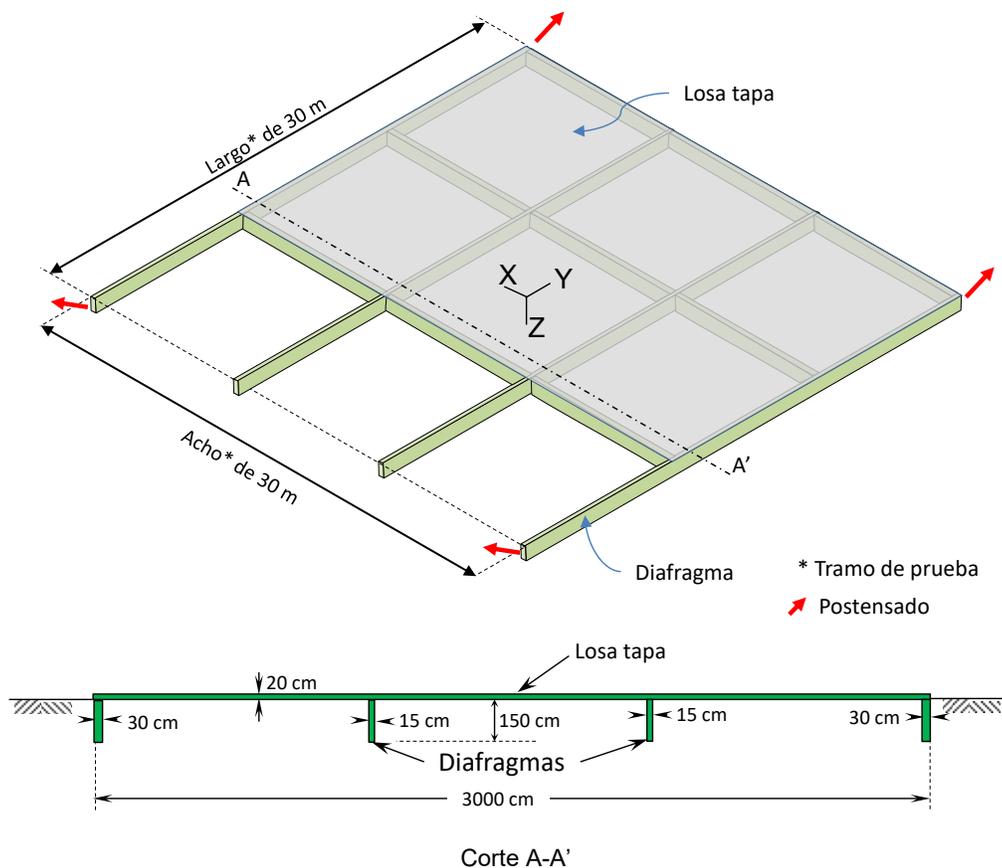


Figura 3.10 Distribución de las subceldas en el tramo de prueba. (II UNAM, 2014)

3.4.6 Terraplén con drenes verticales y precarga

Es posible mejorar las características mecánicas de los suelos finos aumentando su grado de consolidación por precarga (Barron, 1948; PEMEX, 1974; LCPC, 1985); Si a éstos previamente se le instala un sistema de drenaje, en conjunto se tiene los efectos siguientes:

- Acelerar el desarrollo de la consolidación del suelo bajo carga y evitar asentamientos totales o diferenciales importantes a mediano o largo plazo.
- Aumentar la resistencia no drenada del suelo y por tanto la capacidad de carga del terreno.

A continuación, se describen las dos técnicas más comunes sobre la precarga:

a) Precarga simple

Esta técnica consiste en colocar sobre el terreno una carga igual a la carga definitiva o eventualmente aumentada con una sobrecarga (Figura 3.11).

La sobrecarga disminuye el tiempo de consolidación requerido para alcanzar determinado grado de consolidación bajo la precarga. Una vez que se presentan los asentamientos esperados, la sobrecarga se retira (Figura 3.11). En este caso, los dos primeros efectos son dominantes: la sobrecarga se remueve cuando los asentamientos inducidos garantizan el buen comportamiento de la obra futura. El último efecto se logra generalmente mediante una construcción por etapas y resulta útil cuando la resistencia inicial del suelo es insuficiente para soportar la estructura definitiva sin que se presente la falla. Cada etapa conduce a un mejoramiento del suelo que permite la realización de la etapa siguiente.

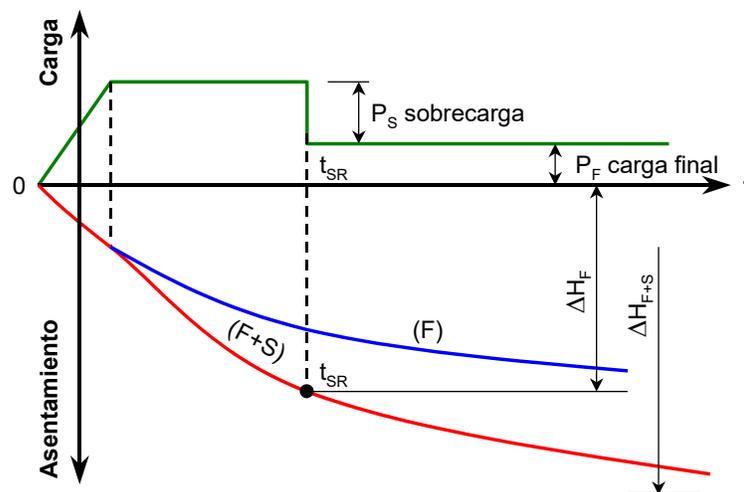


Figura 3.11 Proceso de precarga y descarga en el tiempo (II UNAM, 2014)

El aumento del grado de consolidación del suelo se logra incrementando el esfuerzo efectivo dentro del mismo, lo cual puede obtenerse aumentando el esfuerzo total o disminuyendo la presión intersticial. El mejoramiento de los suelos finos consiste por tanto en actuar sobre alguno de estos factores o sobre los dos simultáneamente.

b) Precarga con sistema de drenaje

Es posible aumentar la eficiencia de la precarga instalando previamente un sistema de drenaje constituido por drenes verticales o trincheras drenantes (Figura 3.12), (Barron, 1948; PEMEX, 1974; LCPC, 1985; SMIG, Auvinet, 1979). La precarga con un sistema de drenaje permite lograr lo siguiente:

- Acelerar el desarrollo de los asentamientos de consolidación primaria.
- Acelerar la aparición y el desarrollo de asentamientos de consolidación secundaria.
- Aumentar la resistencia no drenada del suelo.

El sistema, inicialmente inerte, se vuelve activo cuando se carga el suelo. Los drenes verticales, generalmente colocados en tresbolillo, pueden ser de arena o prefabricados (cartón o plástico). Para el diseño de sistemas de drenes, puede recurrirse a los conceptos indicados por Covarrubias (1972) y Stamatopoulos y Kotzias (1985). Los drenes de arena son más costosos que los drenes prefabricados, pero presentan la ventaja de que contribuyen en cierta medida a reforzar el suelo y a uniformar su compresibilidad (II UNAM, 2014).

Una condición para que los drenes cumplan eficientemente con su función es que el procedimiento constructivo de los mismos evite en todo lo posible el remoldeo del suelo circundante (Casagrande y Poulos, 1969). En efecto, el remoldeo tiende a reducir la permeabilidad y a aumentar la compresibilidad del suelo. Se considera que los métodos que inducen pocos desplazamientos en los suelos son los que causan menores perturbaciones. Tomando en cuenta lo anterior, el procedimiento que consiste en recurrir a barrenos helicoidales huecos (“Continuous Flight Augers”) es preferible al hincado previo de tubos para la colocación de la arena. Los barrenos helicoidales permiten además cruzar los lentes resistentes con mayor facilidad.

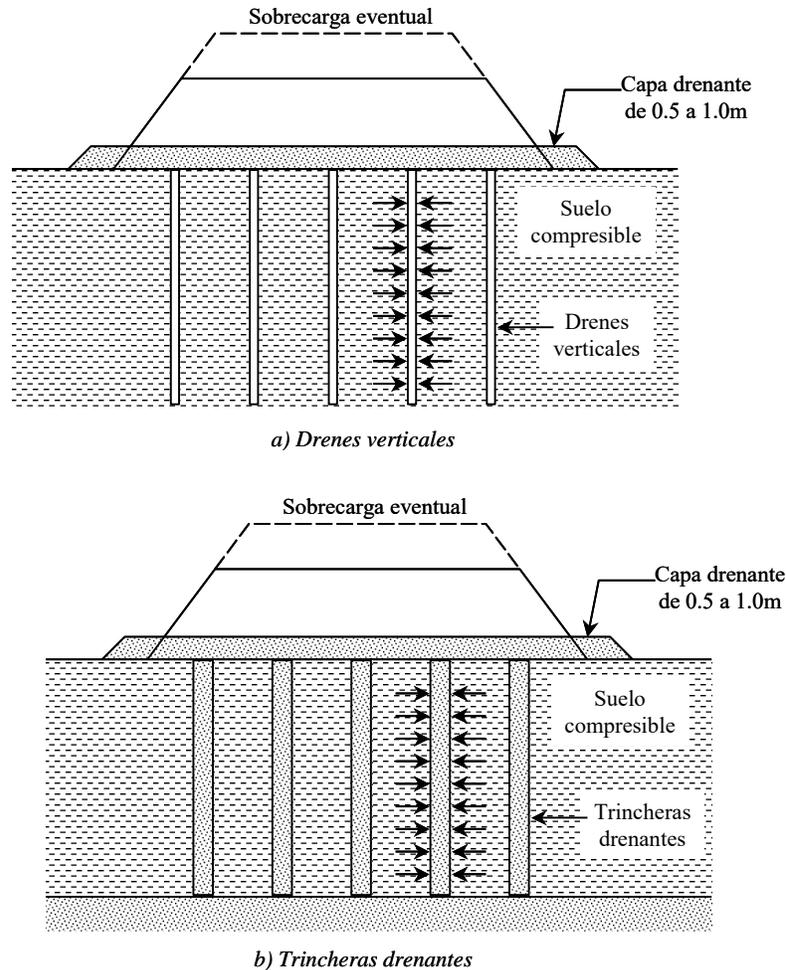


Figura 3.12 Sistemas comunes de drenaje (II UNAM, 2014)

Los suelos tratados con drenes se recubren siempre con una capa drenante con un espesor de por lo menos 0.5 a 1 m y, en todo caso, superior al asentamiento esperado. Debe preverse el drenaje de esta capa hacia cárcamos de bombeo laterales mediante trincheras drenantes transversales que pueden estar espaciadas de varias decenas de metros. Es conveniente que el material de la capa drenante sea ligero tomando en cuenta que una parte importante del mismo permanecerá en el sitio después de remover la sobrecarga. Se puede minimizar su peso volumétrico usando criterios de selección de materiales semejantes a los usados en la técnica de compensación parcial. Esta capa se coloca generalmente antes de construir los drenes para facilitar el tránsito de los equipos de perforación y de servicio. Para evitar la incrustación de la capa drenante en el suelo blando, es necesario apoyarla sobre un lecho de geotextil o una combinación de geotextil y geomalla.

La precarga con drenes verticales prefabricados, es considerada en la actualidad como una de las técnicas de mejoramiento del suelo más empleadas en todo el mundo (principalmente en arcillas suaves muy compresibles, Indraratna y Bamunawita, 2002; Espinoza y Li, 2013; Ganesalingam et al. 2013; Hsi et al., 2013; islam y Yasin, 2013; Karunawardena y Toki, 2013;

Kirsten y Wittorf, 2013; Parsa-Pajouh et al., 2013; entre otros). Efectos tales como el remoldeo debido a la instalación y la no-saturación de la interfaz con el dren, afectan el comportamiento de estos drenes haciéndolos menos eficientes (Indraratna y Bamunawita, 2002).

En los tramos de prueba en comento, se pusieron bajo estudio dos sub-tramos de precarga con sistemas de drenaje, el primer tramo la precarga se constituyó con drenes de arena y la segunda parte con drenes verticales prefabricados.

La sección de construcción para el terraplén de prueba con solución de drenes y precarga, fue similar a la del terraplén de referencia (Figura 3.5). La diferencia estriba en la forma de colocar el tezontle de la base. En efecto, en las Figuras 3.13 y 3.14 se muestran detalles de la sección de construcción para el terraplén con drenes verticales prefabricados y de arena respectivamente, donde se observa que el tezontle se colocó compactado sobre el terreno natural, previa colocación de un geotextil no tejido y una geomalla sobre el terreno natural. Los fragmentos de mayor tamaño se colocan primero y sucesivamente los tamaños menores, dividiendo las capas mediante cuatro capas de geotextil. Las capas de tezontle así acomodadas alcanzan 1 m de espesor.

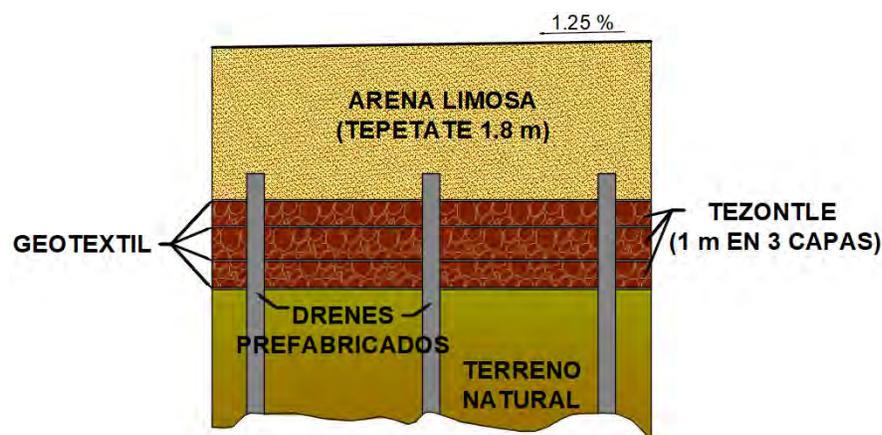


Figura 3.13 Sección de construcción de la precarga con drenes prefabricados.

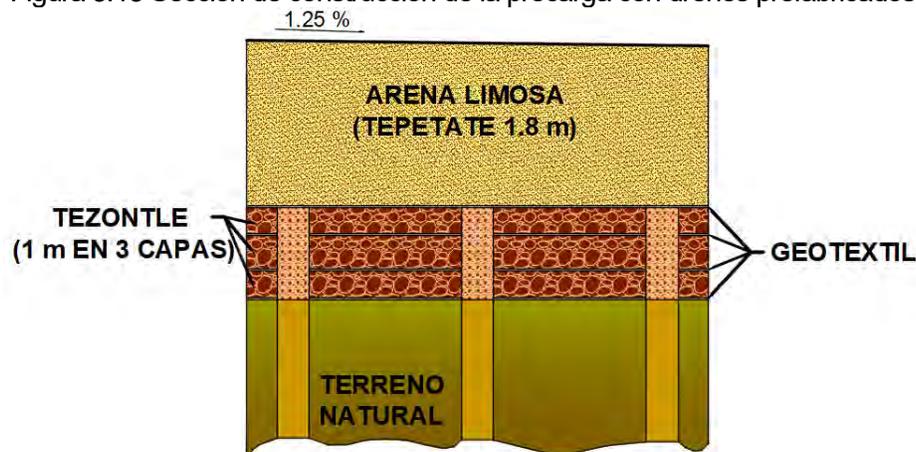


Figura 3.14 Sección de construcción de la precarga con drenes de arena.

3.5 UBICACIÓN DE LOS PUNTOS DE ENSAYE.

Los puntos de ensaye se ubicaron en sitios donde se tenían instaladas celdas de presión debajo del pavimento. Tal como se mencionó en capítulos anteriores estos transductores fueron parte de la instrumentación de los tramos de prueba, y éstos se instalaron en la interfaz suelo y terraplén.

Para ubicar dichos puntos, fue necesario recurrir a los planos de instrumentación de cada sistema de solución y con base en ello, se efectuó un cuidadoso levantamiento topográfico de la ubicación en planta de la celda de presión, para luego proyectarla en la superficie del pavimento a fin de ubicar el centro de las placas de carga (Figura 3.16).

La finalidad de escoger estos sitios, es que durante las pruebas de placa se registren los incrementos de presión que se desarrollarían debajo de la estructura del pavimento-terraplén de cada tramo de prueba.

También se llevó a cabo en la superficie del pavimento, la ubicación y el trazo del lugar de colocación de cada uno de los elementos de reacción (Figura 3.15). Esta actividad fue muy importante, ya que con ello se evitó en gran manera la influencia que pudiera generar los pesos del sistema de reacción en los diferentes puntos de ensaye.



Figura 3.15 Ubicación y trazo del lugar de colocación de los elementos de reacción.



Figura 3.16 a) Ubicación y trazo de los puntos de ensaye, b) Punto de ensaye ubicado sobre la superficie del pavimento

3.6 CONSIDERACIONES SOBRE LA PRESIÓN Y DIMENSIONES DE LA PLACA DE ENSAYE

3.6.1 Obtención de la carga máxima

Uno de los factores más importantes a considerarse en el diseño de estructuras de pavimentos son las cargas debidas al peso de los vehículos o aeronaves para el caso de aeropistas; Sin embargo, determinar la magnitud, el número de repeticiones y su distribución sobre la superficie de la estructura, es una tarea muy compleja, ya que esta se presenta de manera variable a lo largo de la vida útil del pavimento. En México, en la mayoría de los casos toman en cuenta estos factores con base en estudios estadísticos del tránsito de los diferentes tipos de vehículos y sus cargas, por ejemplo, para los pavimentos convencionales vehiculares la SCT en 1991, inició un estudio denominado formalmente “Estudio Estadístico de Campo del Autotransporte Nacional”, el cual tiene como objetivo generar información sobre las características de los vehículos de carga que circulan por las carreteras, los tipos de carga transportados por ellos, así como sus orígenes y destinos y algunas particularidades de las condiciones en que se realiza el transporte. De esta manera, se puede considerar de manera estadística las configuraciones de vehículos de carga más significativas, a fin de obtener correlaciones y proponer metodologías que permitan ubicar éstas, en un diseño preliminar del pavimento.

De manera similar se realiza en el diseño de pavimentos para aeropistas; Además, por el amplio uso de la computadora, la tendencia es a utilizar directamente los nuevos métodos de diseño (Mecanicistas); empleando modalidades distintas en el análisis estructural, considerando sistemas multicapas o mediante la aplicación de programas que emplean el método del elemento finito. Tal es el caso, del FAARFIELD 2010V1 creado por la Federal Aviation Administration (2009) software muy usado para el diseño estructural de aeropistas, el cual a través del método de elementos finitos calcula el estado de esfuerzos y deformaciones que se producen al interior de la estructura del pavimento (rígido o flexible) debido al paso repetido de aeronaves y además, cuenta con una amplia base de datos de aeronaves que transitan por los aeropuertos a nivel mundial en la que describe las características geométricas de los aviones, condiciones de carga máxima, presiones y áreas de contacto de las llantas, así como porcentajes de distribución de carga en el tren de aterrizaje y tren principal. (II UNAM, 2014)

En este caso de estudio, la carga que se buscó no fue precisamente la de diseño sino más bien, aquella que con las pruebas de placa permitieran evaluar y observar de manera conjunta el comportamiento del pavimento y su cimentación.

Para lograr lo anterior, se consideró la carga más desfavorable o carga máxima que produciría la aeronave de mayor peso; cabe recordar que el tema de estudio que aborda esta tesis, es acerca de la evaluación de una estructura de pavimento enfocada a obras aeroportuarias. Por lo tanto, y según el Manual AIRBUS (2005) la condición más crítica se presenta cuando la aeronave se encuentra en un proceso de frenado con una desaceleración de 10 ft/s^2 . La aeronave considerada en este caso, es el AIRBUS modelo A380 y en ese mismo manual se indica que bajo las condiciones mencionadas, el tren de aterrizaje en la nariz de dicha aeronave transmite una carga máxima (aproximadamente 71 t) al pavimento. En la Figura 3.17 y Tabla 3.1 se reproduce del manual la información antes mencionada.

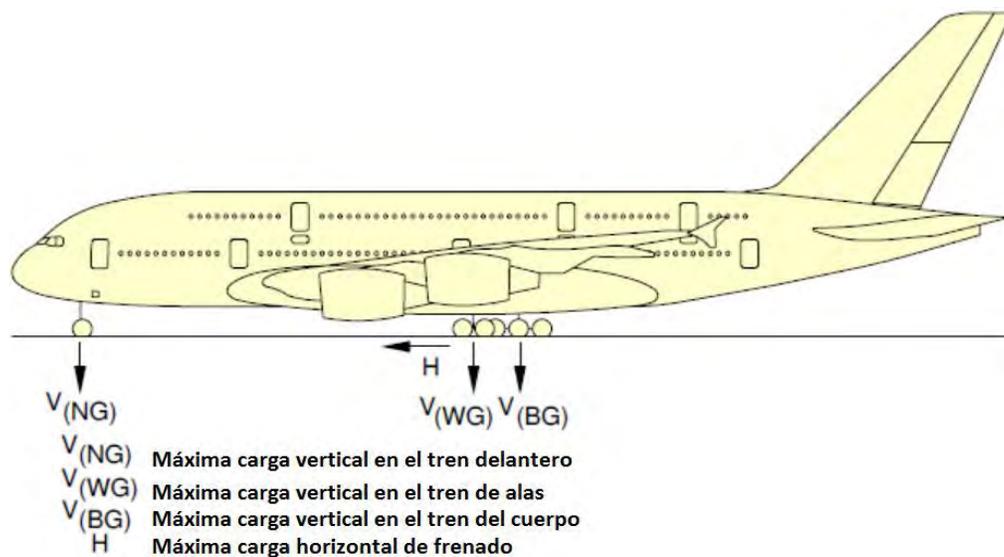


Figura 3.17 Cargas que se transmiten al pavimento debido al peso de la aeronave, (AIRBUS, 2005).

Tabla 3.1 Magnitudes de cargas máximas que se transmiten al pavimento cuando la aeronave se encuentra en el proceso de aterrizaje (AIRBUS, 2005).

1	2	3		4	5		6		7			
		$V_{(NG)}$			$V_{(WG)}$		$V_{(BG)}$		H			
VARIACIONES DE LOS PESOS	PESO MÁXIMO EN RANPA	CARGA MÁXIMA ESTÁTICA		CARGA MÁXIMA EN EL PROCESO DE FRENADO A UNA DESACELERACIÓN DE 10 FT/S ²	MÁXIMA CARGA VERTICAL EN EL TREN DE LAS ALAS		MÁXIMA CARGA VERTICAL EN EL TREN DEL CUERPO		FRENADO ESTABLE CON UNA DESACELERACIÓN DE 10 FT/S ²	CON FRENADO INSTANTANEO CON COEFICIENTE = 0.8		
WV004	562 000 kg (1 239 000 lb)	39 830 kg (87 800 lb)	37.5 % MAC (a)	69 430 kg (153 075 lb)	106 920 kg (235 725 lb)	43 % MAC (a)	160 380 kg (353 575 lb)	43 % MAC (a)	34 930 kg (77 025 lb) 52 400 kg (115 525 lb)	(b) (c)	85 540 kg (188 575 lb) 128 310 kg (282 875 lb)	(b) (c)
WV005	562 000 kg (1 239 000 lb)	39 830 kg (87 800 lb)	37.5 % MAC (a)	69 430 kg (153 075 lb)	106 920 kg (235 725 lb)	43 % MAC (a)	160 380 kg (353 575 lb)	43 % MAC (a)	34 930 kg (77 025 lb) 52 400 kg (115 525 lb)	(b) (c)	85 540 kg (188 575 lb) 128 310 kg (282 875 lb)	(b) (c)
WV006	575 000 kg (1 267 650 lb)	40 050 kg (88 300 lb)	37.8 % MAC (a)	70 340 kg (155 075 lb)	108 470 kg (239 125 lb)	41 % MAC (a)	162 700 kg (358 700 lb)	41 % MAC (a)	35 740 kg (78 800 lb) 53 610 kg (118 200 lb)	(b) (c)	86 780 kg (191 300 lb) 130 160 kg (286 950 lb)	(b) (c)
WV007	492 000 kg (1 084 675 lb)	39 700 kg (87 525 lb)	35.06 % MAC (a)	65 610 kg (144 650 lb)	93 600 kg (206 350 lb)	43 % MAC (a)	140 410 kg (309 550 lb)	43 % MAC (a)	30 580 kg (67 425 lb) 45 880 kg (101 150 lb)	(b) (c)	74 880 kg (165 100 lb) 112 320 kg (247 625 lb)	(b) (c)
WV008	577 000 kg (1 272 075 lb)	40 190 kg (88 600 lb)	37.8 % MAC (a)	70 590 kg (155 625 lb)	108 850 kg (239 975 lb)	41 % MAC (a)	163 270 kg (359 950 lb)	41 % MAC (a)	35 870 kg (79 075 lb) 53 800 kg (118 600 lb)	(b) (c)	87 080 kg (191 975 lb) 130 620 kg (287 950 lb)	(b) (c)
WV009	512 000 kg (1 128 775 lb)	39 720 kg (87 575 lb)	35.83 % MAC (a)	66 690 kg (147 025 lb)	97 410 kg (214 750 lb)	43 % MAC (a)	146 110 kg (322 125 lb)	43 % MAC (a)	31 830 kg (70 175 lb) 47 740 kg (105 250 lb)	(b) (c)	77 930 kg (171 800 lb) 116 890 kg (257 700 lb)	(b) (c)

En la Tabla 3.1 se observa que la aeronave con designación WV008 es la de mayor peso, por lo tanto, esta fue la que se tomó en cuenta para este caso de estudio. Igualmente, en esa misma tabla se distingue que cuando la aeronave está en el proceso de frenado, el tren de aterrizaje que distribuye mayor carga al pavimento es el de la nariz ($V_{(NG)}$), con una carga de 70.59 t, la cual se reparte en dos ruedas, por lo que la carga que una llanta transfiere al pavimento es de 35.295 t. Además, nótese también que aparece una fuerza horizontal (H), esta fuerza tangencial se debe principalmente por el rozamiento entre el pavimento y neumático debido al proceso de frenado.

Los esfuerzos horizontales de aceleración y frenado o en curvas de pequeño radio, que se pueden producir en zonas localizadas, influyen también en el estado de esfuerzos y deformaciones del pavimento. Cuando en la superficie de un pavimento se originan esfuerzos tangenciales, éstos deben ser resistidos por las capas superiores de 8-10 cm, pero en general no afectan a las capas inferiores. Por ello, la forma práctica con la que se resuelven estos problemas, es proyectando capas de rodamiento cuya resistencia al esfuerzo cortante sea suficientemente alta para garantizar que no se produzcan rupturas o deformaciones por cizallamiento. (Garnica *et. al.*, 2002)

Finalmente, y por todo lo anterior, se decidió fijar una carga de 36 t como la máxima para las pruebas de placa. Esta carga se redondeó a un valor cerrado para facilidad de ejecución de las pruebas y también para estar por el lado de la seguridad, sin embargo, debe entenderse que la máxima que se transmite al pavimento por la aeronave de mayor peso es estrictamente de 35.295 t.

3.6.2 Obtención del área de la huella de una llanta del avión de diseño y su diámetro equivalente.

Las cargas generadas por las aeronaves se transmiten al pavimento a través de las ruedas contenidas en cada uno de los trenes de aterrizaje. Para determinar la presión o el esfuerzo que se genera sobre la superficie, es necesario conocer además de la carga el área de contacto entre el neumático y el pavimento; Sin embargo, esta área o huella depende de la presión de contacto (Figura 3.18), y este a su vez, del tipo de neumático, de la presión de inflado, la carga por rueda, de la velocidad de la aeronave y del estado en que se encuentre la superficie del pavimento.

En la Figura 3.18, se esquematiza la variación de la presión de contacto con base en la presión de inflado de la llanta. En ella se observa que la presión de contacto es más grande que la presión de la llanta para presiones bajas de la llanta, debido a que la pared de la misma está en compresión y la suma de las fuerzas verticales de la pared y presión de la llanta deben ser iguales a la fuerza debido a la presión de contacto; la presión de contacto es más pequeña que la presión de la llanta para presiones altas de la llanta, debido a que la pared de la llanta está en tensión.

Sin embargo, en el diseño de pavimentos la presión de contacto generalmente se asume igual a la presión de la llanta. Debido a que los ejes de carga pesados tienen presiones altas y efectos más destructivos en el pavimento, utilizar la presión de inflado de la llanta como presión de contacto es ubicarse del lado de la seguridad. (Huang, 1993)

Así pues, conocida la carga y presión de inflado de la rueda de diseño, puede calcularse el radio de su área de contacto, supuesta circular. Esta metodología es muy aceptada, y es utilizada en el método semiempírico propuesto por McLeod (1953) para el diseño de pavimentos rígidos y flexibles.

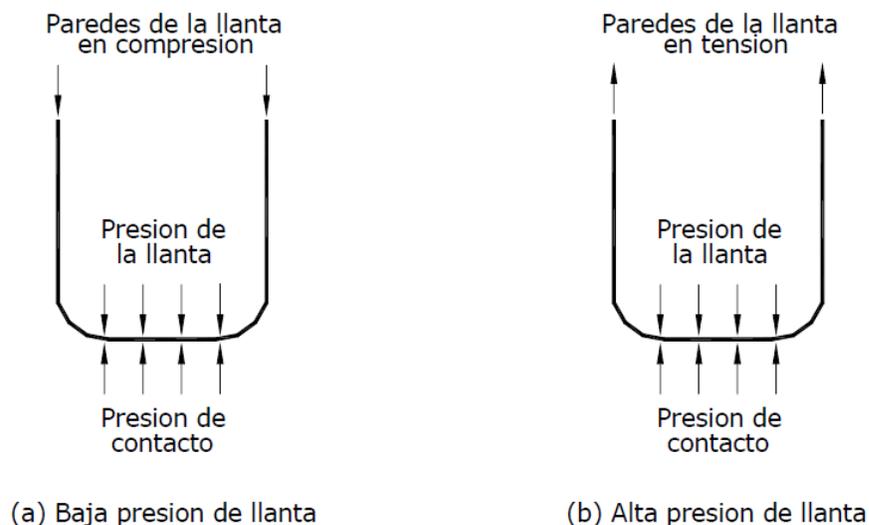


Figura 3.18 Relación entre la presión de contacto y la presión de la llanta (Garnica et. al., 2002).

Cuando se utiliza la teoría multicapas en el diseño de pavimentos flexibles, se asume que cada llanta tiene un área de contacto de forma circular. Esta suposición no es correcta, pero el error en el que se incurre no es significativo. (Garnica et. al. 2002). En el caso particular, la huella del neumático de la aeronave cuando se encuentra en reposo puede aproximarse a una elipse y adopta una forma circular cuando esta se encuentra en movimiento.

Bajo estas consideraciones, el área de contacto se determinó considerando una presión de inflado normal de una llanta del avión de diseño, que según el manual AIRBUS A380 (2005), este valor corresponde a 1.41 MPa.

A continuación, se detalla el procedimiento de la obtención del área de contacto considerando una presión de inflado de 1.41 MPa y con una carga de 36 t.

En general, la técnica para la obtención del área de contacto es parte de la metodología propuesta por Boyd y Foster (1950) y que es utilizado para el diseño de pavimentos de aeropistas, en realidad, el método denominado CBR del Cuerpo de Ingenieros de los Estados Unidos tiene en sus consideraciones este criterio simplificado.

La técnica denominada "Equivalent Single Wheel Load (ESWL)" (carga en una sola rueda equivalente) consiste en suponer que una sola rueda equivalente puede generar en el pavimento los mismos efectos de esfuerzos y deformaciones que generarían en conjunto el arreglo de ruedas de cualquier tren de aterrizaje de una aeronave; de esta manera, las cargas impuestas en cada tren de aterrizaje se asigna únicamente a una sola rueda simple equivalente, por consiguiente, esta rueda debe reproducir en la superficie la misma área de contacto y en efecto, la misma presión de contacto.

Dentro de esta metodología, Boyd y Foster (1950) proponen calcular el área de contacto como se esquematiza en la Figura 3.19.

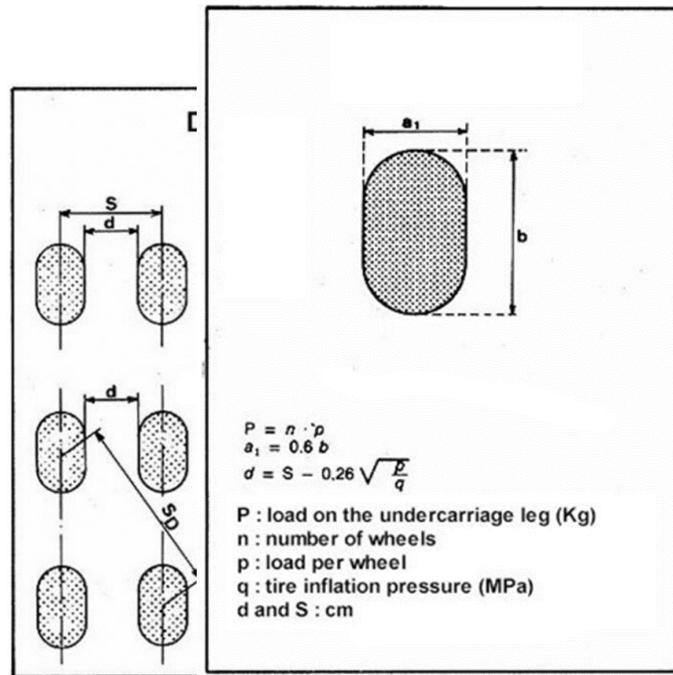


Figura 3.19 Método para la obtención del área de contacto según Boyd y Foster (1950).

De la Figura 3.19 se obtienen las siguientes expresiones:

$$a_1 = 0.6b \quad (3.1)$$

$$d = S - 0.26 \sqrt{\frac{\rho}{q}} \quad (3.2)$$

$$S = d + 2r \quad (3.3)$$

$$a_1 = 2r \quad (3.4)$$

Donde:

ρ = Carga por rueda, kg

q = Presión de inflado del neumático, MPa

S = Separación centro a centro entre neumáticos, cm

d = Distancia de borde a borde entre neumáticos y que depende de la presión de inflado del neumático, cm

r = Radio del arco de la semi-elipse, cm

Nota: Es importante tomar en cuenta las unidades de cada una de las variables que intervienen en las ecuaciones mostradas, ya que el autor propuso estas correlaciones específicamente con las unidades que se indican.

Según el manual AIRBUS A380 (2005) el valor de S es de 153 cm y la carga por rueda que transmite el tren del fuselaje cuando la aeronave se encuentra estática y antes de despegar es de 27205 kg, por lo tanto, sustituyendo los valores conocidos en la ecuación (3.1), se tiene:

$$d = 153 \text{ cm} - 0.26 \sqrt{\frac{27205 \text{ kg}}{1.41 \text{ MPa}}}$$

$$d = 116.8 \text{ cm}$$

De la ecuación (3.3), sustituyendo el valor de “d” y despejando “r” se tiene:

$$r = \frac{S - d}{2}$$

$$r = \frac{153 \text{ cm} - 116.8 \text{ cm}}{2}$$

$$r = 18 \text{ cm}$$

De la ecuación (3.4), se obtiene:

$$a_1 = 2r = 36.1 \text{ cm}$$

Sustituyendo el valor de a_1 en la ecuación (3.1) y despejando b:

$$b = \frac{a_1}{0.6} = \frac{36.1 \text{ cm}}{0.6} = 60.2 \text{ cm}$$

Considerando la Figura 3.20, se deduce fácilmente la ecuación (3.5) que permite obtener el área de la huella:

$$A_{\text{circular+rectangular}} = l * a_1 + \frac{\pi * a_1^2}{4} \quad (3.5)$$

Sustituyendo los valores conocidos en la ecuación (3.5) se obtiene finalmente el área de contacto:

$$A_{\text{circular+rectangular}} = 24.1 \text{ cm} * 36.1 \text{ cm} + \frac{\pi * 36.1^2 \text{ cm}^2}{4}$$

$$A_{\text{circular+rectangular}} \approx 0.19 \text{ m}^2$$

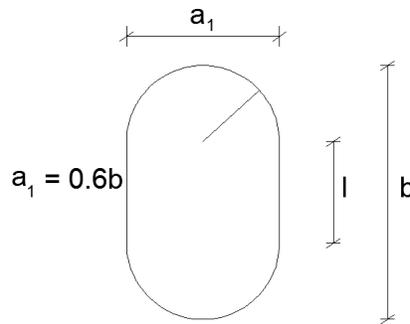


Figura 3.20 Vista en planta de la huella de una rueda de aeronave.

Según Garnica et. al. (2002), para fines de diseño se puede considerar la forma de la huella como circular, esta suposición no es correcta, pero el error en el que se incurre no es significativo.

Por consiguiente, el diámetro requerido para generar una huella circular con un área equivalente es:

$$D = \sqrt{\frac{4 * A_{circular}}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 * 0.19 \text{ m}^2}{\pi}} \approx 0.5 \text{ m}$$

Si se realiza el cálculo bajo la suposición de que la presión de contacto de una llanta es la misma que su presión de inflado se tiene entonces una relación que se muestra en la ecuación (3.6).

$$A_c = \frac{\rho}{q} \quad (3.6)$$

Donde, A_c = área de contacto de una llanta, ρ = carga por rueda y q = Presión de inflado de la llanta.

Con la ecuación (3.6) se puede obtener el diámetro equivalente de una manera más sencilla como sigue:

$$D = \sqrt{\frac{4 * A_c}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 * \left(\frac{266.88 \text{ kN}}{1410 \text{ kPa}}\right)}{\pi}} = 0.5 \text{ m}$$

Con el área de contacto determinado y con la carga máxima fijada, se pudo simular durante las pruebas de placa la presión máxima que generaría la aeronave AIRBUS A380 en la condición más crítica al pavimento. No obstante, se pudo comprobar que con esta área de contacto los efectos de la presión máxima únicamente alcanzaron los estratos superficiales del pavimento, por lo tanto, para conocer el comportamiento de las diversas soluciones construidas debajo de la estructura del pavimento, se llevaron a cabo pruebas de placa adicionales usando placas de diámetros diferentes. Se decidió usar una placa con 76 cm de diámetro, a fin de llevar su efecto a los estratos más profundos y una placa con 30 cm de diámetro, esta última es un tamaño muy usual en las mediciones convencionales de carreteras.

Finalmente, en la Tabla 3.2 se indican las presiones que se lograron alcanzar en función del tamaño de placa, y para la carga máxima fijada (36 t) que se obtuvo de la Tabla 3.1.

Tabla 3.2 Presiones máximas aplicadas según el diámetro de la placa de carga.

Diámetro (m)	Área (m²)	Presión máxima aplicada (kPa)
0.76	0.461	793.6
0.52	0.2123	1695.1
0.3	0.0729	5093

3.7 SISTEMA DE REACCIÓN UTILIZADO

3.7.1 Descripción general

Se decidió generar la reacción requerida mediante el peso propio de 6 bloques de concreto reforzado de dimensiones 2.0 x 2.0 x 0.75 m cada uno, con un peso unitario aproximado de 6.5 t (Figura 3.21), por lo tanto, estos bloques en conjunto con la viga de reacción fueron capaces de proporcionar por peso muerto una reacción poco más de 36 t. Previamente se revisaron otros posibles sistemas de reacción, como el peso generado por dos camiones de volteo cargados con material y peso muerto de placas de acero entre otros; No obstante, debido a las dificultades de operación y costos, entre otros aspectos como, las distancias de separación entre ellos del punto de ensaye que no permitían cumplir con lo que establecen las normas etc., por todo ello se desecharon como solución.



Figura 3.21 Sistema de reacción compuesto por 6 bloques de concreto reforzado y viga de acero.

Tal como se observa en la Figura 3.21 los bloques de concreto transmitieron la reacción al gato hidráulico a través de una viga de acero con sección doble I. La sección requerida para esta viga se determinó con base a un análisis previo de su capacidad a esfuerzos de cortante y flexión, y su longitud se decidió con base en la separación requerida de los bloques de concreto. Las dimensiones de esta viga se muestran en la Figura 3.22.

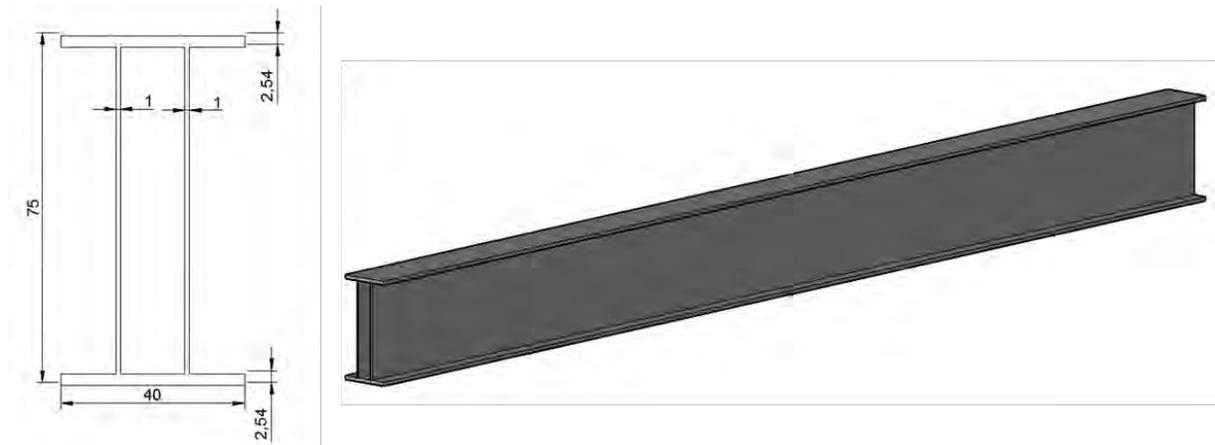


Figura 3.22 Viga de reacción, con longitud de 10 m para tener una separación mínima de 2.5 m a partir del extremo de la placa (ASTM D 1196). [Acot. en cm]

Para poder conectar los extremos de la viga de reacción en los bloques de concreto, fue necesario dejar en la parte central de cada bloque una ventana con las dimensiones necesarias para permitir el paso libre de la viga.

Los bloques de concreto se colocaron lo suficientemente separados de la zona cargada por la placa, para reducir a un nivel aceptable su influencia en los resultados; la norma ASTM D 1196-93 recomienda que la distancia sea de al menos 2.4 m a partir del borde de la placa de mayor tamaño. En este caso y para cumplir con lo que establecen las normas, la distancia de los bloques al punto de ensaye fue de 2.5 m, tomando como referencia el borde la placa con mayor diámetro (0.76 m); esto mismo se verificó con análisis numéricos en donde se observó, que a esta distancia la influencia de los bloques con el punto de ensaye era mínima.

3.7.2 Actividades realizadas para contar con el sistema de reacción.

Como se mencionó anteriormente, la reacción se generó mediante el peso de 6 bloques de concreto reforzado; Estos bloques fueron construidos en el sitio y para poder llevarlo a cabo, fue necesario realizar una cama de colado compuesta por una mezcla de arena y grava compactadas sobre el suelo natural (Figura 3.24), esto garantizó un soporte firme y permitió llevar a cabo la construcción de dichos bloques.

La construcción de estos bloques fue realizada por una empresa particular y contratada por el Instituto de Ingeniería de la UNAM. Para definir el acero de armado fue necesario realizar un

análisis estructural ante las diversas situaciones a que estarían sometidos; el plano general para la construcción de dichos bloques se muestra en el Anexo A.3 de esta tesis.

A continuación en la Figura 3.23 se muestra el proceso del armado y el habilitado de la cimbra en el sitio. Así mismo, en la Figura 3.24 se muestra el momento de su colado y el fraguado de los mismos.



Figura 3.23 A) Realización del armado, B) Habilitado de la cimbra para colado en sitio.



Figura 3.24 Colado y fraguado de los bloques de concreto.

Para el montaje de los elementos de reacción en cada punto de ensaye, se requirió de una grúa con plataforma (Figura 3.25). Con esta grúa se izaron y se colocaron los bloques de concreto en las líneas trazadas previamente, para aportar la reacción necesaria a cada prueba.



Figura 3.25 Maniobras con grúa tipo hiab de los bloques de concreto y viga de acero.

3.8 EQUIPO UTILIZADO PARA LA EJECUCIÓN DE LAS PRUEBAS DE PLACA

3.8.1 Descripción

Con base en la norma ASTM D 1196, en lo indicado en el capítulo B.2.3 del Manual de Diseño de Obras Civiles de CFE (2015) y teniendo presente las características particulares de la prueba cuyo esquema general se puede ver en la Figura 3.1, en lo que sigue se describe el equipo utilizado:

❖ **Placas de carga.**

Tal como se mencionó en párrafos anteriores, se usaron tres diámetros de placas de carga (30, 52 y 76 cm). Estas placas fueron de acero de alta resistencia, planas en su parte inferior, de forma circular y con un espesor de 2.54 cm (1”).

❖ **Sistema de aplicación de la carga.**

Las cargas a las placas se suministraron mediante un cilindro o gato hidráulico de acción simple con capacidad de 100 t (Figura 3.26). Para poder aplicar la presión con exactitud y de forma escalonada durante las pruebas, se utilizó una bomba manual con manguera para alta presión y un manómetro de carátula con la resolución adecuada. Así mismo, los decrementos de carga se lograron gracias a que la bomba manual tenía una válvula reductora de presión.

El cilindro hidráulico tenía las dimensiones y los medios adecuados (rótulas), estos últimos sirvieron para evitar que el sistema se pudiese volcar durante la ejecución de las pruebas. Otro factor que se debe tomar muy en cuenta en la elección del gato hidráulico, es la carrera del vástago, ya que también puede influir como el límite de la carga a aplicar cuando éste se agota.

❖ **Sistema de medición de carga.**

Se colocaron dos dispositivos de medición de la carga aplicada. Una celda de carga electrónica y un manómetro de carátula. La celda de carga se colocó entre la viga principal y el gato hidráulico, con objeto de medir directamente la fuerza aplicada, independientemente del control que se realice en el sistema de presión de aceite (Figura 3.26). Esta celda tenía una capacidad de hasta 450 kN y se conectó a un adquisidor de datos P3 (Figura 3.31) capaz de capturar y almacenar las señales digitales de las que, con la previa calibración, se dedujeron las cargas aplicadas durante la prueba.

El manómetro se colocó en la línea de suministro del gato hidráulico y la bomba. Este manómetro indicaba la presión que suministraba la bomba con aceite y la resolución que se requirió para este caso particular, fue de 100 psi.

❖ Sistema de medición de desplazamientos.

Las mediciones de las deformaciones sobre la placa se llevaron a cabo con la ayuda de tres transductores del tipo LVDT's, modelo HS 100, con precisión de 0.01 mm y con un rango de desplazamiento de hasta 4 pulgadas. Estos se dispusieron en tres puntos sobre la placa a 120° uno de otro y se añadió un micrómetro de carátula en un extremo de la placa (Figura 3.27). De las tres mediciones en los LVDT's se obtuvo un valor promedio.

Estos dispositivos o sensores de desplazamiento se fijaron sobre vigas de acero con sección transversal en ángulo y 6 m de longitud (Figura 3.28); ello permitió establecer un sistema de referencia sin influencia por la carga de la placa o por los elementos de reacción durante la prueba (AASHTO T 222, 2008). Con antelación se intentó y descartaron unas vigas tipo monten con mayor longitud (Figura 3.28), que resultaron muy flexibles y ligeras, y provocaban movimientos significativos a los instrumentos de medición, ante la acción del viento.

La celda de carga y los sensores de desplazamiento se conectaron a un adquirente de datos, modelo P3 que consta de 4 canales, operándolo para que registrara en su memoria interna a cada 15 segundos, aunque es capaz de adquirir un dato cada segundo. Además se realizó un registro de las deformaciones mediante un micrómetro, a fin de mantener un control manual y visual del desarrollo de la prueba (Figura 3.26).

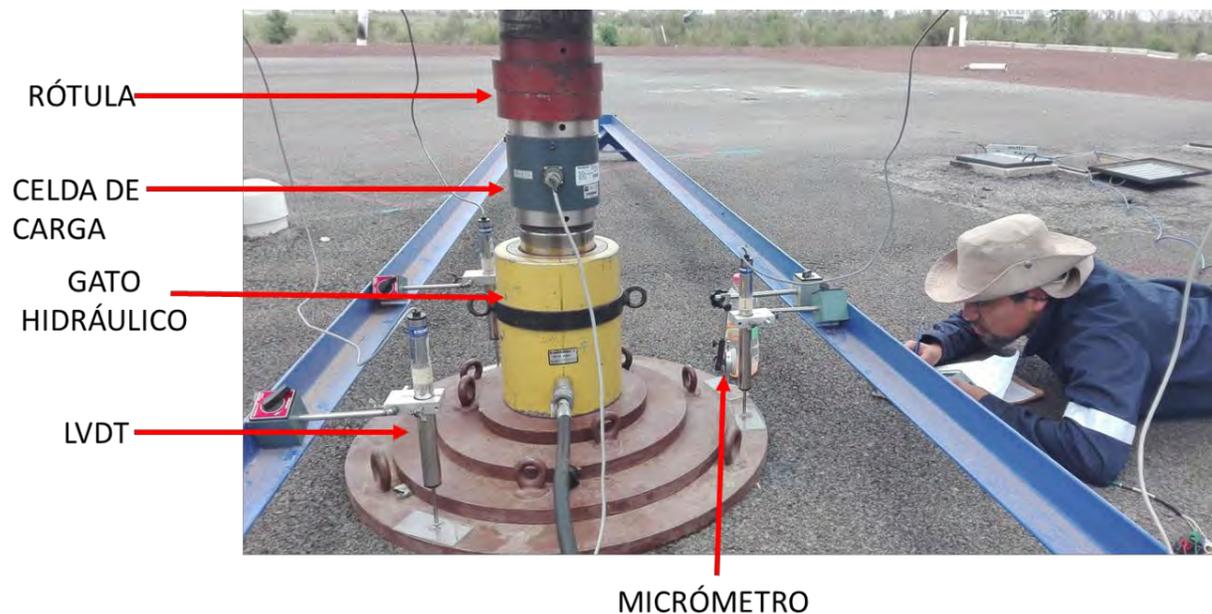


Figura 3.26 Arreglo general de la instrumentación de la prueba de placa.

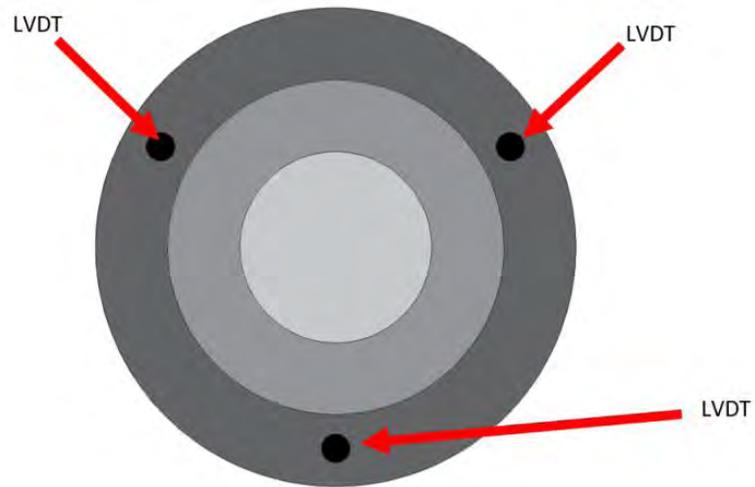


Figura 3.27 Vista en planta de la ubicación de los LVDT'S.



Figura 3.28 Vigas de referencia usados durante las pruebas de placa.

❖ **Herramientas y equipo menor necesario.**

Además de los equipos mencionados anteriormente, los siguientes elementos que a continuación se enuncian fueron esenciales para llevar a cabo la ejecución de las citadas pruebas de placa.

Para disponer de los elementos de reacción (Bloques de concreto y viga de acero) y las vigas de referencia en cada punto de ensaye de los tramos de prueba, se requirió de una grúa con plataforma tipo Hiab (Figura 3.25) con capacidad para levantar un peso de al menos 7 t.

Se requirió un nivel de burbuja para preparar la superficie en donde se colocó la placa de carga y una plomada de alineación para garantizar la verticalidad del arreglo de los dispositivos. (Figura 3.35)

Se requirió diseñar los sujetadores de los sensores de desplazamiento, estos con su base magnética permitieron fijar firmemente los LVDT's y el micrómetro en las vigas de referencia.

También se requirieron de placas con menor diámetro, que se colocaron en forma piramidal sobre las placas de carga, estas placas sirvieron para darle una mayor rigidez a las placas de ensaye y además, se usaron como calza para no agotar la carrera del gato hidráulico. (Figura 3.26)

Unos pequeños vidrios que se colocaron en los contactos entre los vástagos de los LVDT's y la placa de acero de carga, esto para permitir el libre movimiento horizontal de los vástagos cuando fuese necesario, y así, evitar la inclinación de dichos sensores.

3.8.2 Calibración y verificación de los equipos y sensores de medición.

Una de las actividades que son fundamentales antes de comenzar con cualquier prueba ya sea de campo o de laboratorio, consiste en la calibración y/o verificación de los equipos de aplicación de carga y de los sensores de medición; Esta actividad definirá el estado de funcionamiento de los sensores, obtener la resolución y precisión real de los equipos y obtener las constantes de calibración que nos permitirán transformar los datos de salida en unidades ingenieriles.

En este caso, las pruebas de placa requirieron de equipos para aplicar y medir las cargas y dispositivos para la medición de los desplazamientos, que en general son electrónicos. A continuación, se describen los procedimientos realizados para su calibración y verificación:

❖ **Equipo de aplicación y medición de la carga:**

Tal como se mencionó anteriormente, las cargas a las placas se suministraron mediante un gato hidráulico de acción simple, este se conectó con una bomba manual por medio de una manguera para alta presión. En la línea de suministro del gato hidráulico y la bomba se conectó un manómetro de carátula que se utilizó para deducir de forma visual los incrementos de

presión, para ello se requirió de su calibración previa en conjunto con el gato y la bomba manual.

La verificación del manómetro se realizó aplicando incrementos y decrementos de cargas al cilindro hidráulico con una prensa universal del Laboratorio de Estructuras y Materiales del II-UNAM (Figura 3.29). En cada incremento de carga se registró una presión en el manómetro y con el área efectiva del cilindro se obtuvo una carga teórica del gato, ésta última se comparó con la indicada en la prensa universal, obteniéndose con ello curvas de presión y carga registradas en el manómetro contra carga real aplicada con la prensa universal.

En la Figura 3.30 se puede observar el arreglo de los equipos durante la calibración y es la misma que se adoptó en campo. Se colocó sobre el acomodo de las placas el gato hidráulico, seguido de una rótula para evitar alguna excentricidad en las cargas y finalmente la celda de carga. La celda de carga es el dispositivo que permitió medir directamente la carga aplicada, independientemente del control que se realice en el sistema de presión de aceite.

La calibración de la celda de carga con capacidad de 450 kN se realizó aplicando incrementos y decrementos de cargas con la prensa universal, hasta un valor máximo de 36 toneladas. Las lecturas se registraron por medio de un adquisidor de datos VISHAY P3 (Figura 3.31). Esta consola es capaz de registrar para cada incremento de carga una señal digital en mV/V, obteniéndose con ello una curva de cargas en toneladas contra lecturas de señal en mV/V. Finalmente se revisó la constante de calibración proporcionada por el fabricante, comprobándose que ésta fue prácticamente la misma a la obtenida en el laboratorio.

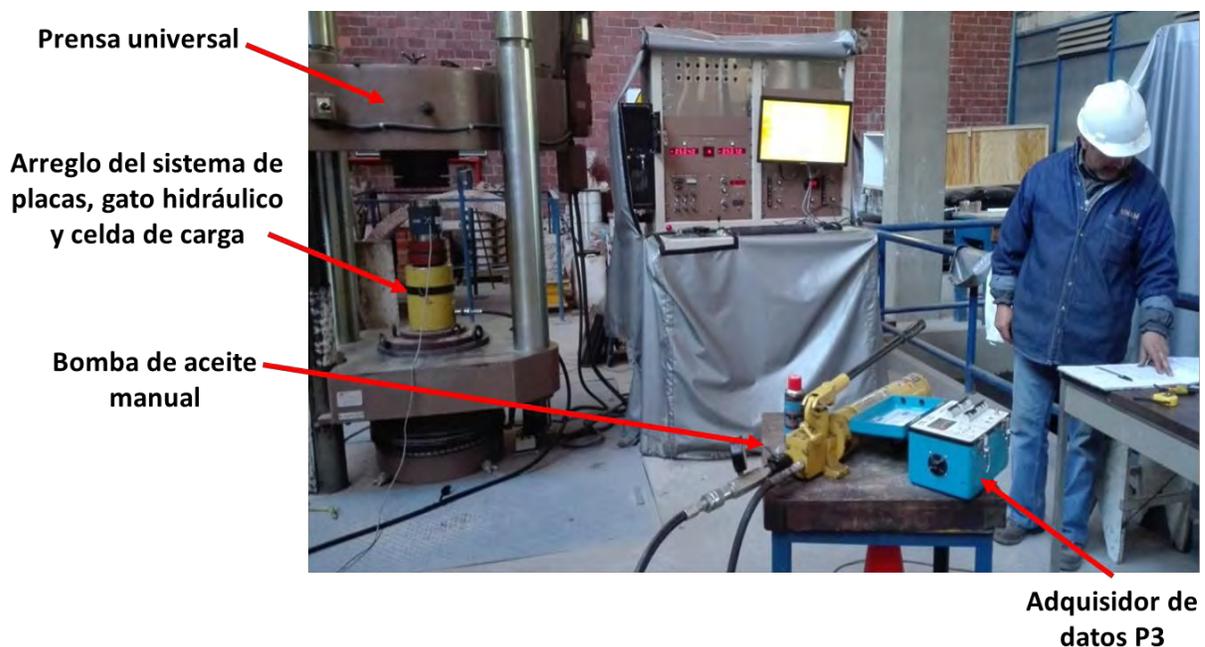


Figura 3.29 Calibración de la celda de carga en conjunto con la bomba manual y gato hidráulico.



Figura 3.30 Arreglo del sistema de aplicación y medición de cargas.

❖ Sistema de medición de desplazamientos.

Tal como se mencionó anteriormente, las mediciones de las deformaciones sobre la placa se llevaron a cabo con la ayuda de tres transductores del tipo LVDT's modelo HS 100 con un rango de desplazamiento de 4 pulgadas y un micrómetro de carátula.

La calibración de estos dispositivos es una tarea muy importante porque en ello dependerá la precisión de las mediciones. Es importante mencionar que todo dispositivo electrónico puede presentar pequeñas variaciones en las salidas, esto puede deberse al voltaje de excitación a la que es sometido, aunado a las posibles irregularidades en el cableado o incluso en el tipo de adquisidor de datos.

Los transductores de desplazamiento LVDT's que se usaron para estas pruebas de placa, se leyeron con el mismo adquisidor de datos de la celda de carga. Esta consola indicadora y grabadora de deformaciones modelo P3 de la marca VISHAY (Figura 3.31), consta de 4 canales de un cuarto de puente, medio puente o puente completo. Utiliza un voltaje de excitación de 1.5 VDC, un rango de voltaje de salida de 0 a 2.5 VDC, el rango y resolución de lecturas de deformación es de $\pm 31000\mu\epsilon \pm 1\mu\epsilon$.

La calibración de los transductores se realizó tomando como patrón un tornillo micrométrico; Este tornillo micrométrico se usó como base para definir las longitudes del vástago dentro del campo eléctrico del LVDT (Figura 3.32). La consola lectora induce una corriente eléctrica en volts al instrumento y registra su voltaje de salida. Se obtuvieron lecturas de salida en señales de mV/V, determinándose con ello una curva de desplazamientos en mm contra lecturas de salida en mV/V. Se compararon las constantes dadas por el fabricante con las obtenidas en el laboratorio, y éstas fueron prácticamente iguales.

De manera similar, con el mismo tornillo micrométrico se realizó la verificación del micrómetro de carátula. (Figura 3.33)

Finalmente, para evitar el menor error posible en las lecturas durante las pruebas, sobre todo por las posibles variaciones en las lecturas de salidas mencionadas anteriormente, cada LVDT se definió su propio canal en el adquisidor de datos P3, así como del canal para la celda de carga.



Figura 3.31 Adquisidor de datos Vishay modelo P3

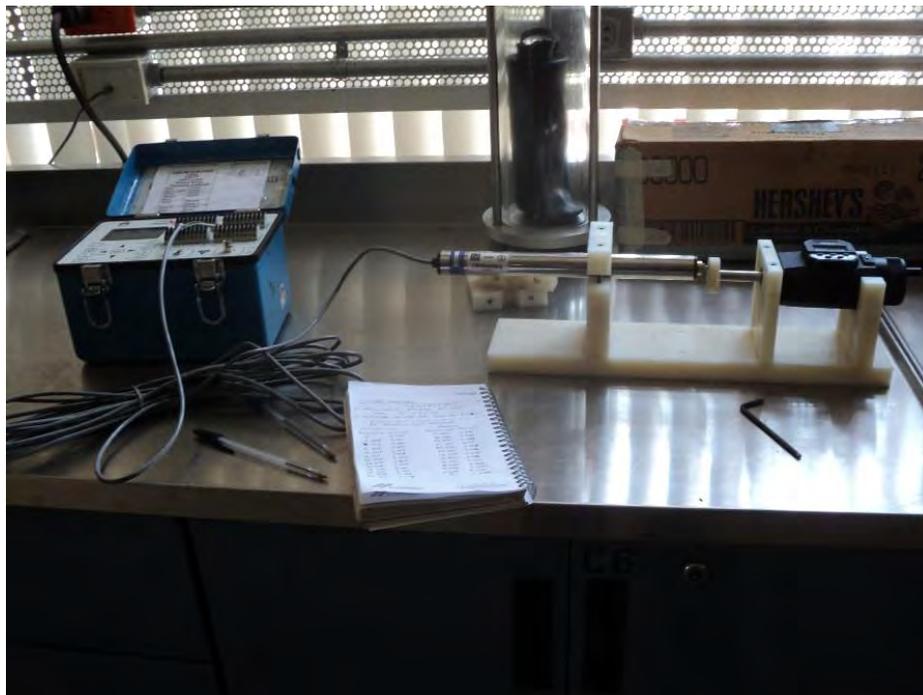


Figura 3.32 Calibración de los sensores de desplazamiento LVDT's.

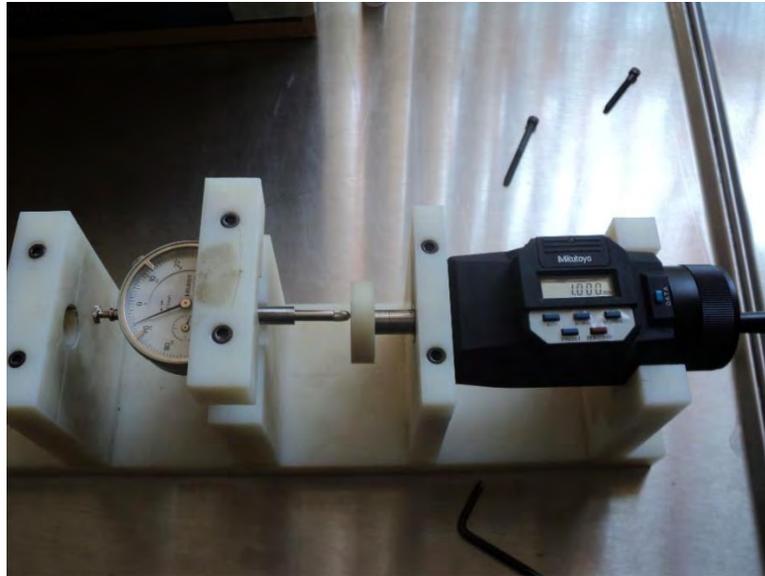


Figura 3.33 Verificación del micrómetro de carátula.

3.9 PROCEDIMIENTOS DE MONTAJE Y EJECUCIÓN DE LAS PRUEBAS

A continuación, se describen los procedimientos en cuanto al montaje del sistema para ejecución de las pruebas de placa:

1.- Inicialmente, se colocaron los elementos de reacción (Bloques de concreto y viga de reacción) en los sitios marcados previamente, se cuidó la centralidad del sistema con respecto al punto de ensaye (Figura 3.34). Para lograr lo anterior, se requirió de una grúa con plataforma tipo HIAB (Figura 3.25). Se colocaron primero los tres bloques en un extremo, uno por uno, cuidando que todos quedaran alineados y centrados. La ubicación de los bloques de concreto debió ser muy precisa ya que estaba en función del sitio en donde se llevaría a cabo la prueba. Posteriormente, con la misma grúa se colocó la viga de acero dentro de las ventanas de los bloques, luego se procedió a colocar los otros tres bloques restantes a una distancia de 5.5 m de las primeras y finalmente, se colocó el otro extremo de la viga de acero dentro de éstos, el sistema quedó como se muestra en la Figura 3.21.

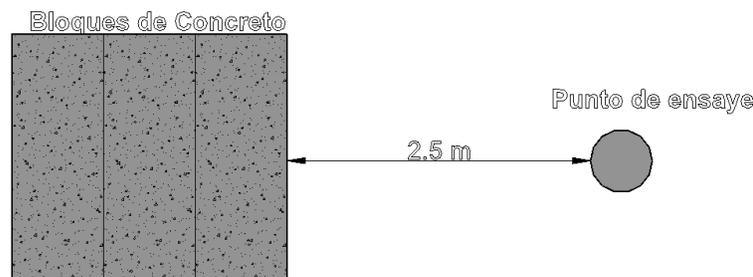


Figura 3.34 Vista en planta de la colocación de los bloques de concreto con respecto al punto de ensaye.

3.- Ya colocados los elementos de reacción y las vigas de referencia, se continuó con la colocación de los equipos para la realización de la prueba. Primeramente, se colocó la placa de carga en el punto de ensaye correspondiente (Figura 3.35).

Nivelada la placa, empleando para esto el nivel de burbujas, se colocaron sobre ésta otras placas de menor diámetro, formando un arreglo piramidal, cuidadosamente centrado y concéntrico.

En algunos casos, para lograr un apoyo uniforme y horizontal de las placas de carga, se permite colocar una delgada capa de arena fina en su desplante, sin embargo, en este caso, al tratarse de una superficie lisa no se requirió realizar este procedimiento.



Figura 3.35 A) Colocación de la placa de carga, B) Arreglo de placas, gato hidráulico y celda de carga.

4.- Continuando con el procedimiento, se colocó tanto el cilindro hidráulico como la celda de carga y la rótula. Es preciso que la colocación tanto del cilindro como de la celda sea justamente al centro del sistema de aplicación de cargas; no debe existir excentricidad alguna en el sistema.

Finalmente se fijaron en el marco de referencia los LVDT's y el micrómetro de carátula. Los LVDT's se ubicaron a 120° uno de otro y el micrómetro en un extremo de la placa (Figura 3.26). El marco de referencia debe ser lo suficientemente rígida, y los sensores sujetos firmemente al marco para evitar alteraciones en las lecturas. Para garantizar la verticalidad de los LVDT's y el micrómetro, se usó una plomada y, además, se colocaron unos pequeños vidrios entre el contacto de la placa de carga y los vástagos de estos sensores. También se cuidó la carrera de los vástagos para evitar interrupciones en el registro de las deformaciones.

Procedimiento para la ejecución de la prueba.

A continuación, se indican los lineamientos seguidos para la ejecución de las pruebas de placa.

Ya colocado todo el sistema para ejecución de la prueba en el punto de ensaye correspondiente, se comenzó la prueba con la placa de 76.6 cm de diámetro.

Terminada esta prueba, se procedió a realizar la segunda prueba en ese mismo punto, pero usando la placa de soporte con 52 cm de diámetro. Finalmente, en ese mismo punto se concluyó la serie de pruebas con la de 30.5 cm de diámetro.

Para cada prueba, se llevó a cabo el procedimiento siguiente:

1.- Se asentó la placa de apoyo y el conjunto, aplicando una carga de 0.5 t durante 10 minutos. Se estableció esta carga como la carga “cero”, para la que se tomaron lecturas en los deformímetros que se adoptaron como “cero” deformación. A partir de esta condición se realizó cada ensaye, siguiendo la secuencia que se detalla a continuación.

2.- Se aplicaron incrementos de 2 t de carga cada uno. Inmediatamente después de aplicada una carga, se registró la lectura de los LVDT's y micrómetro a los 15 s, 30 s, 1 minuto, 2, 4, 6, 8 y hasta 10 minutos como tiempo límite; o bien se mantuvo la carga de cada incremento hasta cuando no ocurría un aumento de la deformación mayor de 0.025 mm/min durante tres minutos consecutivos, atendiendo a lo establecido en la norma ASTM D 1196.

Alcanzada la velocidad de deformación o el tiempo estipulado, se procedió a dar el siguiente incremento de carga, hasta alcanzar la carga máxima fijada de 36 t.

El proceso de descarga se ejecutó en 4 etapas: 75%, 50%, 25% y 0% de la carga máxima, siguiendo los mismos lineamientos para los incrementos.

Además del registro manual, el adquisidor de datos en el cual se conectaron los LVDT's y la celda de carga, mantuvo un registro tomando datos a cada 15 segundos.

De igual manera, durante la ejecución de las pruebas de placa se registraron las lecturas de las celdas de presión, como se mencionó en capítulos anteriores éstas se encuentran instaladas en la interfaz suelo-terraplén. Los tiempos de lectura de estos sensores fueron exactamente los mismos establecidos anteriormente, y se leyeron con la consola lectora GK-404 (Figura 3.36), esta consola de la empresa Geokon es posible configurarla para que muestre los valores en Hz frecuencia relacionada con la cuerda vibrante del sensor de presión y la temperatura en °C. Con estas lecturas y con las constantes de calibración propias del sensor de presión, se pueden obtener los datos reales en unidades de presión mediante una ecuación polinómica que involucra tres factores de corrección (factor de calibración, temperatura y por la presión barométrica).

En la Figura 3.37 se puede ver el esquema de ejecución de las pruebas de placa.

Adicionalmente a las cargas registradas con sus respectivas deformaciones, se mantuvo un registro con lo siguiente:

- Fecha,
- Hora de comienzo y fin de la prueba,
- Lista del personal participante,
- Condiciones climáticas,
- Cualquier irregularidad durante la prueba,
- Cualquier condición observada en el sitio de la prueba,
- Registro fotográfico.



Figura 3.36 Consola lectora GK-404.



Figura 3.37 Ejecución de las pruebas de placa en los tramos de prueba.

CAPÍTULO 4 RESULTADOS DE LAS PRUEBAS DE PLACA

A continuación, se muestran los resultados gráficos de las pruebas de placa. Se muestran primeramente las curvas presión-deformación para cada terraplén o tramo de prueba, finalmente esas mismas curvas donde se observan las comparaciones de las diferentes soluciones para igual diámetro de placa de carga usada.

4.1 SOBRE LA CONFIABILIDAD DE LAS MEDICIONES

Para definir la curva presión contra deformación, se obtuvo un valor medio de las mediciones de los LVDT's y el micrómetro de carátula. Cabe mencionar que se tuvo la precaución de verificar las posibles discrepancias en las mediciones de la placa con los LVDT's y micrómetro, por esta razón se muestran gráficas de cada solución, pudiéndose comprobar que el valor medio de los LVDT's resultan comparables, en casi todos los sistemas, excepto en el terraplén con inclusiones rígidas (Figura 4.1). En efecto, para la prueba realizada con la placa de 76.6 cm en tal sitio, el LVDT 1 mostró menores deformaciones que los otros dos, esto debido a una posible excentricidad en el arreglo de las placas. En este caso, se eligió el criterio de considerar únicamente el valor medio de los LVDT's 2 y 3.

A continuación, y para ratificar lo dicho anteriormente, en las Figuras 4.1 a 4.5 se muestran algunas lecturas graficadas de los tres LVDT's, micrómetro y el promedio de estos, que se registraron durante una prueba de placa sobre una plataforma o tramo de prueba.

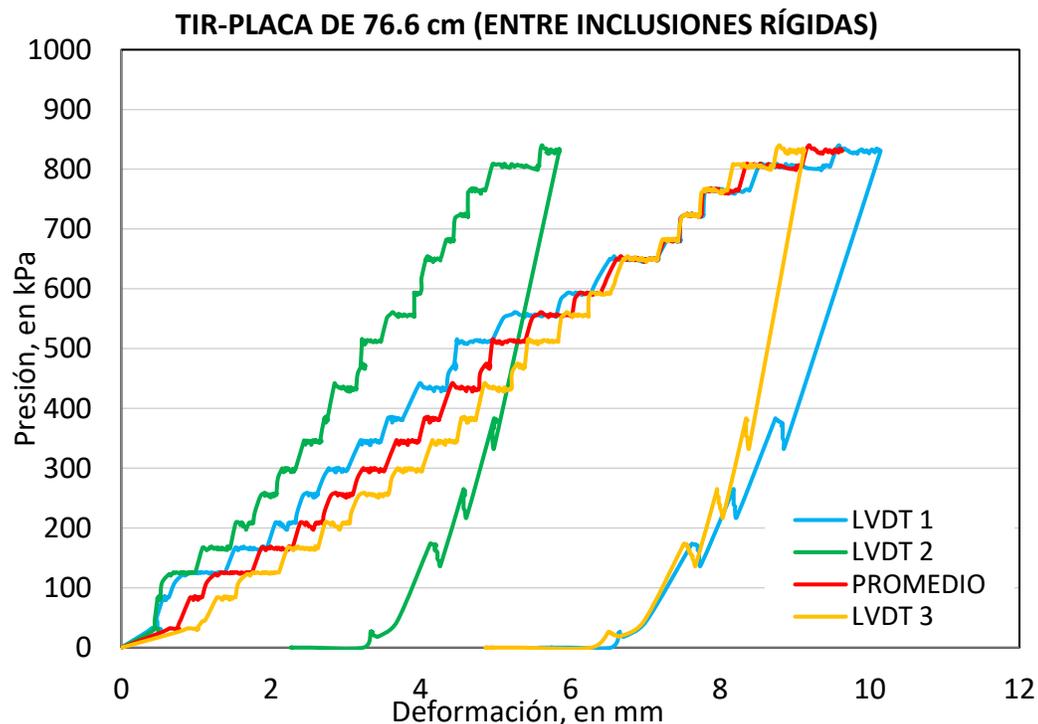


Figura 4.1 Curva presión-deformación para cada LVDT del terraplén con inclusiones rígidas.

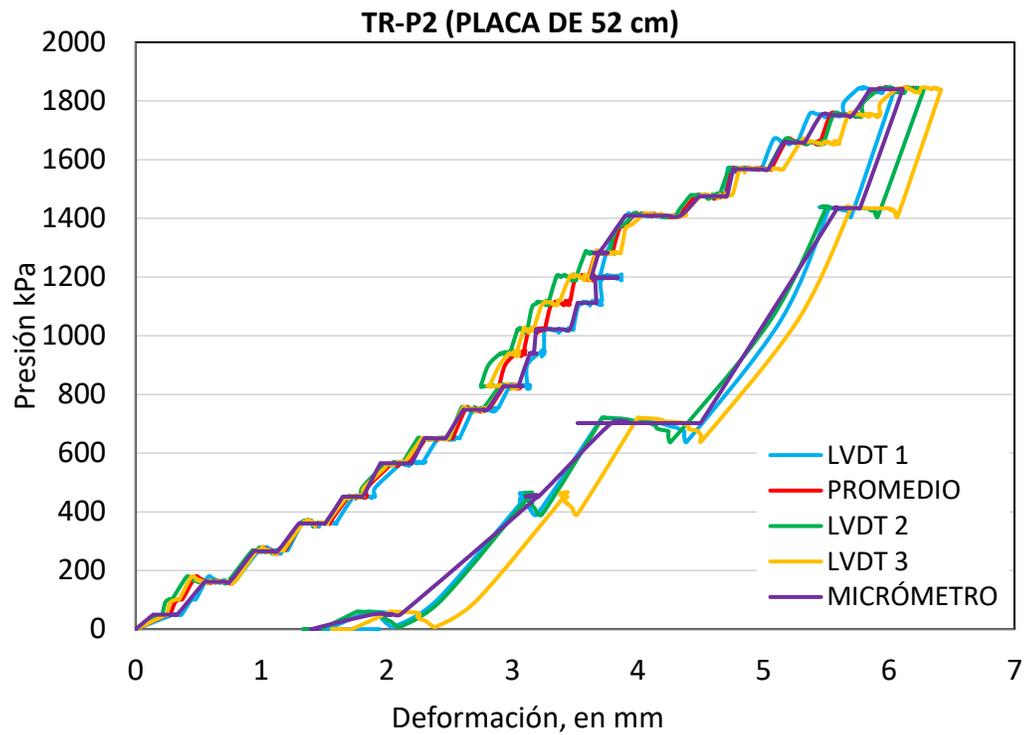


Figura 4.2 Curva presión-deformación para cada LVDT del terraplén de referencia.

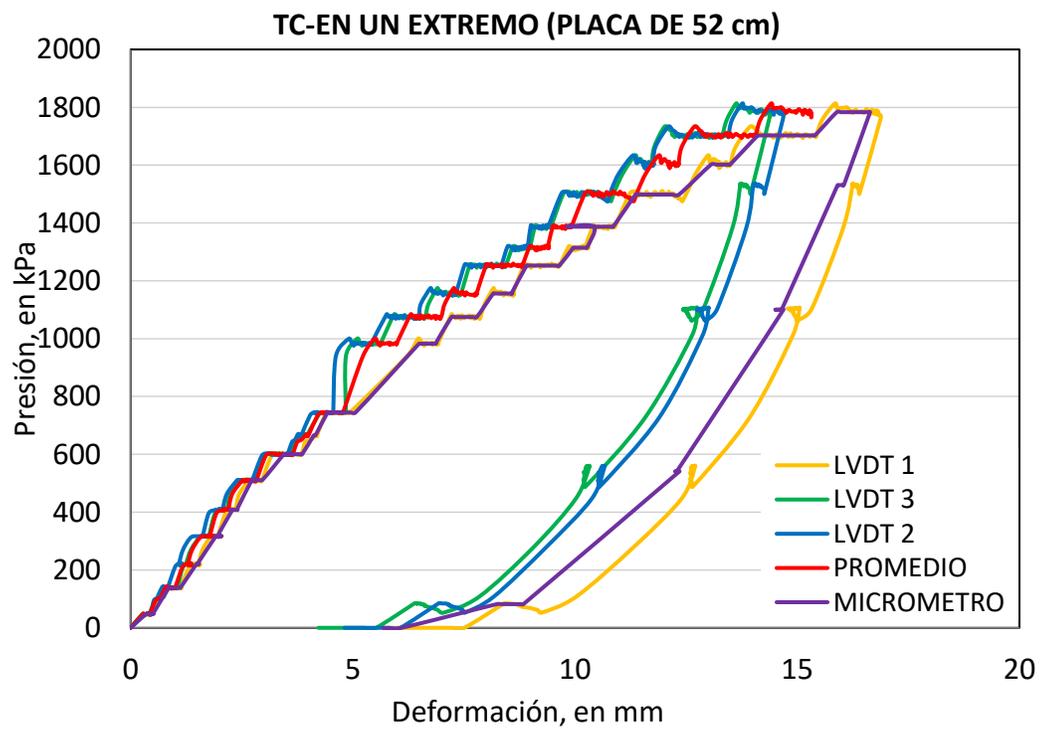


Figura 4.3 Curva presión-deformación para cada LVDT de la sección compensada.

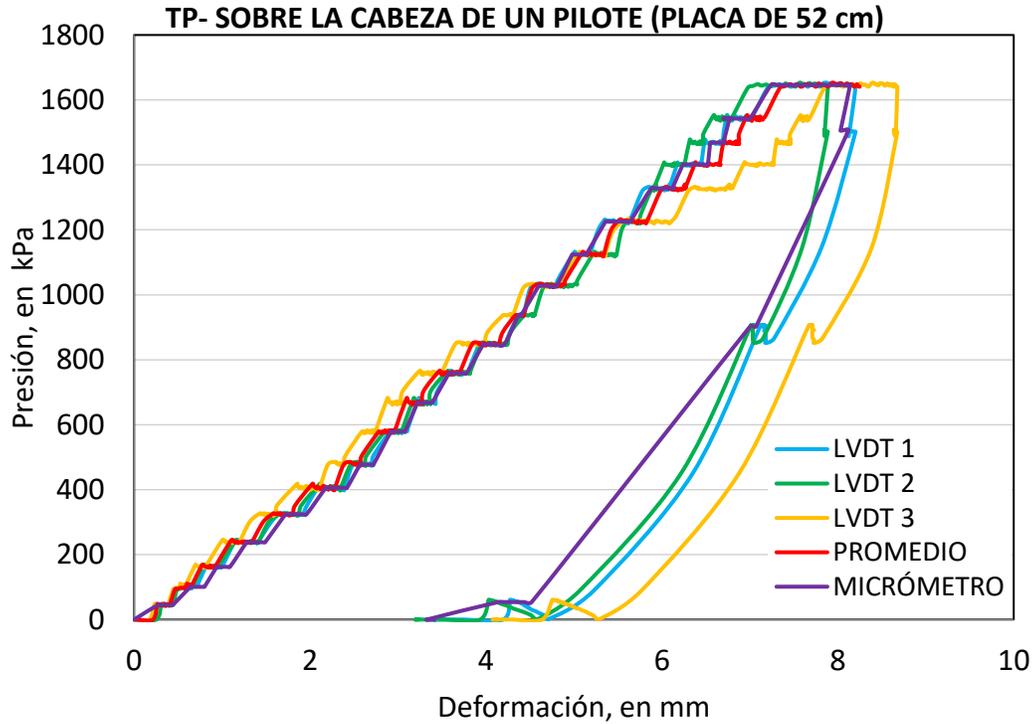


Figura 4.4 Curva presión-deformación para cada LVDT del terraplén piloteado.

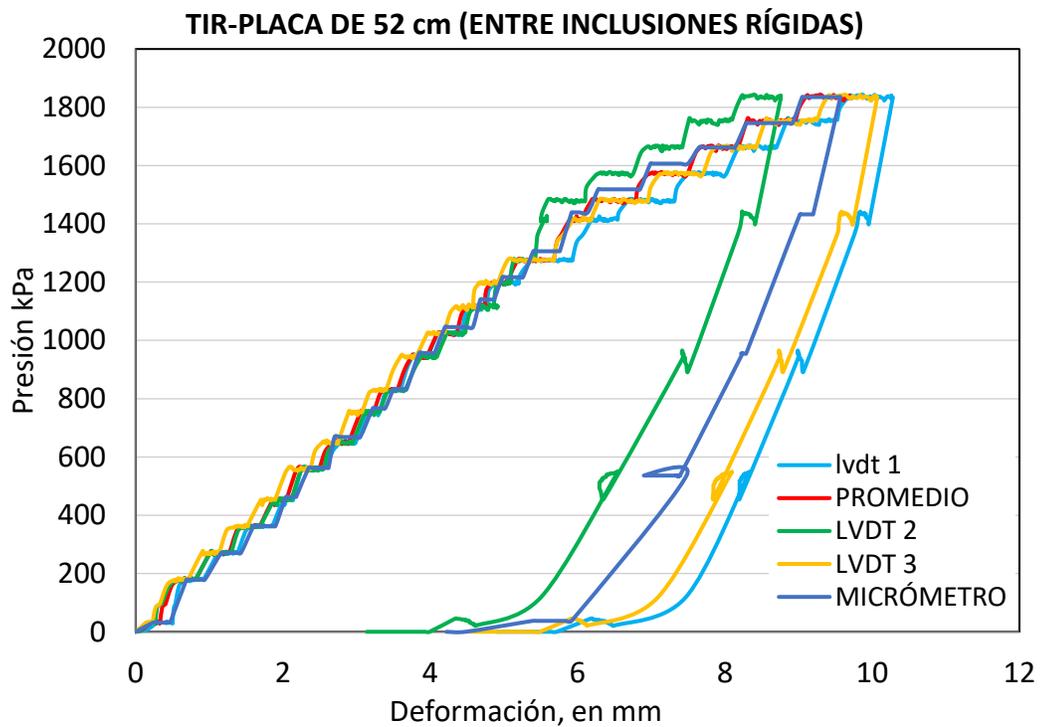


Figura 4.5 Curva presión-deformación para cada LVDT del terraplén con inclusiones rígidas.

Es fácil notar que todas las curvas de las diferentes soluciones probadas muestran una deformación permanente durante la descarga en una prueba de placa, esta deformación varía por cada solución y para los diferentes diámetros de placa de carga usados, mostrando valores de hasta 6 mm en el caso de la técnica conocida como sección compensada y de 1.4 mm en el caso del terraplén de referencia.

En este apartado se mostraron únicamente curvas obtenidas con pruebas de placa usando la placa de carga con 52 cm de diámetro, de estas se distingue que todas muestran valores de presión contra deformación siempre muy lineales; sin embargo, no sucede así con los resultados de las pruebas de placa usando la placa de carga con menor diámetro, en donde se observan claramente el comportamiento elasto-plástico de las capas constituidas por material asfáltico, estos resultados se abordarán con mayor detalle en lo que sigue.

4.2 CURVAS ESFUERZO-DEFORMACIÓN POR CADA SISTEMA DE SOLUCIÓN

A continuación, se muestran las curvas presión contra deformación de cada tramo de prueba obtenidas de las pruebas de placa y usando los tres tamaños de placas de carga.

Terraplén de Referencia.

En este sistema se eligieron tres puntos de ensaye, uno se ubicó al centro del terraplén y los otros en un extremo, tal y como se aprecia en la Figura 4.6. Para cada punto se realizaron tres pruebas de placa, usando las tres placas de soporte con diferentes diámetros (30 cm, 52 cm y 76.6 cm). Esto determinó realizar un total de 9 pruebas de placa en este terraplén y los resultados finales se exponen en la Figura 4.7.

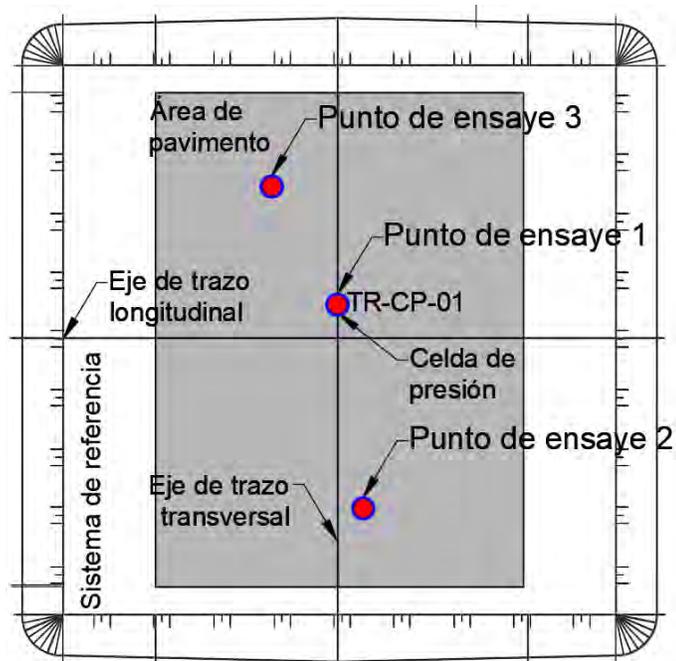


Figura 4.6 Ubicación en planta de los puntos de ensayo sobre el terraplén de referencia.

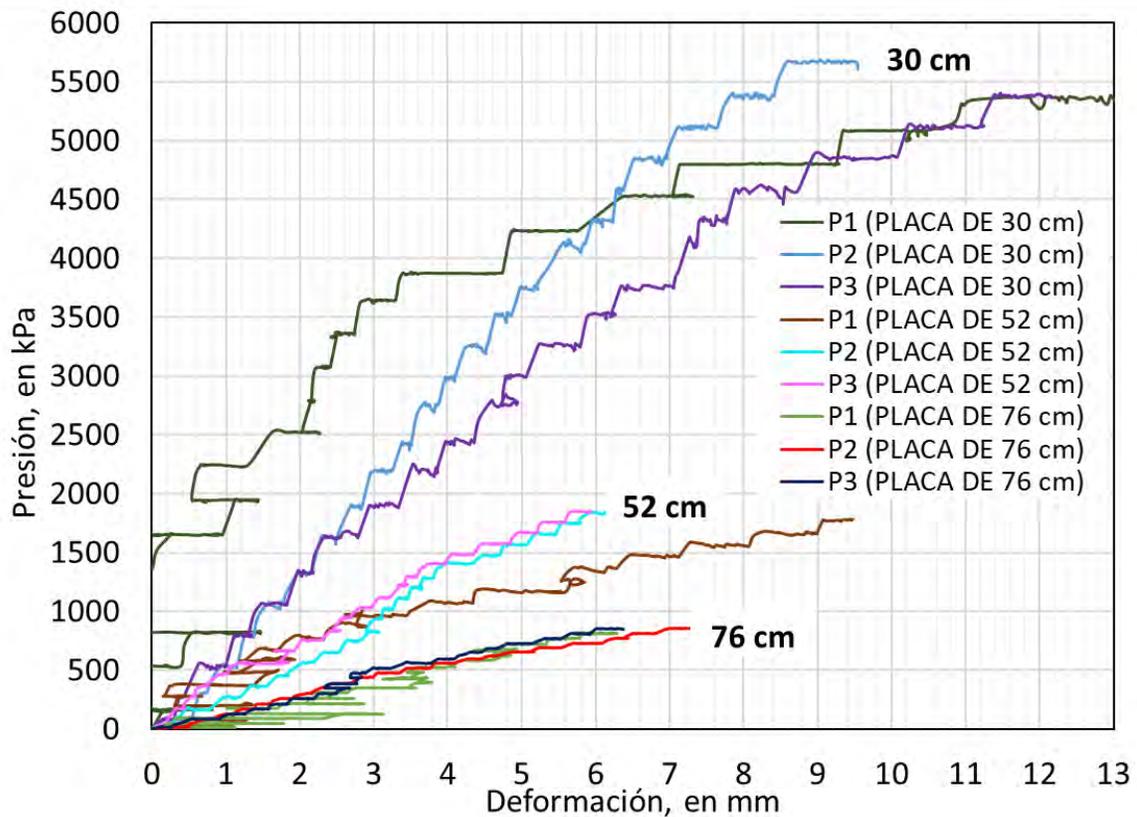


Figura 4.7 Curvas presión-deformación del terraplén de referencia.

Las curvas resultantes de las pruebas de placa en el punto de ensaye 1 (P1), muestran ciertos desplazamientos espurios e inconsistentes; la razón principal se explica a continuación:

En este punto se iniciaron las pruebas de placa en el predio del ex Lago de Texcoco empleando un sistema de referencia constituido por dos vigas de sección canal con longitud de 8 m (Figura 3.28). Sobre tal sistema se adosaron las bases magnéticas que sujetan los LVDT's y el micrómetro de carátula. Sin embargo, por la longitud y sobre todo por la sección de la viga, el sistema de referencia resultó muy inestable, ya que registraba movimientos provocados por el viento y, por lo tanto, las mediciones en los sensores, no se realizaba correctamente. Para dar solución a este problema, se decidió cambiar las vigas por el sistema ya descrito, con ángulos de $\frac{1}{2}$ pulgada de espesor, menor longitud pero suficiente (6 m) y desde luego con menor altura (Figura 3.28). El resultado fue exitoso y se pudieron registrar correctamente las deformaciones en los ensayos subsecuentes.

Igualmente, en la gráfica se observa que no existe una gran variación en la tendencia de las curvas para los tres puntos de ensaye, sobre todo en las pruebas con placas de 52 y 76 cm de diámetro.

Sección Compensada:

Se realizaron pruebas de placa en dos puntos de la sección compensada, uno en el centro y otro en el extremo del lado norte, como se distingue en la Figura 4.8. En cada punto elegido se llevaron a cabo una serie de tres pruebas de placa con el mismo procedimiento descrito en el punto 3.10, los resultados de tales pruebas se resumen en la Figura 4.9.

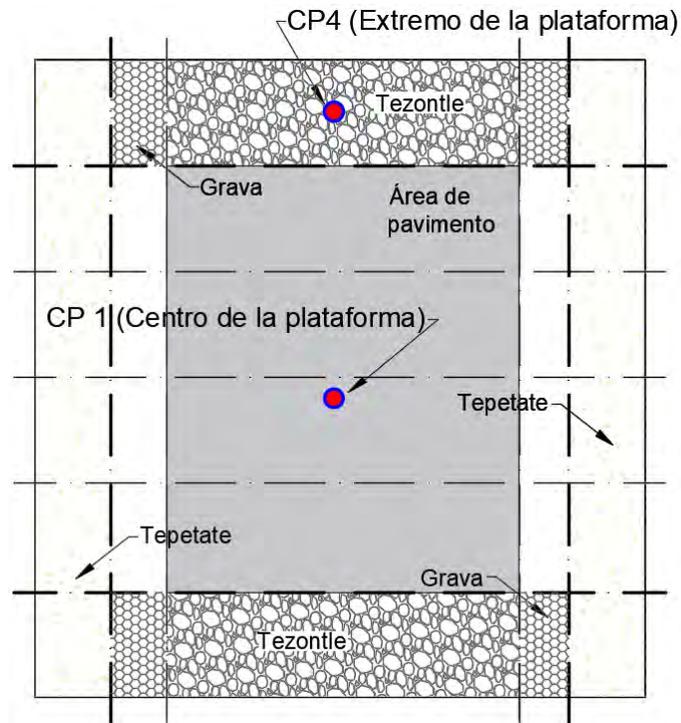


Figura 4.8 Vista en planta de la ubicación de los puntos de ensaye sobre la sección compensada.

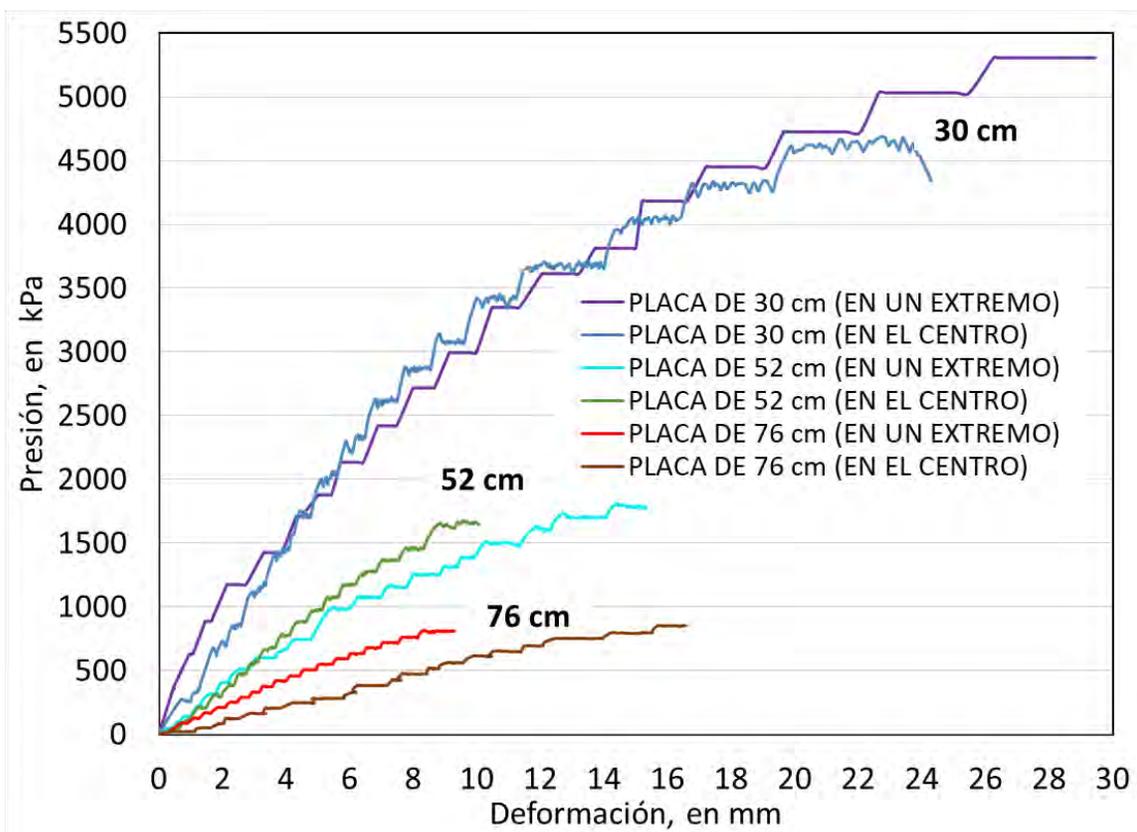


Figura 4.9 Curvas presión-deformación de la sección compensada.

En la Figura 4.9 podemos observar que las curvas generadas con los diferentes diámetros se agrupan sistemáticamente, de tal suerte que las curvas pertenecientes al menor diámetro resultan las más rígidas, y con las que se alcanzan los máximos esfuerzos aplicados. Tal resultado se debe a que, con las placas de menor diámetro, su mayor influencia se concentró en las capas más someras del pavimento, justamente las constituidas por la capa de material asfáltico de alto módulo. Así mismo, puede apreciarse la gran similitud en las curvas con la placa de menor diámetro, atendiendo a la homogeneidad alcanzada en esa capa asfáltica.

Así mismo, conforme aumenta el diámetro de placa, los efectos de la menor presión aplicada se dejan sentir a una profundidad mayor, poniendo en juego entonces la respuesta de los materiales mucho más deformables que constituyen las capas inferiores del pavimento empleado e incluso del terreno natural de cimentación que es el subsuelo arcilloso del ex lago de Texcoco; recuérdese en ello los conceptos del bulbo de presiones. La situación anterior determina finalmente que ese sistema resulte tanto más deformable, cuanto mayor es el diámetro cargado.

Los resultados reflejan también mayor discrepancia en las curvas presión-deformación, como resultado de la diferencia en la rigidez del material o relleno colocado en el centro con respecto al hombro de la sección compensada. En el centro de la plataforma se colocaron diferentes lechos de tezontle ligeramente compactados y separados con un refuerzo geotextil; éstos tuvieron los mismos espesores y una granulometría uniforme en cada lecho, y en el caso del hombro de la sección se colocó un material no uniforme y más pesado (grava arenosa compactada); Este último material se consideró para reducir en gran medida los asentamientos diferenciales transversales bajo el terraplén que aparecen aun bajo carga uniforme y conservar su geometría original. En el caso del tezontle que se utilizó como el relleno de la excavación, se consideró de tal manera que garantizara el menor peso volumétrico posible afín de lograr una mejor compensación; ésta última condición propició que las capas del tezontle alcanzaran una menor rigidez con respecto a las colocadas en las otras soluciones. Esto último también se ve reflejado en las presiones verticales medidas con celdas de presión durante las pruebas (Figura 4.22).

Lo anterior que denotan mayor deformabilidad se refleja en las curvas presión-deformación de este tramo de prueba, comparado con el de las otras soluciones (Figuras 4.13, 4.14 y 4.15).

Terraplén Piloteado.

Para conocer el comportamiento del terraplén piloteado se decidió realizar la serie de pruebas en tres puntos clave, uno justamente en el punto medio entre dos pilotes, otro en la zona central o entre pilotes diagonalmente, y uno más sobre la proyección de la cabeza y capitel de un pilote, tal como se muestra en la Figura 4.10. De esta manera se efectuaron tres pruebas con las tres placas de diámetros diferentes en cada uno de esos tres puntos, por lo que en este terraplén se realizaron un total de 9 pruebas de placa.

Los resultados de estas pruebas de placa se muestran en la Figura 4.11.

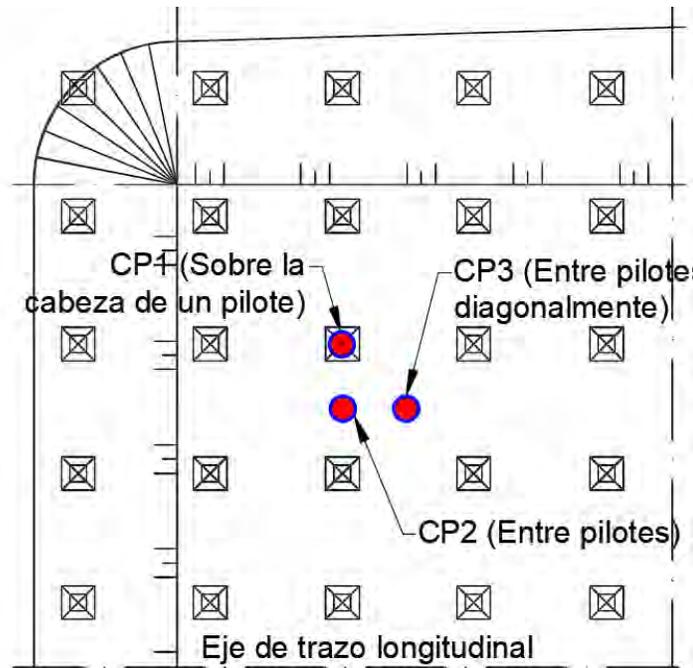


Figura 4.10 Vista en planta de la ubicación de los puntos de ensayo sobre el terraplén piloteado.

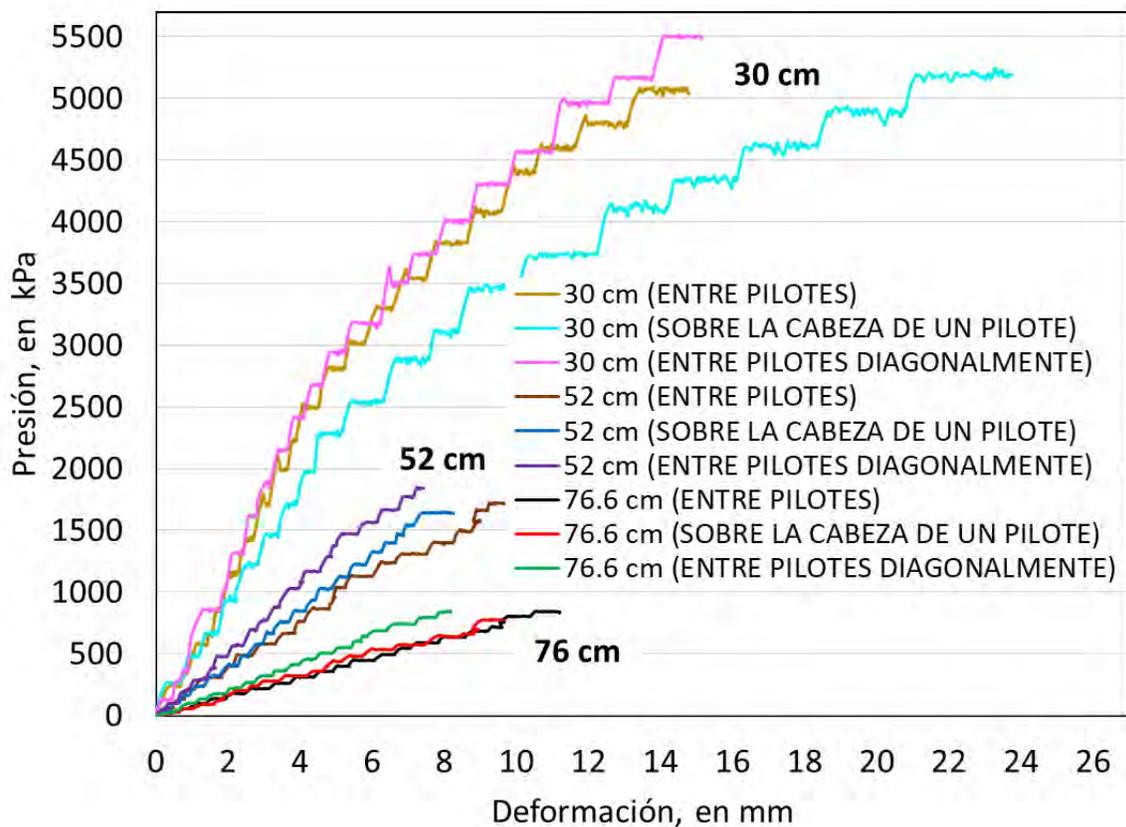


Figura 4.11 Curvas presión-deformación del terraplén piloteado.

En este terraplén piloteado se repite la posición secuencial de curvas, de forma tal que las de placa con menor diámetro presentan las curvas más rígidas y con mayores esfuerzos alcanzados y además muestran casi la misma tendencia para los diferentes puntos de ensaye.

En la Figura 4.11 se observa que el punto menos deformable es justamente en el centro entre pilotes diagonalmente, lo que se asocia al efecto del fenómeno de arqueo, ya que la cúspide del arqueo es el punto menos deformable.

Una observación importante en las curvas es que los resultados de las pruebas realizadas justamente sobre la cabeza del pilote resultaron ser las más deformables; este hecho se observa mejor en las pruebas con la placa de 30 cm donde los esfuerzos se concentraron mayormente en la capa asfáltica del pavimento, y aun para ese mismo tamaño de placa se muestra el gran efecto del arqueo, lo que demuestra la predominancia del efecto de arqueo en comparación con el de la concentración de esfuerzos.

Terraplén con inclusiones rígidas

Para el terraplén con inclusiones rígidas se eligieron dos puntos, éstos ubicados justamente al centro entre dos inclusiones y uno sobre una inclusión. De igual forma para cada punto se realizaron las tres pruebas con las placas con diámetro de 30, 52 y 76 cm, lo que llevó a realizar un total de seis pruebas de placa. Las curvas presión contra deformación se presentan en la Figura 4.12.

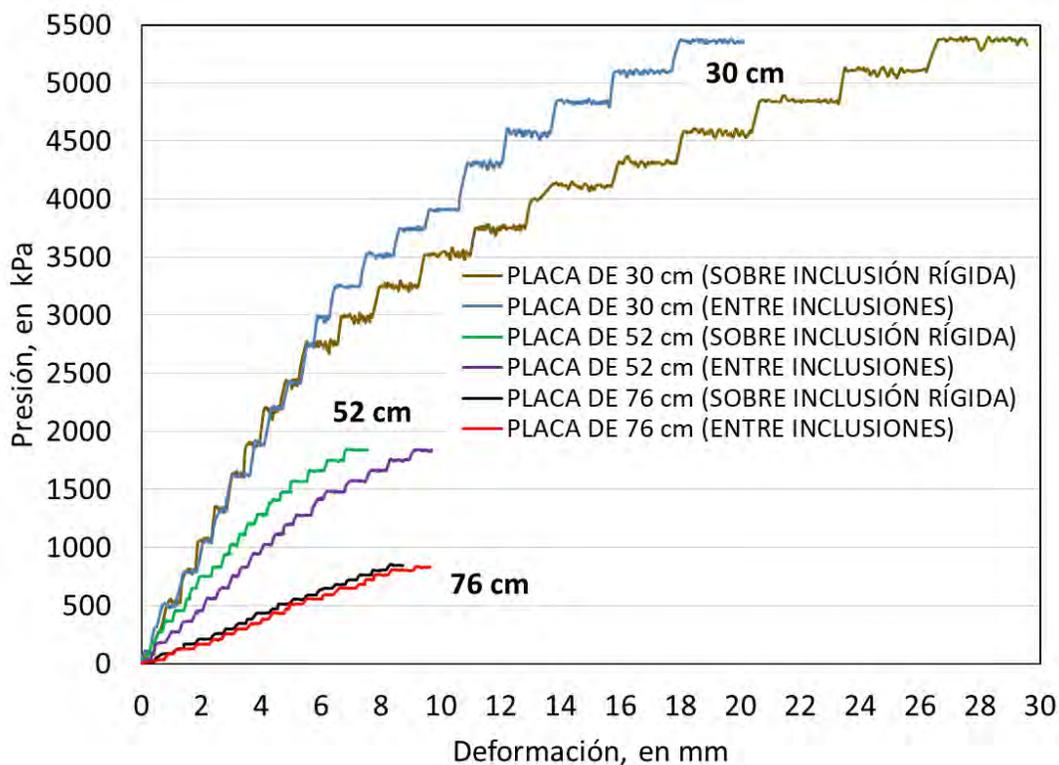


Figura 4.12 Curva presión-deformación del terraplén con inclusiones rígidas.

De la Figura 4.12 puede distinguirse que las curvas repiten un patrón similar al de los otros terraplenes, mostrándose el sistema más deformable cuanto mayor es el diámetro de placas, reflejando, como ya se ha señalado, que a mayor diámetro de placa el bulbo de presiones alcanza materiales más deformables de los estratos inferiores.

Puede comprobarse de los resultados que en el sistema con inclusiones rígidas también ocurre un efecto de arqueo similar al que sucede en los pilotes, ya que para las pruebas con la placa de 30 cm, el punto menos deformable se genera justamente al centro entre dos inclusiones y el más deformable sobre una inclusión rígida, tal resultado refleja la respuesta del sistema ante un estado de esfuerzos verticales aumentado, ya que además del que impone la presión aplicada por la placa, existe una concentración de esfuerzos por el efecto de arqueo.

Otra observación importante, es que las pruebas con la placa de mayor diámetro generaron curvas prácticamente iguales, exactamente tal como se presentó en el terraplén piloteado; parecen reflejar cierta homogeneidad en la respuesta grupal del subsuelo resultante de la presencia de inclusiones o pilotes.

4.3 CURVAS ESFUERZO-DEFORMACIÓN POR TAMAÑO DE PLACA DE CARGA

A continuación, se muestran las gráficas donde se presentan las comparaciones de las diferentes soluciones para igual diámetro de placa de carga. Primeramente, en la Figura 4.13 se muestran las curvas de las diferentes soluciones que resultaron de las pruebas usando la placa de carga con 30.5 cm de diámetro, en la Figura 4.14 la de 52 cm y en la Figura 4.15 con la de 76.6 cm.

Puede distinguirse en los resultados de las pruebas con la placa de 30 cm que, a pesar de la mayor concentración de los esfuerzos en la capa asfáltica más superficial, por la discrepancia entre las curvas se muestra ya la influencia de las diversas soluciones. Además, y en especial las soluciones con el mismo pavimento flexible muestran curvas cuya tendencia ya no es tan lineal, es decir, se marca en gran medida el comportamiento elásto-plástico; no así en el pavimento rígido de la celda estructurada, cuya curva muestra un muy marcado comportamiento lineal-elástico.

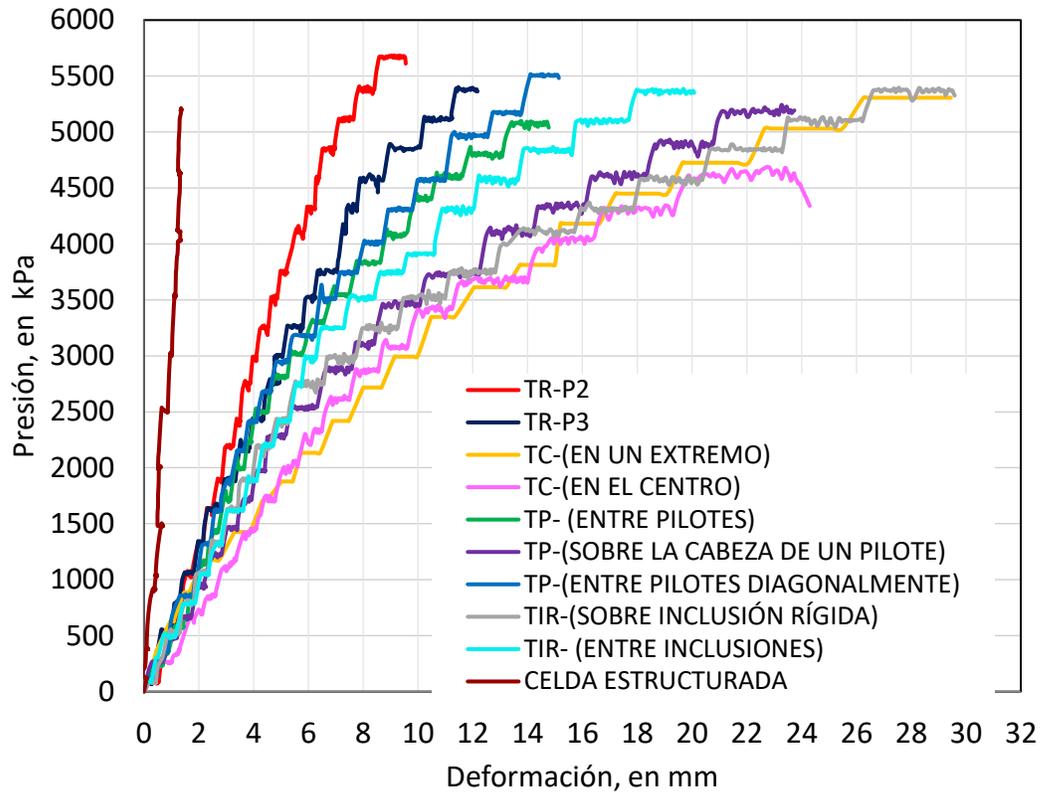


Figura 4.13 Curvas presión-deformación de cada solución y para una placa de 30.5 cm.

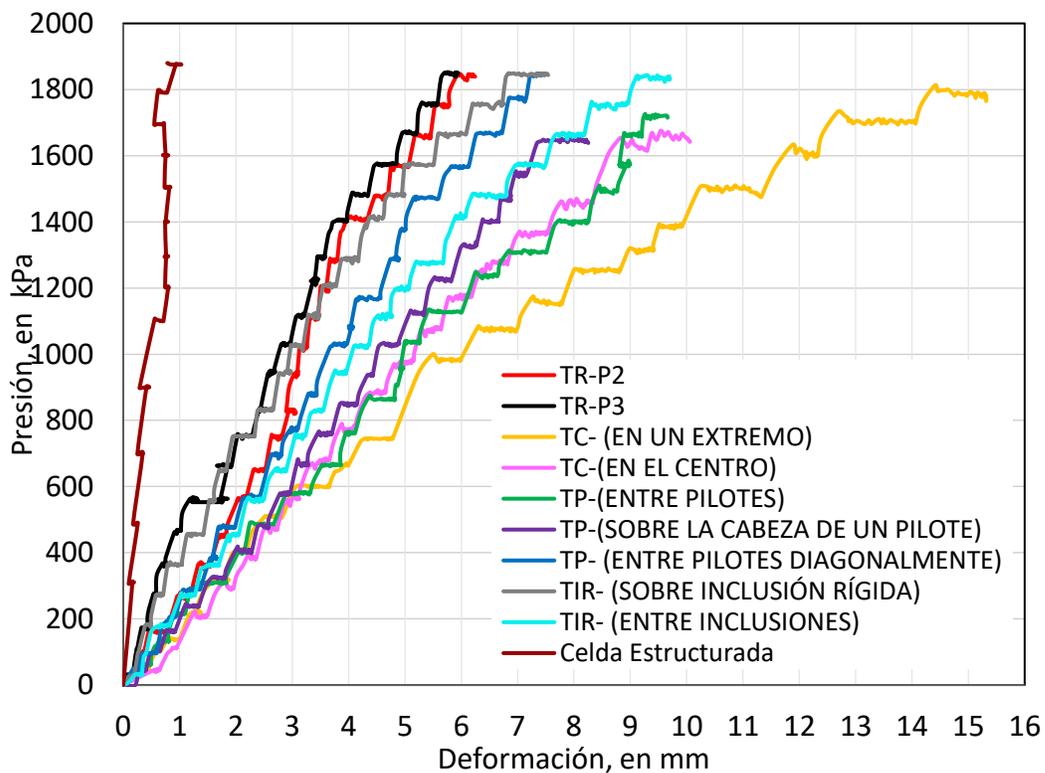


Figura 4.14 Curvas presión-deformación de cada solución y para una placa de 52 cm.

En la Figura 4.14 se distingue la muy pequeña deformación de la solución con pavimento rígido (losa con celdas estructuradas).

Igualmente se observa que las soluciones con los mismos pavimentos flexibles, los menos deformables resultan ser el terraplén de referencia y el terraplén piloteado, y la más deformable es la sección compensada.

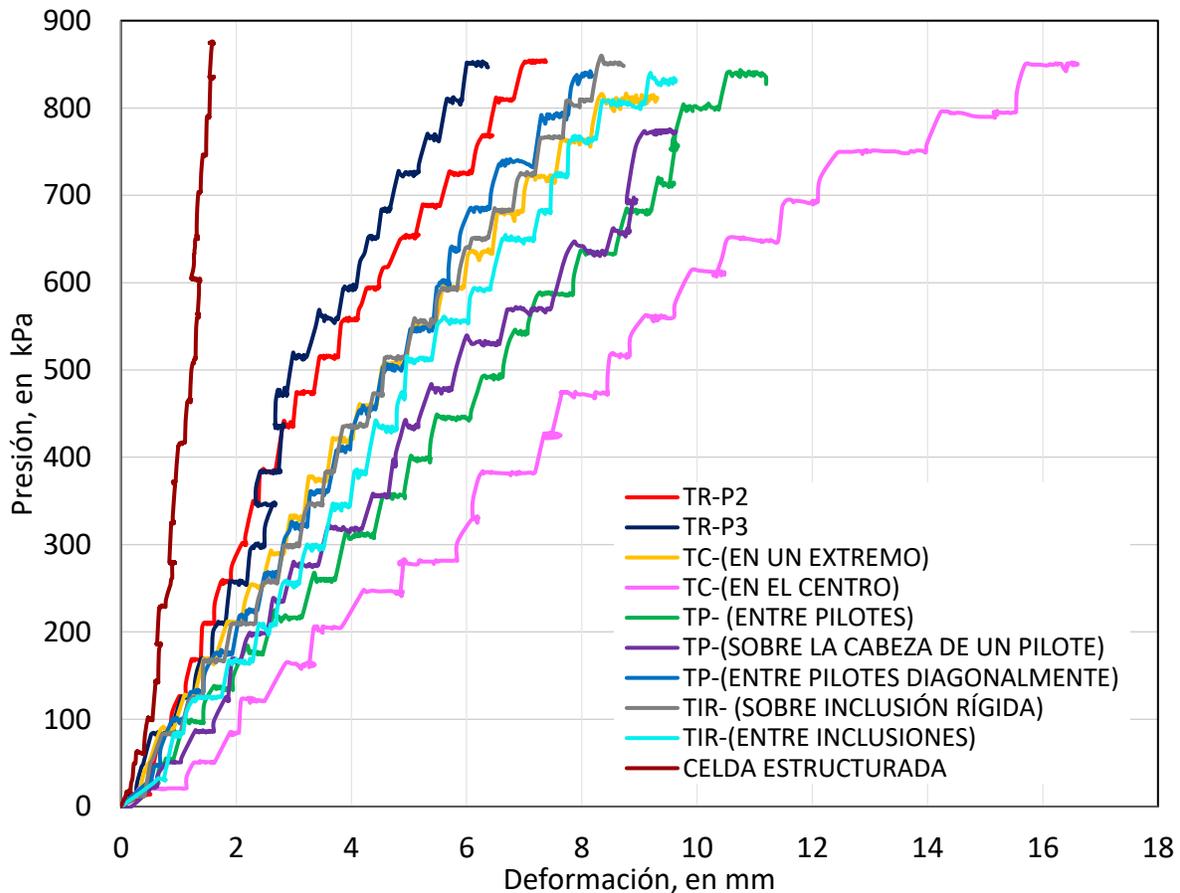


Figura 4.15 Curvas presión-deformación de cada solución y para una placa con diámetro de 76 cm.

Los resultados de las pruebas con la placa de mayor diámetro (Figura 4.15), permiten distinguir una mayor discrepancia entre las curvas, reflejando la respuesta y heterogeneidad en los materiales mucho más deformables que constituyen las capas inferiores del pavimento empleado y el subsuelo arcilloso. Se destaca nuevamente que la solución más deformable es la sección compensada.

Los resultados antes presentados permiten distinguir rápidamente la gran rigidez de la celda estructurada con respecto a las demás soluciones cuyos pavimentos en común son del tipo flexible. De las soluciones con el mismo pavimento, el terraplén de referencia sin tratamiento previo del suelo exhibe un comportamiento más rígido que el resto de las soluciones, incluso para la placa de mayor diámetro. Este último resultado se debe a la manera de colocación del

cuerpo del terraplén; en efecto, se ejerció una fuerte compactación del tezontle alcanzando una rigidez mayor que la alcanzada en los otros terraplenes. Esta conclusión se comprueba y demuestra más adelante mediante la calibración de modelos numéricos con el MEF, en donde se varían los módulos elásticos del material que conformaron el terraplén de algunas soluciones. Otro factor que influyó en la rigidez exhibida en el terraplén de referencia se debe a una capa de tepetate que se utilizó como sub-base, únicamente en este tramo de prueba.

Finalmente, la solución más deformable es la plataforma compensada, aun cuando las pruebas se hayan realizado con la placa de menor diámetro, donde las presiones se concentraron mayormente en las capas más someras del pavimento, justamente las constituidas por la capa de material asfáltico. Lo anterior se debe tal y como se explicó previamente en el capítulo 4.2, a la manera de colocación del tezontle como relleno en el centro de la plataforma.

4.4 PRESIONES MEDIDAS EN LA INTERFAZ TERRAPLÉN-SUELO NATURAL.

Los sitios de algunos ensayos en la superficie del pavimento se establecieron para que coincidieran con la vertical de la ubicación de las celdas de presión instaladas en la interfaz suelo y terraplén, de varias de las soluciones puestas a prueba; esto es, que en esos casos se buscó llevar a cabo las pruebas de placa justamente encima de las celdas de presión dispuestas en el contacto entre el terreno natural y el material del respectivo terraplén. Para ello, se efectuó un cuidadoso levantamiento topográfico de la ubicación en planta de la celda de presión, para luego reproducirla en la superficie del pavimento, a fin de ubicar el centro de las placas de carga.

Así pues, en la medida que se desarrollaban las pruebas de placa, se iban monitoreando las presiones que se generaban en la base del terraplén. A continuación, se muestran resultados de las celdas de presión medidas durante la ejecución de las pruebas de placa. Cabe mencionar que las presiones reportadas que se muestran en esta sección, se refieren únicamente a las presiones que se asocian con las aplicadas en la superficie y no se consideran el peso propio del terraplén ni del pavimento; esto es, que sólo se indican los incrementos de presión debidos a las acciones sobre las placas de prueba.

Terraplén de referencia

En la Figura 4.6 se muestran las posiciones de los tres puntos de ensaye que se escogieron en el terraplén de referencia. Los puntos de ensaye 1 y 2 obedecieron justamente en la proyección vertical donde se tenían instaladas celdas de presión debajo del terraplén de referencia (Figura 4.16). En la Figura 4.17 se muestran los registros de estas presiones con respecto a las presiones aplicadas por la placa. Las presiones medidas con las celdas de presión que se incluyen como abscisas, se asocian a las presiones aplicadas en la superficie del pavimento mediante las placas, y que definen las ordenadas de las curvas. En el caso del punto de ensaye 1 únicamente se tomó registro de las presiones cuando se realizó la prueba de placa con la placa de 0.52 m.

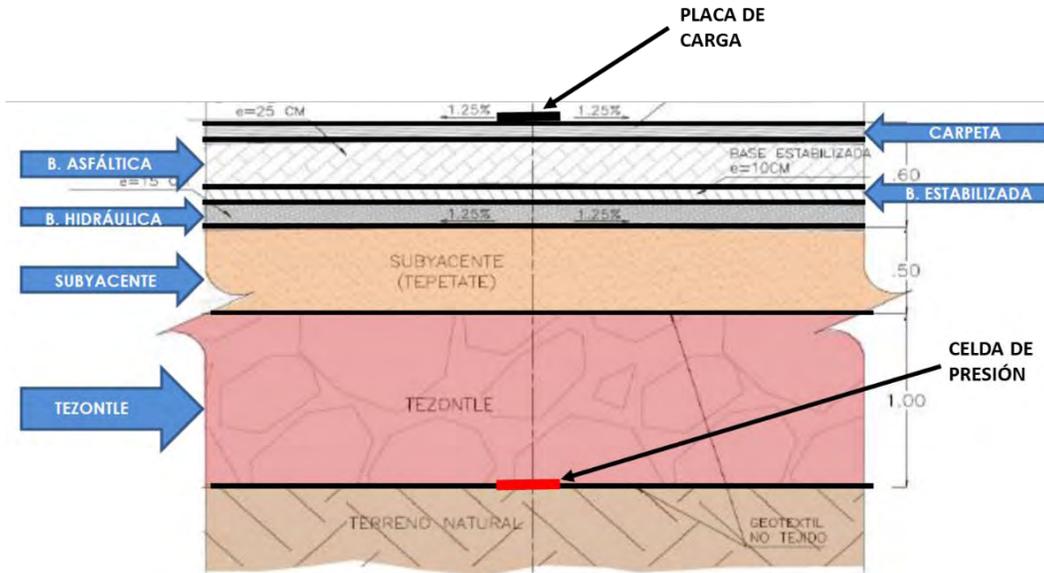


Figura 4.16 Ubicación de las celdas de presión instaladas en el terraplén de referencia.

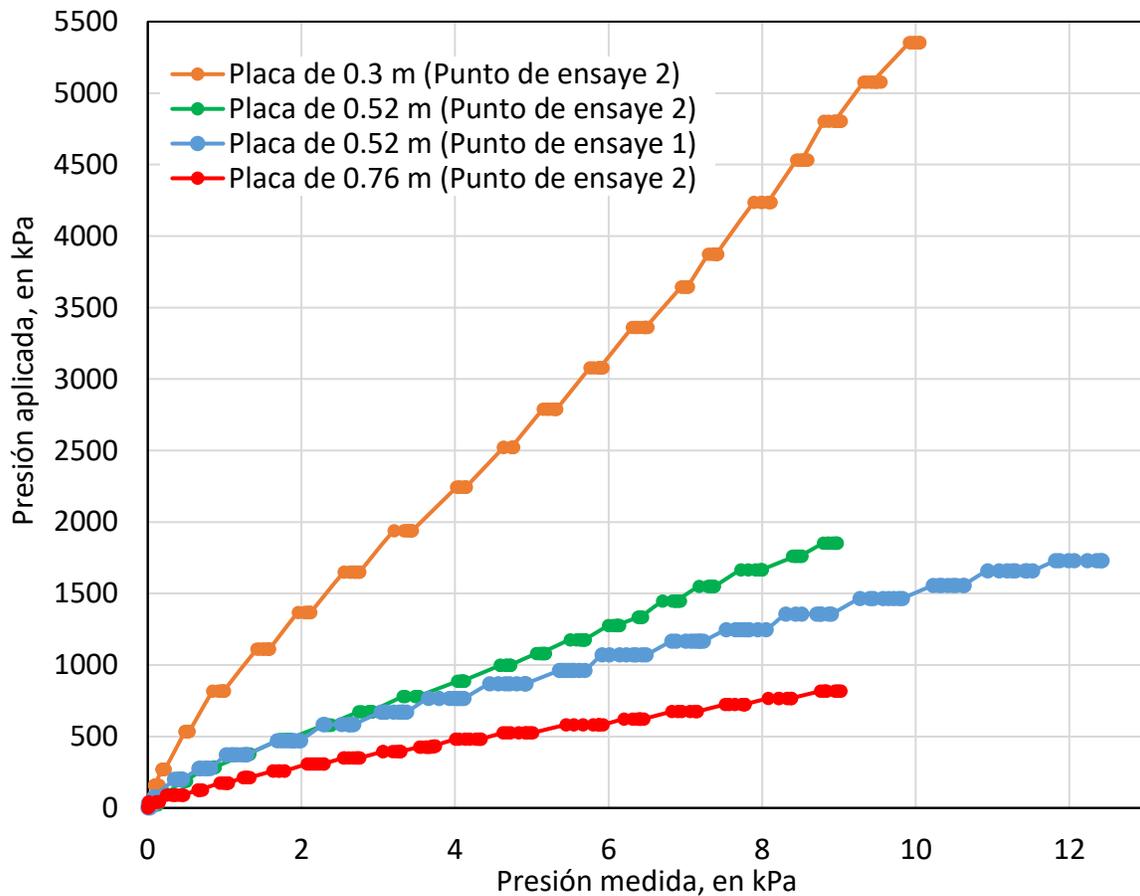


Figura 4.17 Presiones aplicadas contra las registradas por celdas de presión del terraplén de referencia.

Llaman inmediatamente la atención los muy bajos incrementos de presión vertical que se le inducen al terreno de apoyo, al aplicar las presiones verticales en la superficie del pavimento, mediante las placas de carga con diferentes diámetros. Esto indica, como era de esperarse que las capas más rígidas y propias del pavimento redujeron significativamente los esfuerzos que se le indujeron en su superficie aun cuando la prueba se realizó con la placa de carga de mayor diámetro, en donde con ésta los esfuerzos se dejaron sentir a mayor profundidad. A pesar de las bajas presiones registradas por las celdas de presión, pudo comprobarse la conveniente resolución de estos sensores. Más adelante se hace una comparación de los resultados obtenidos, al presentar los de otros tramos de prueba.

Otra observación interesante de la Figura 4.17, es que para una presión aplicada se registra una presión mayor cuanto mayor es el diámetro de la placa de carga, lo que coincide con la teoría de Boussinesq sobre el bulbo de esfuerzos en un área circular cargada. Igualmente, se observa que las presiones registradas durante las pruebas con la placa de carga de 0.52 m prácticamente coinciden en los dos puntos de ensaye sobre todo para presiones aplicadas menores a 1000 kPa.

Sección compensada

Tal y como se mencionó en el capítulo anterior, se llevaron a cabo las pruebas de placa en dos puntos sobre el tramo conocido como sección compensada, los puntos de ensaye se ubicaron uno en el centro y el otro en su hombro (Figura 4.8). De igual manera, estos puntos de ensaye coincidieron con la ubicación de las celdas de presión instaladas debajo del tramo de prueba. En la Figura 4.18 se muestra la ubicación de la celda de presión, debajo de la sección compensada, así como la proyección vertical en la que se llevaron a cabo las pruebas de placa correspondientes en la superficie del pavimento; en esta figura se observa claramente que las celdas de presión se instalaron en la misma profundidad, es decir, justamente en el contacto entre el cuerpo del relleno y el suelo natural.

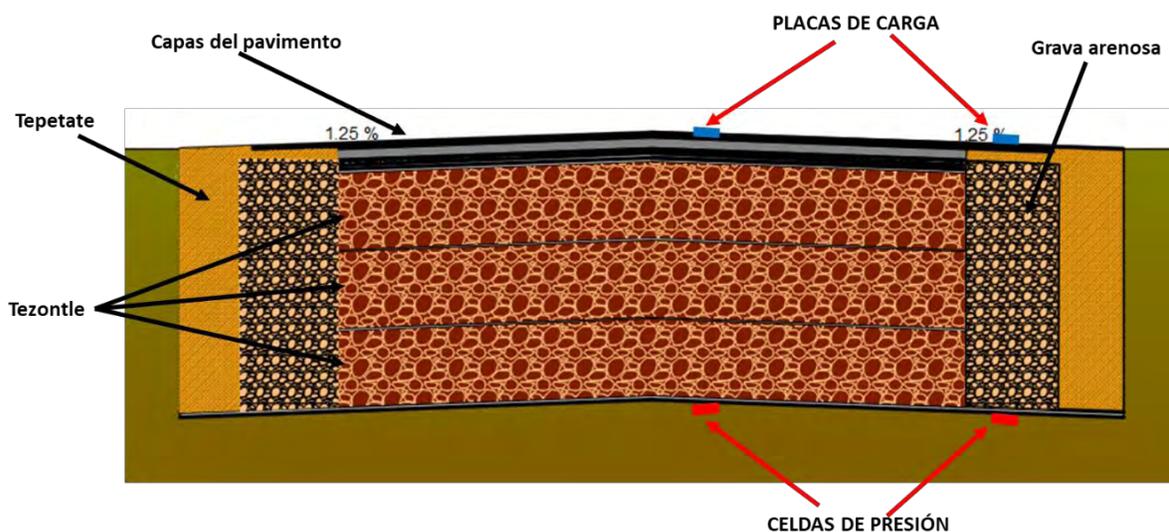


Figura 4.18 Ubicación de los puntos de ensaye y de las celdas de presión en la sección compensada.

Se muestran a continuación las gráficas de las Figuras 4.19 a 4.21, que igual a las anteriores describen en su eje de ordenadas las presiones aplicadas y en el eje de las abscisas muestran las presiones registradas por la celda de presión.

De igual forma en la Figura 4.22 se resumen las curvas anteriores obtenidas de los dos puntos de ensaye y considerando dos tamaños de placas de carga usadas, la de menor y mayor diámetro (0.3 m y 0.76 m).

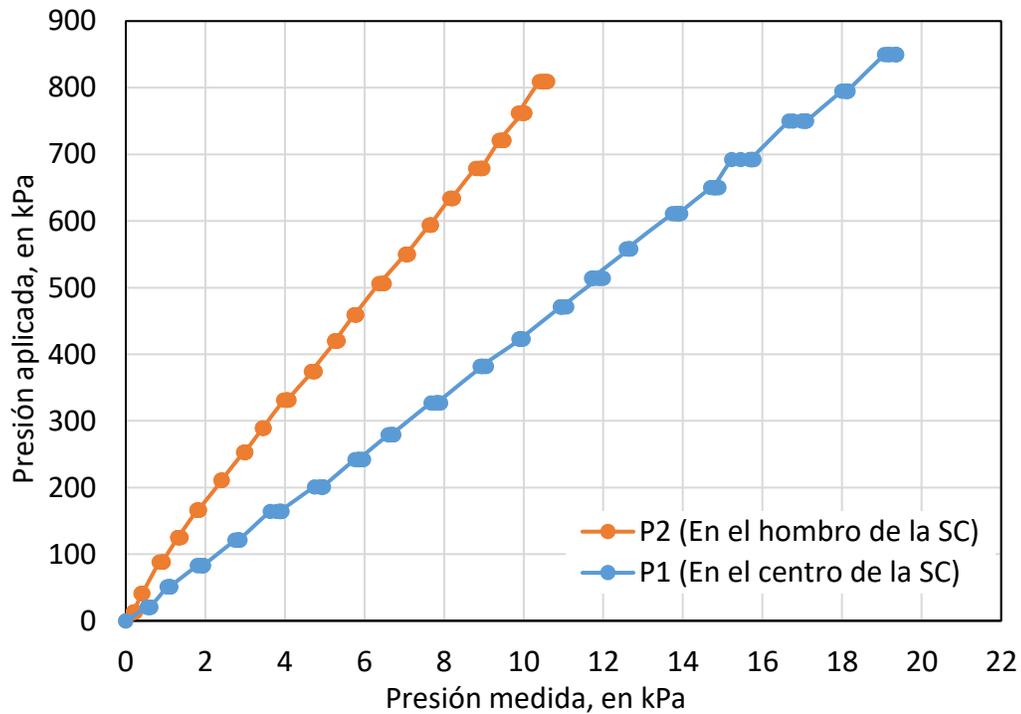


Figura 4.19 Presión aplicada con la placa de 0.76 m contra las registradas por las celdas de presión de la sección compensada.

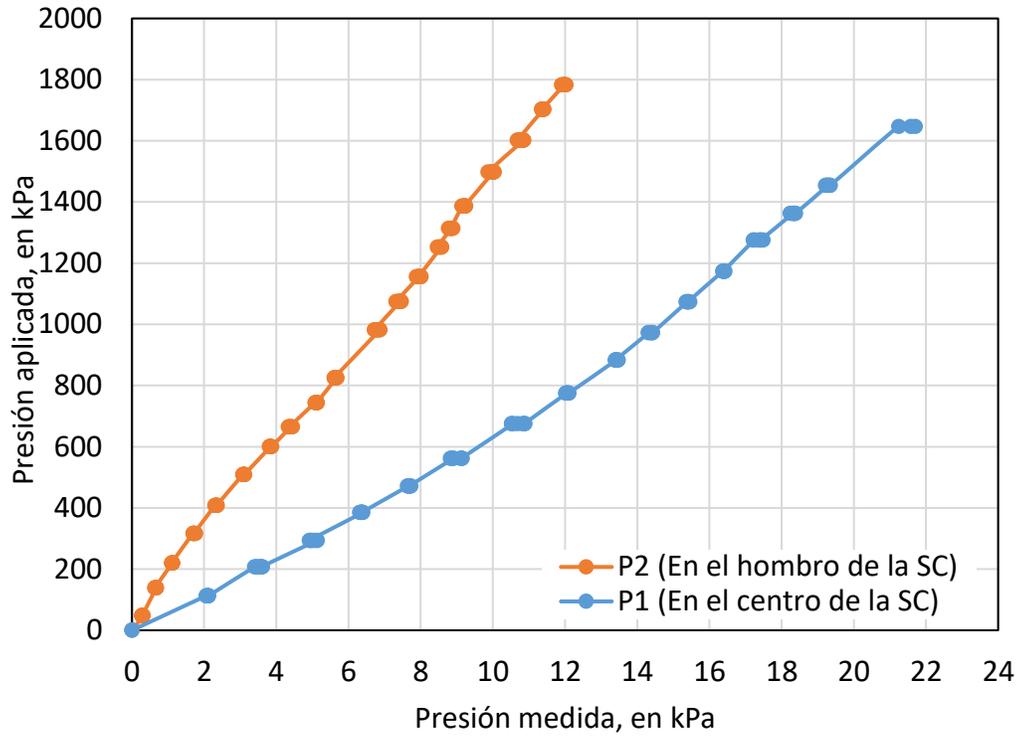


Figura 4.20 Presión aplicada con la placa de 0.52 m contra las registradas por las celdas de presión de la sección compensada.

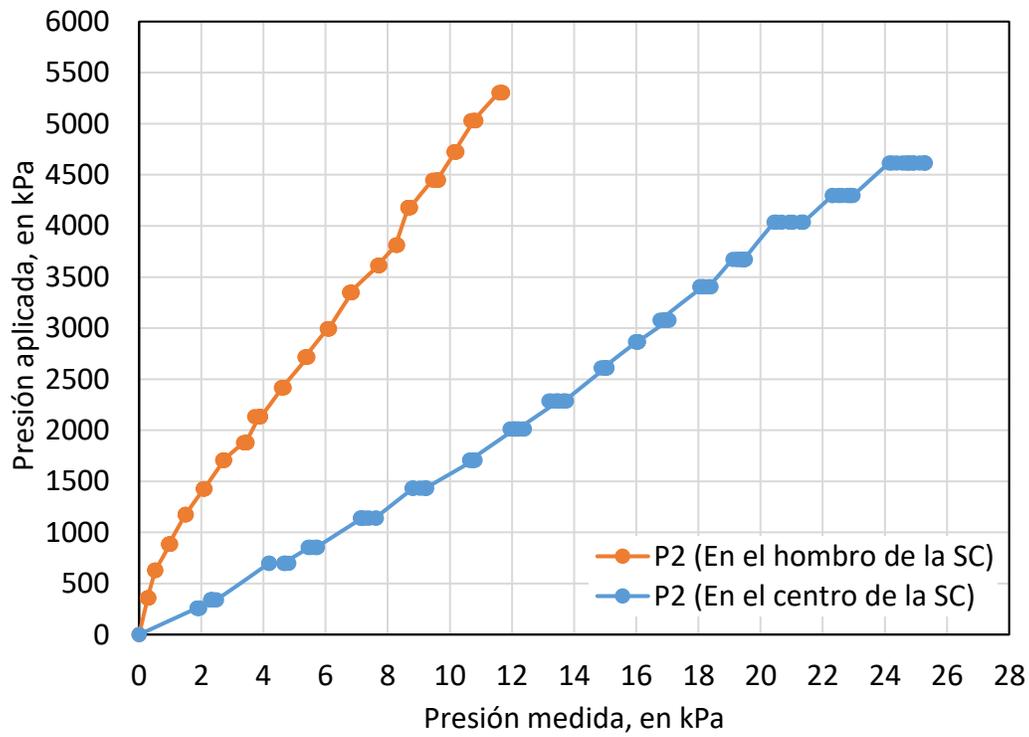


Figura 4.21 Presión aplicada con la placa de 0.3 m contra las registradas por las celdas de presión de la sección compensada.

Nuevamente, de los resultados mostrados se distinguen claramente la diferencia de rigideces de los materiales subyacentes al pavimento colocados en el centro y hombro de la plataforma compensada, esto es, las presiones registradas justamente debajo del hombro de la plataforma resultaron menores que las registradas por debajo de su centro. Lo anterior, tal y como se observó en las curvas presión-deformación de este tramo de prueba (Figura 4.9) pone en evidencia la influencia que tiene la granulometría y el tipo de material granular colocado debajo de la estructura del pavimento. En efecto, en el centro de la plataforma se colocaron tres lechos de tezontle ligeramente compactados y separados con un refuerzo geotextil; éstos tuvieron los mismos espesores y una granulometría uniforme en cada lecho. En el caso del hombro de la sección se colocó un material no uniforme y más pesado (grava arenosa compactada); este último material se consideró para reducir en gran medida los asentamientos diferenciales transversales bajo el terraplén que aparecen aun bajo carga uniforme y conservar su geometría original. En el caso del tezontle que se utilizó como el relleno de la excavación, se consideró de tal manera que garantizara el menor peso volumétrico posible a fin de lograr una mejor compensación; ésta última condición propició que las capas del tezontle alcanzaran una menor rigidez con respecto a las colocadas en las otras soluciones.

Se distingue nuevamente la gran resolución de las celdas de presión al registrar presiones menores que 5 kPa. Así mismo, los resultados muestran que para los tres tamaños de placas de carga la celda de presión de la sección compensada registró mayores presiones que las registradas en las otras soluciones (Terraplén de referencia, piloteado y con inclusiones), nuevamente y como lo comentado en el párrafo anterior, se debe a la influencia que tiene la forma de colocación y de la granulometría del tezontle.

Otra observación importante, es que las curvas mostradas anteriormente siguen una tendencia prácticamente lineal, lo que comprueba nuevamente la precisión y el correcto funcionamiento de los sensores de presión instalados.

Nuevamente, al igual que en el caso del terraplén de referencia, en la Figura 4.22 se observa claramente la influencia de los diámetros de las placas en las presiones registradas, ya que para un esfuerzo aplicado en la superficie se registran mayores presiones cuanto mayor es el tamaño de placa de carga, reflejando como ya se ha señalado, que a mayor área, mayor es el bulbo de esfuerzos a profundidad.

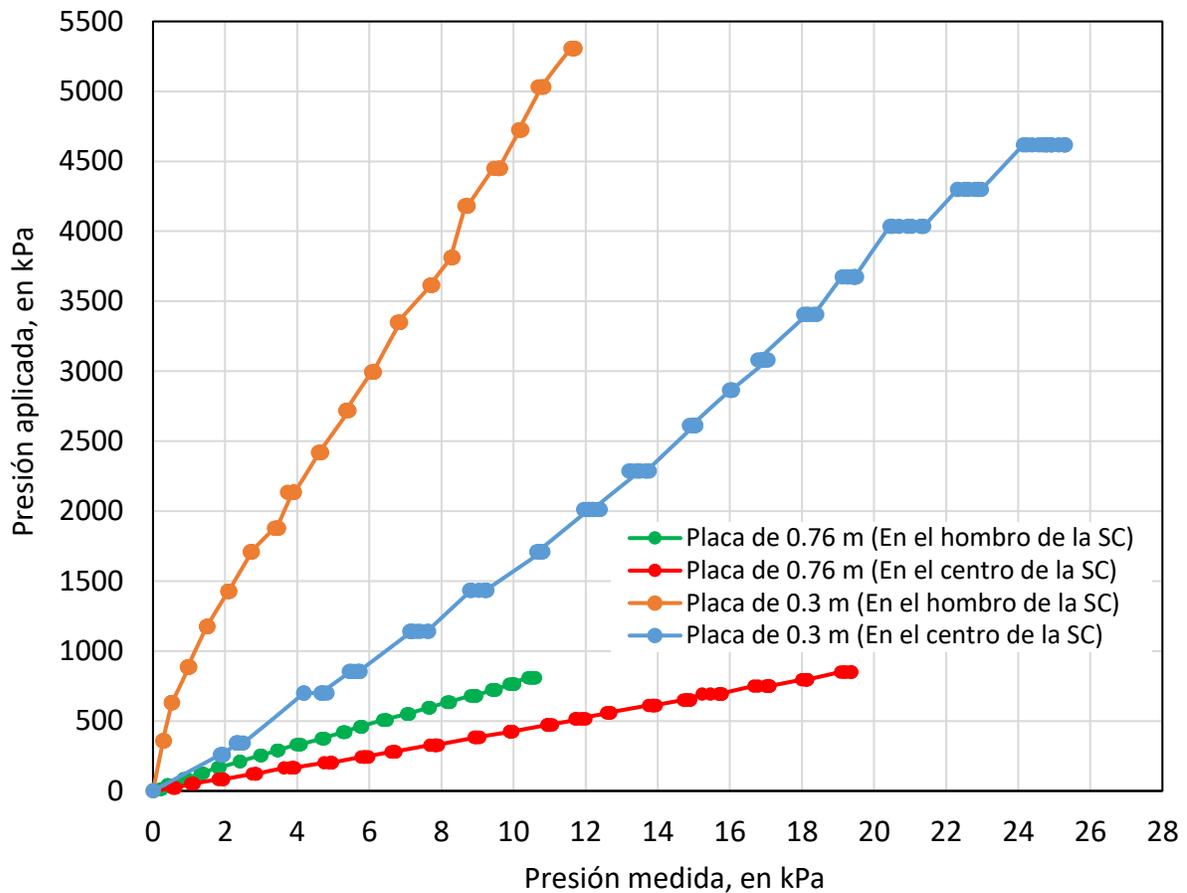


Figura 4.22 Presiones aplicadas contra las registradas por las celdas de presión de la sección compensada.

Terraplén piloteado

En la Figura 4.10 se muestra la ubicación de los sitios donde se ejecutaron las pruebas de placa sobre este tramo de prueba. Estos se ubicaron en tres puntos estratégicos sobre el terraplén piloteado, uno se ubicó justamente sobre la cabeza de un pilote, uno entre dos pilotes y otro en la parte media de la diagonal entre dos pilotes. De igual forma durante las pruebas se monitorearon mediante celdas de presión las presiones debajo del cuerpo del terraplén, la ubicación de las celdas de presión se muestran en la Figura 4.23.

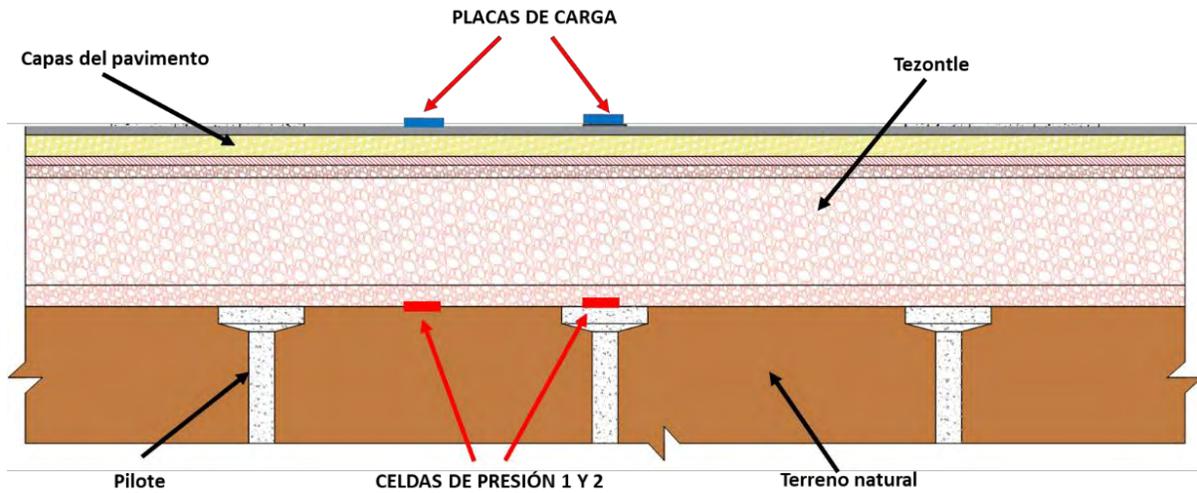


Figura 4.23 Ubicación de las celdas de presión debajo del terraplén piloteado.

A continuación, se presentan las gráficas de las Figuras 4.24 a 4.26, que de igual forma muestran las presiones aplicadas y medidas para el caso del terraplén piloteado.

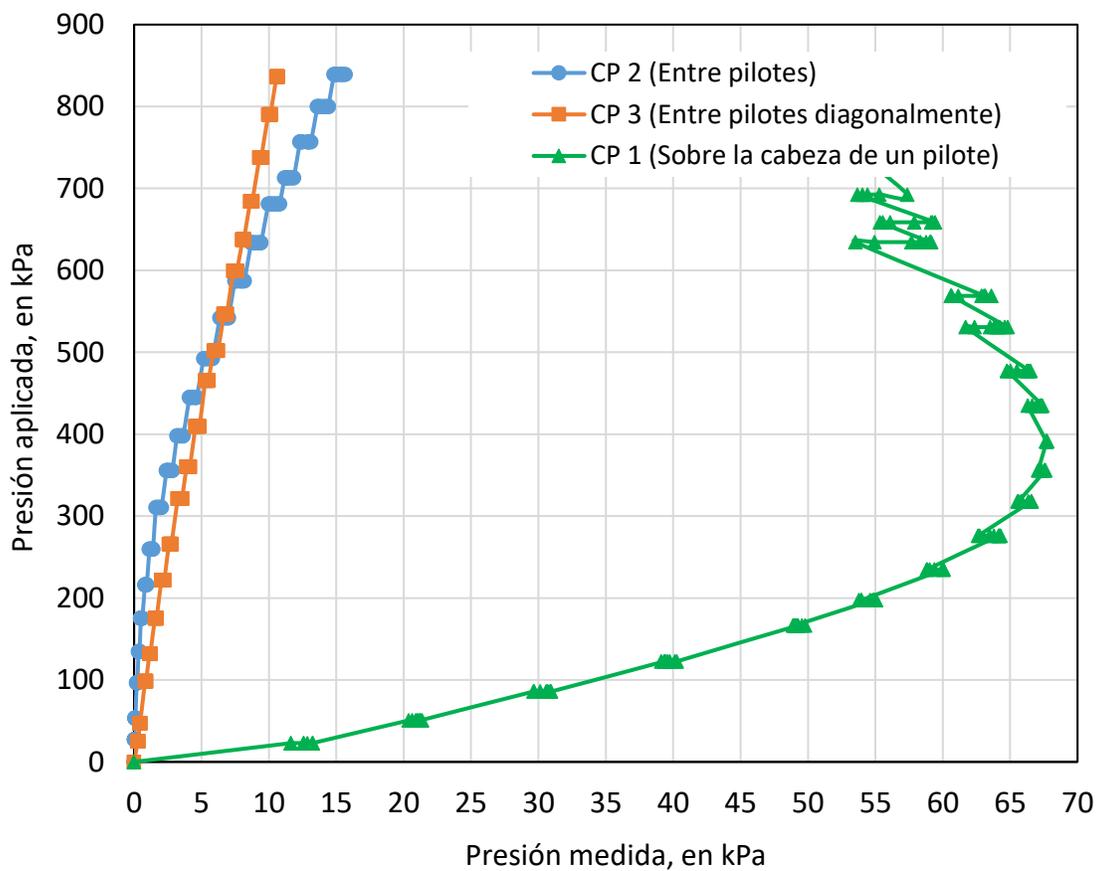


Figura 4.24 Presión aplicada con la placa de 0.76 m contra las registradas por las celdas de presión del terraplén piloteado.

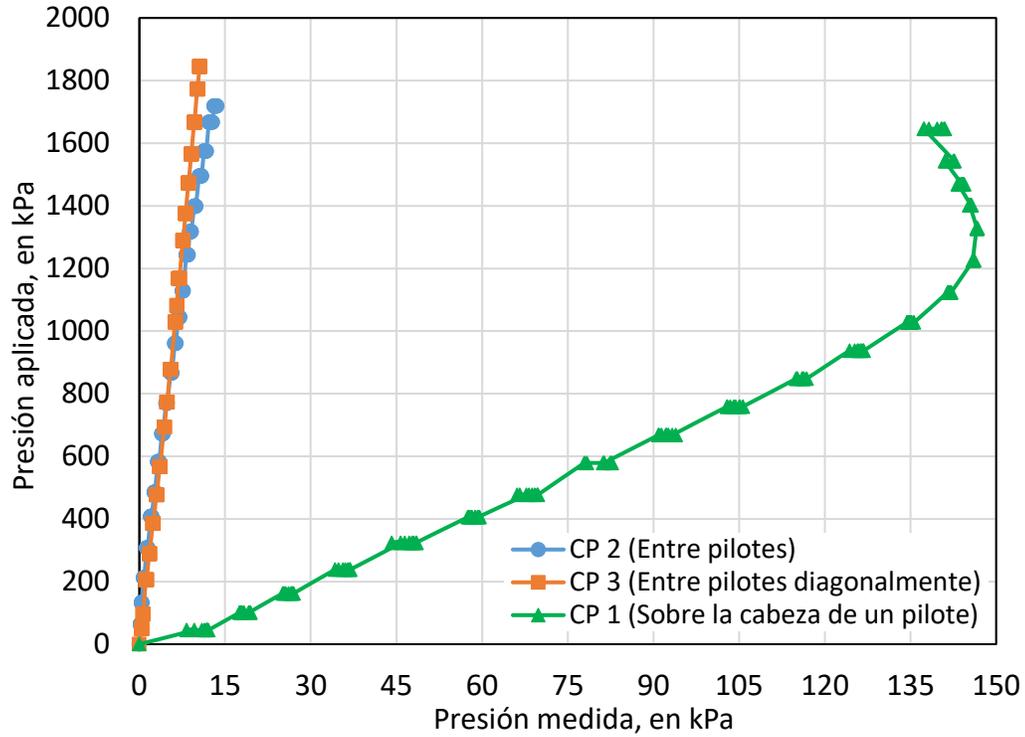


Figura 4.25 Presión aplicada con la placa de 0.52 m contra las registradas por las celdas de presión del terraplén piloteado

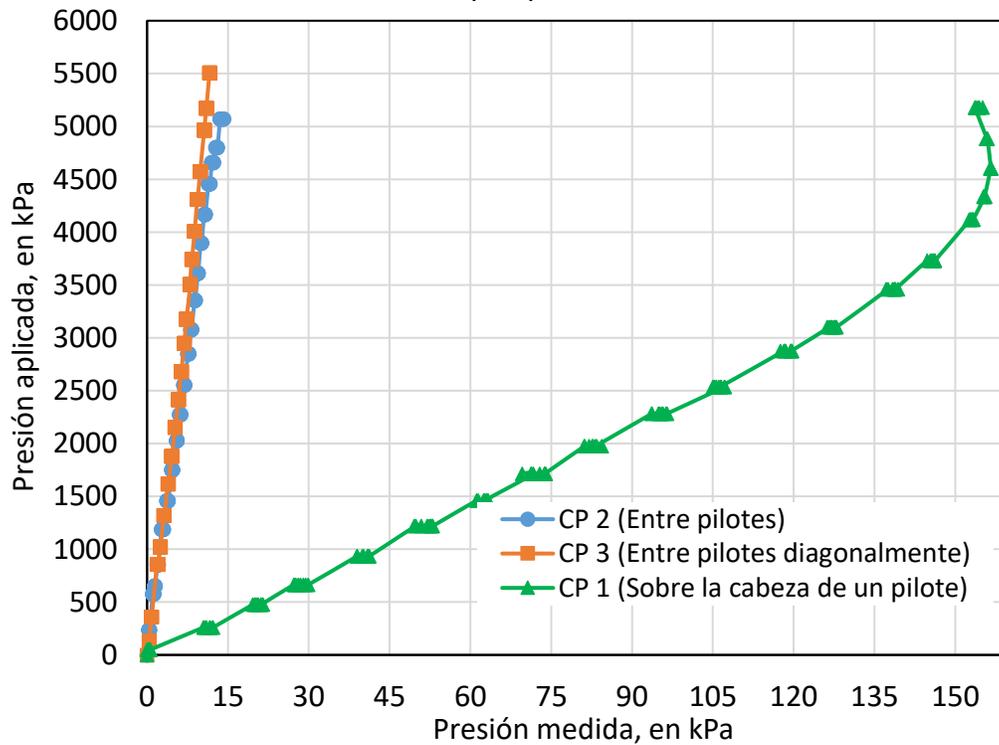


Figura 4.26 Presión aplicada con la placa de 0.3 m contra las registradas por las celdas de presión del terraplén piloteado.

De las curvas mostradas en las Figuras 4.24 a 4.26 llaman inmediatamente la atención los registros de la celda de presión 1 cuya ubicación obedece justamente sobre la cabeza de un pilote, estos registros inicialmente comienzan con lecturas de presión casi lineales y mucho mayores que el de las otras celdas de presión, posteriormente y después de una cierta presión mayor, los registros se vuelven inconsistentes, este último se le atribuye a errores en el registro del sensor de cuerda vibrante debido a que se rebasó su rango confiable de medición que es de 170 kPa, y en este punto de la prueba se alcanzó a medir una presión de hasta 300 kPa ya considerando la presión aplicada en la superficie, el peso propio del terraplén y del pavimento.

Debido a lo anterior, se justifica claramente la presencia de los elementos rígidos al transferirse en ellos la mayor parte de los esfuerzos provocados tanto por el peso propio del terraplén como de las cargas externas. Por otro lado, esta misma condición se refleja en las deformaciones mostradas en este tramo de prueba, ya que en este mismo punto se registraron las deformaciones máximas y el punto menos deformable ocurrió justamente en el centro entre pilotes diagonalmente, un claro efecto del arco.

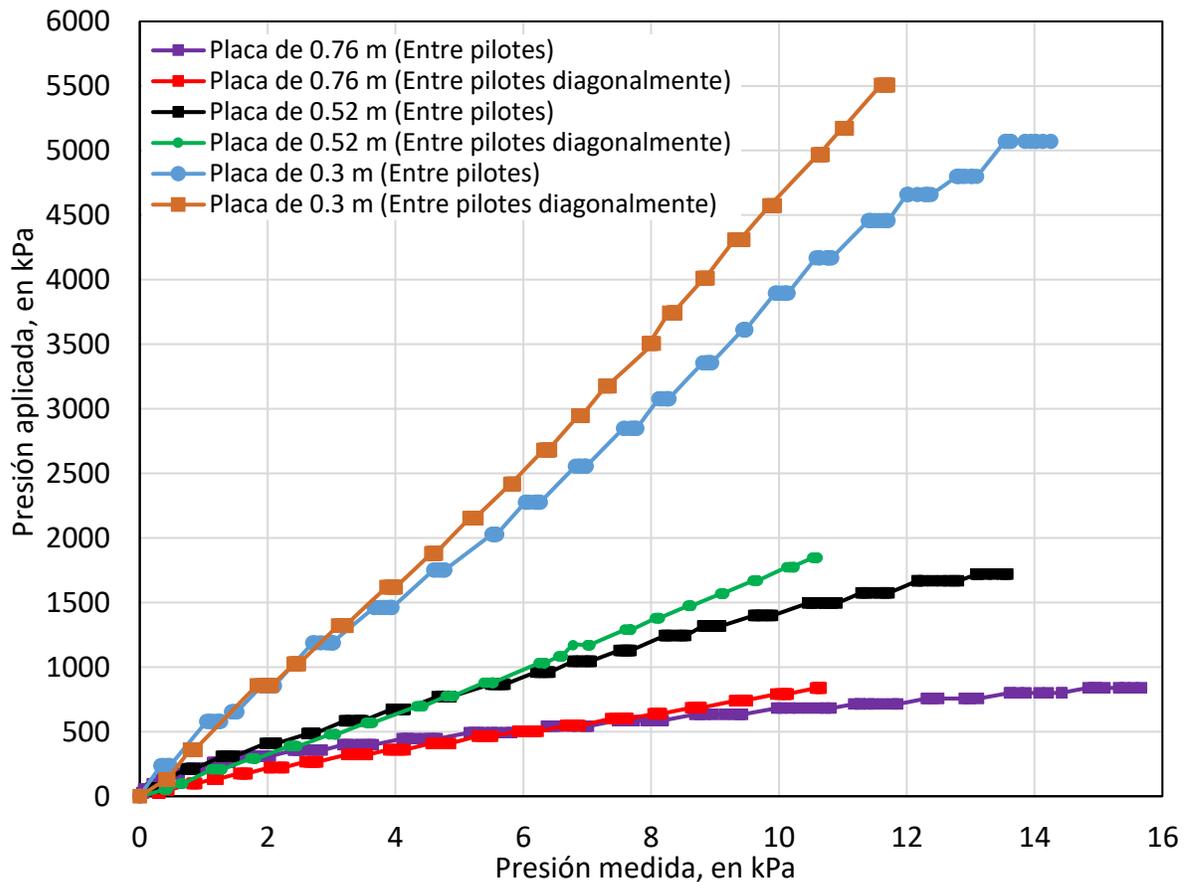


Figura 4.27 Presiones aplicadas contra las registradas por las celdas de presión del terraplén piloteado.

En la Figura 4.27 se observa que el punto donde se registraron menores presiones es justamente en el centro entre pilotes diagonalmente, aun cuando las celdas de presión estaban ubicadas a la misma profundidad. Este hecho al igual que en las deformaciones mostradas se asocia al efecto del fenómeno de arqueado que ocurre en este tramo de prueba. En donde, al arquear el suelo que constituye el terraplén estructural se genera una bóveda, cuya base descansa sobre los pilotes y el material que está por debajo de la bóveda y que corresponde a la zona sin pilotes, gravita sobre la superficie del terreno. Este principio supone un mecanismo de transferencia como se esquematiza en la Figura 4.28. Esto es: (1) la ocurrencia de un fenómeno de arqueado que transfiere carga a los pilotes (acciones A); (2) que el suelo en contacto con el terraplén, fuera de los capiteles o cabezales, recibe un incremento reducido de esfuerzo vertical (acciones C); y (3) que la carga no tomada por el suelo de apoyo (acciones B) es transferida al capitel de los pilotes mediante refuerzo de geomallas dispuestas en la interfaz entre el terraplén y el suelo (Mendoza et. al., 2016).

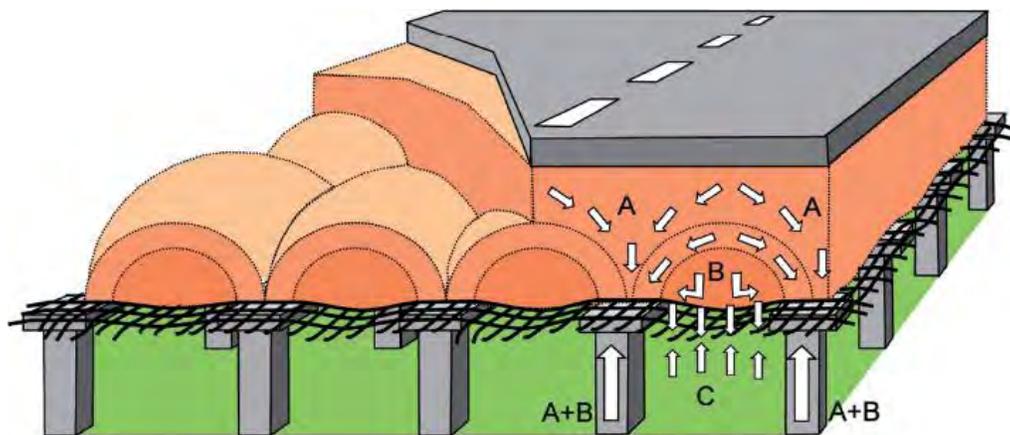


Figura 4.28 Modelo conceptual de la solución de terraplén piloteado (Boogert *et al.*, 2012).

Otra observación importante, es que las presiones medidas y que se asocian a las presiones aplicadas con las placas de carga de mayores diámetros muestran prácticamente la misma tendencia, aun cuando las pruebas se hayan realizado en dos puntos de ensaye diferentes, parece existir una cierta respuesta grupal del subsuelo debido a la presencia de los elementos rígidos.

Finalmente, las curvas muestran que las celdas de presión instaladas en el terraplén piloteado registraron presiones ligeramente mayores a las medidas en el terraplén de referencia, aun cuando la profundidad a la que se instalaron dichos sensores fue la misma.

Terraplén con inclusiones rígidas

Finalmente se muestran las presiones medidas en el terraplén con inclusiones rígidas, estos se describen de igual manera como en las gráficas anteriores en las Figuras 4.30 a 4.32.

En la Figura 4.29 se puede ver la ubicación de las celdas de presión colocadas debajo del terraplén con inclusiones rígidas; Ambas celdas de presión se colocaron a la misma profundidad, una justamente sobre una inclusión y la otra entre dos inclusiones, sobre estas celdas se ubicaron los puntos de ensaye en la superficie del pavimento.

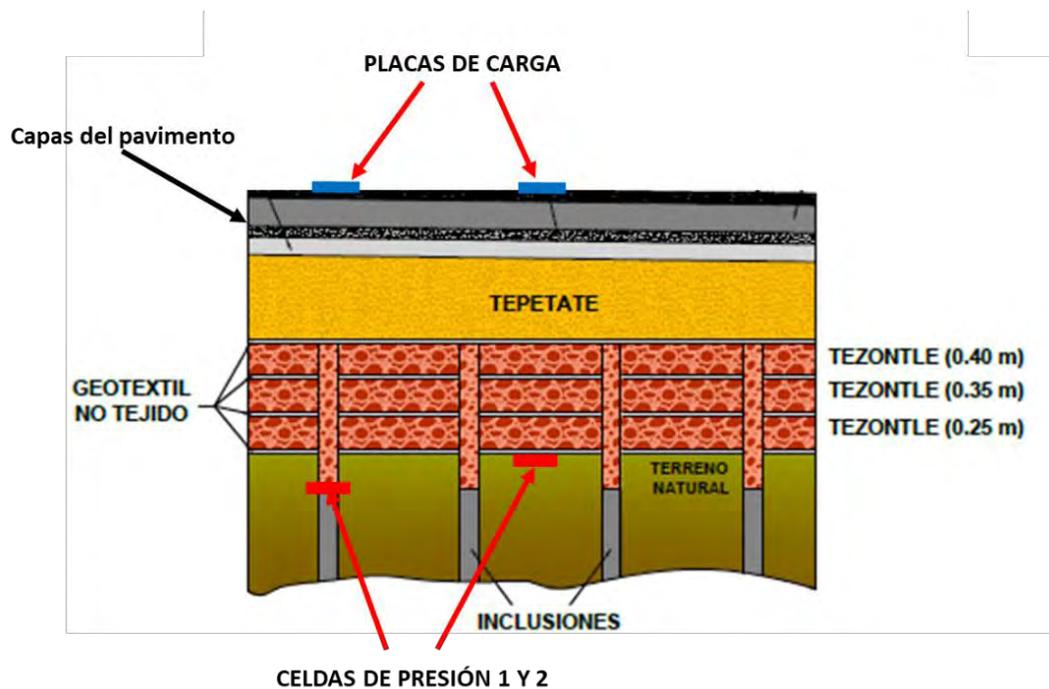


Figura 4.29 Ubicación de las celdas de presión debajo de los puntos de ensaye en el terraplén con inclusiones rígidas.

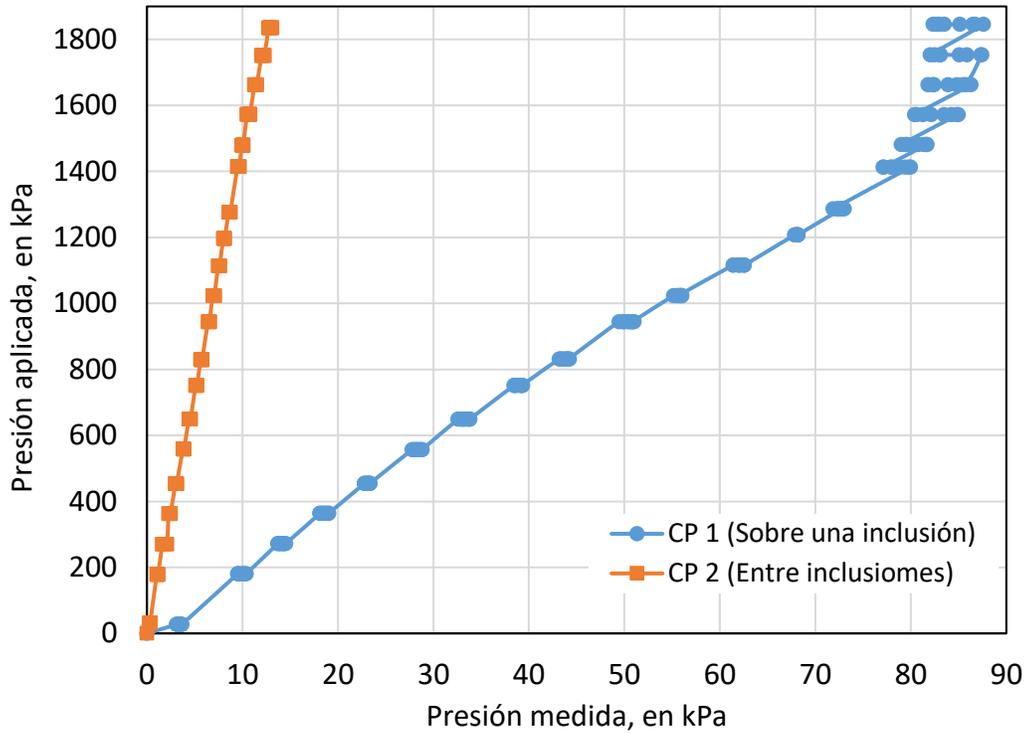


Figura 4.30 Presión aplicada con la placa de 0.52 m contra las registradas por las celdas de presión del terraplén con inclusiones rígidas

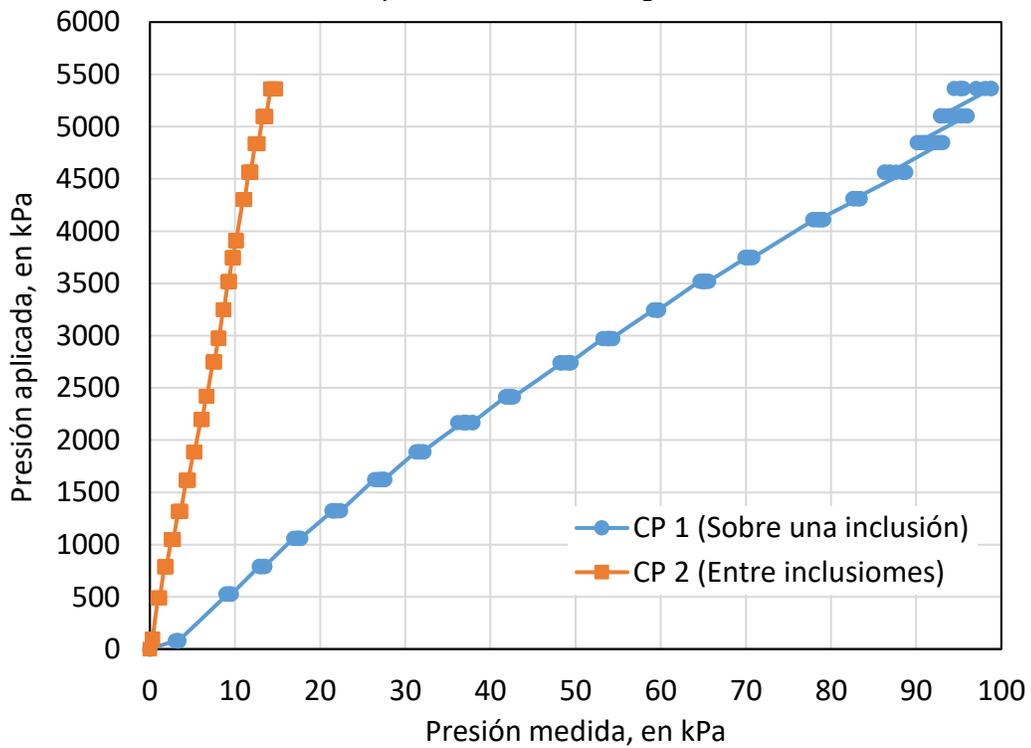


Figura 4.31 Presión aplicada con la placa de 0.3 m contra las registradas por las celdas de presión del terraplén con inclusiones rígidas.

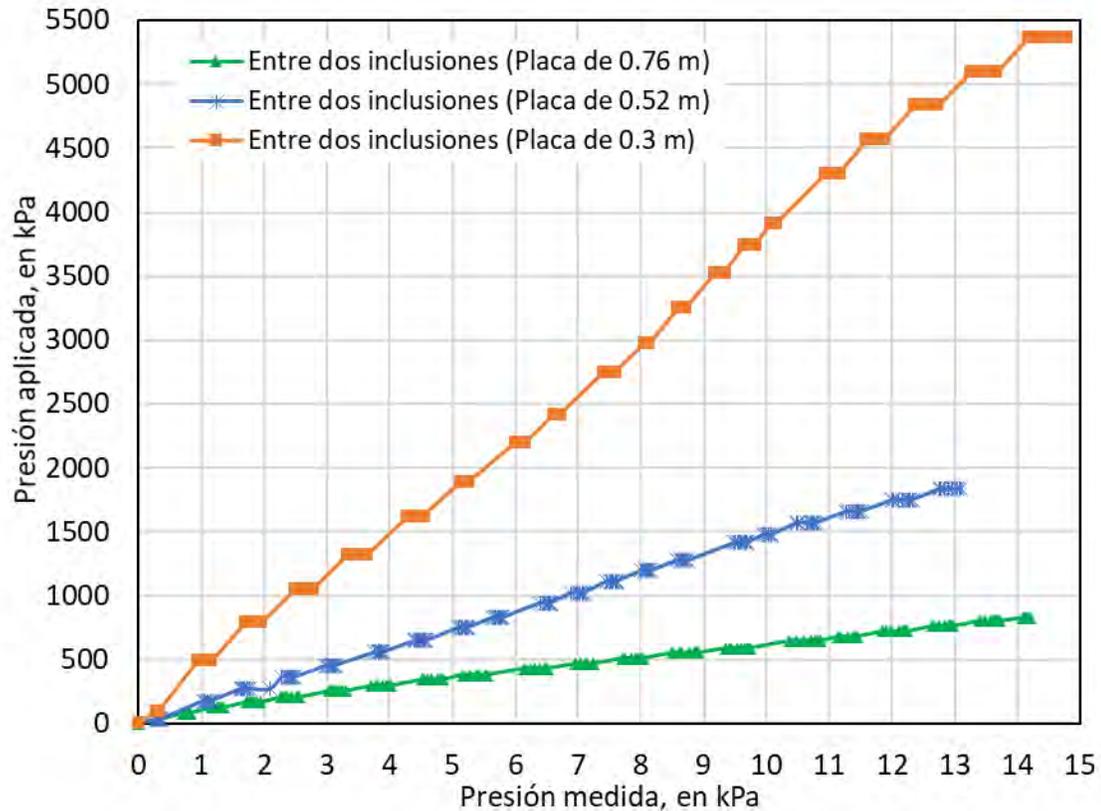


Figura 4.32 Presiones aplicadas contra las registradas por una celda de presión del terraplén con inclusiones rígidas.

Nuevamente y para los diferentes diámetros de placa de carga, se repite la misma condición observada en el terraplén piloteado al registrarse grandes presiones con la celda de presión 1 que se ubicó justamente sobre una inclusión rígida.

En la Figura 4.32 se repite lo medido en las otras soluciones; esto es, a mayor diámetro cargado, mayores son las presiones medidas en la celda de presión.

Con base en las gráficas se observa también que, para los tres tamaños de placas, las presiones medidas en el terraplén con inclusiones coinciden con las medidas en el terraplén piloteado, esto se debe a que ambas soluciones constituyen tanto el mismo material del terraplén como la misma rigidez del pavimento.

4.5 OBTENCIÓN DEL MÓDULO DE REACCIÓN MEDIO DEL CONJUNTO PAVIMENTO-TERRAPLÉN-SUELO NATURAL.

En este apartado se muestran los módulos de reacción medios de cada tramo de prueba y que se obtuvieron de las curvas esfuerzo-desplazamiento de las pruebas de placa. Para tener una comparativa en los valores, estos módulos se obtuvieron mediante dos criterios, los establecidos por Bowles (1996) y por Kondner, *et. al.* (1963), tales métodos se describieron en el marco teórico de esta tesis. A continuación, en las Figuras 4.33 y 4.34 se muestran a manera de ejemplo, la obtención de los módulos de reacción mediante los dos criterios respectivamente. Los valores obtenidos de todos los tramos de prueba se resumen finalmente en las tablas 4.1 y 4.2.

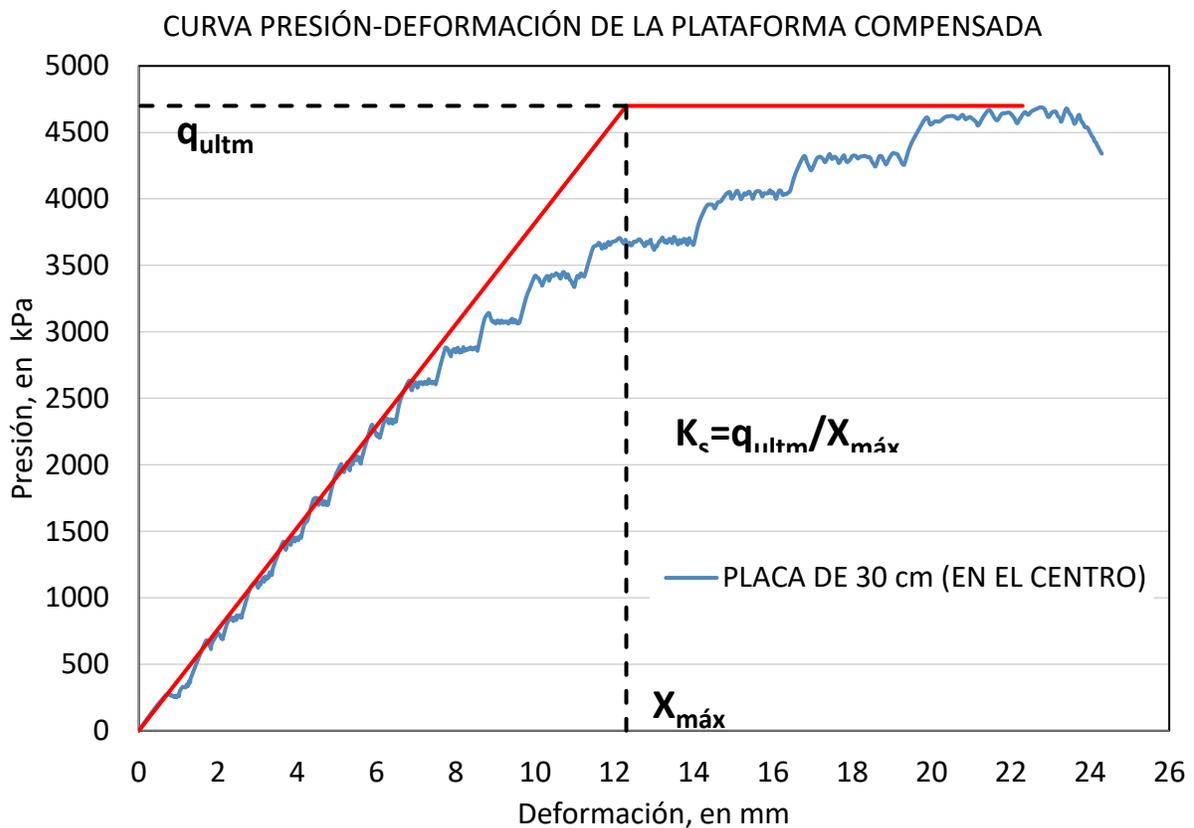


Figura 4.33 Obtención del módulo de reacción a partir de los resultados de una prueba de placa mediante el criterio de Bowles.

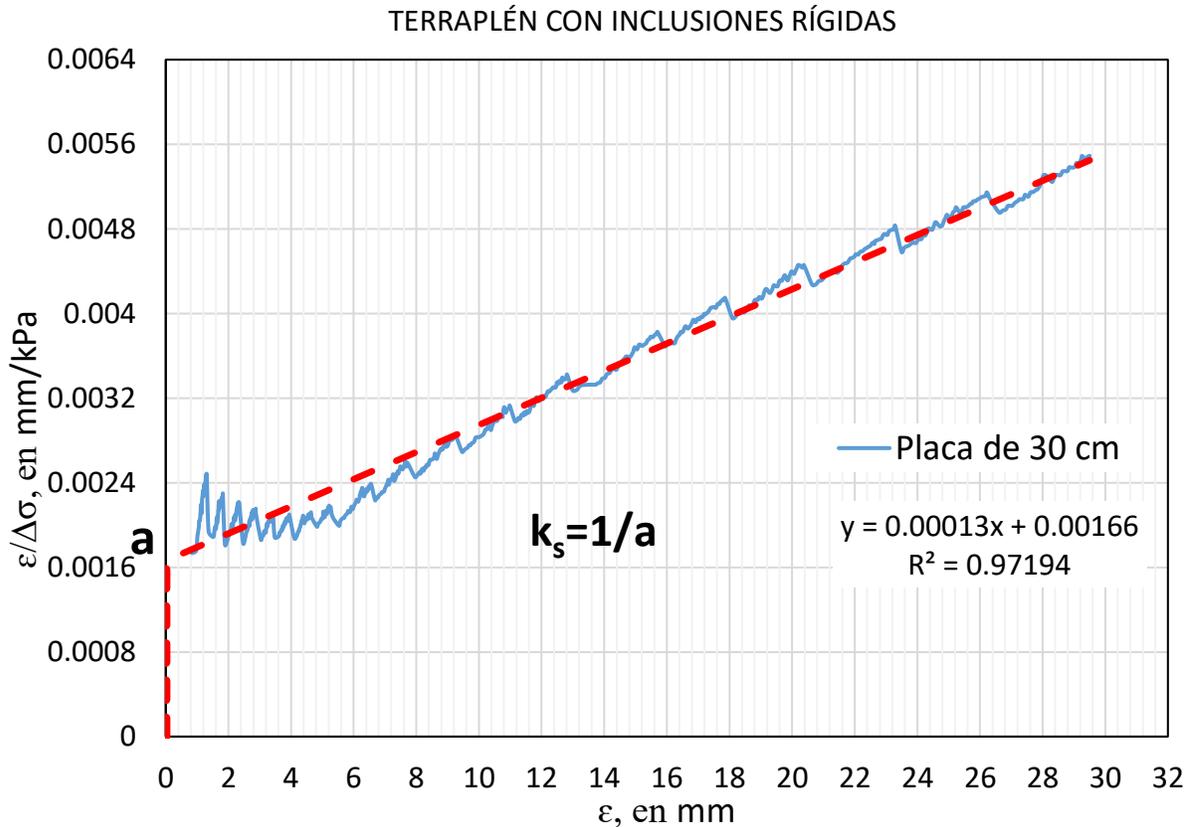


Figura 4.34 Obtención del módulo de reacción a partir de los resultados de una prueba de placa mediante el criterio de Kondner.

Tabla 4.1 Resumen de los módulos de reacción obtenidos de cada tramo de prueba mediante el criterio de Bowles.

TRAMO DE PRUEBA	PUNTO DE ENSAYE	MÓDULO DE REACCIÓN EN kPa/m		
		Placa de 0.76 m	Placa de 0.52 m	Placa de 0.3 m
Terraplén de referencia	1	133333	300000	753333
	2	170000	330357	807142
	3	153571	486842	658536
Sección compensada	En el centro de la sección	58620	215584	382113
	En el hombro de la sección	111643	198888	393333
Terraplén piloteado	Entre pilotes diagonalmente	106250	264285	611111
	Sobre la cabeza de un pilote	82105	216447	472727
	Entre dos pilotes	78504	191111	596470
Terraplén con inclusiones rígidas	Entre dos inclusiones	95454	246666	486363
	Sobre una inclusión rígida	103658	330357	490909

Tabla 4.2 Resumen de los módulos de reacción obtenidos de cada tramo de prueba mediante el criterio de Kondner.

TRAMO DE PRUEBA	PUNTO DE ENSAYE	MÓDULO DE REACCIÓN EN kPa/m		
		Placa de 0.76 m	Placa de 0.52 m	Placa de 0.3 m
Terraplén de referencia	2	175438	398406	813008
	3	196078	500000	666666
Sección compensada	En el centro de la sección	61957	216450	500000
	En el hombro de la sección	112739	204081	469483
Terraplén piloteado	Entre pilotes diagonalmente	111111	285714	694444
	Sobre la cabeza de un pilote	83333	217391	500000
	Entre dos pilotes	76923	194931	714285
Terraplén con inclusiones rígidas	Entre dos inclusiones	100000	251256	543478
	Sobre una inclusión rígida	111111	400000	588235

Es claro según las tablas 4.1 y 4.2, que los mayores módulos de reacción se obtuvieron en el terraplén de referencia, seguido por el terraplén piloteado y finalmente, los menores módulos en la sección compensada. La razón por la cual el terraplén de referencia presentó una mayor rigidez se debe a la fuerte compactación que se les generó a las capas constituyentes de este tramo de prueba, y no así en el terraplén piloteado. Esta última conclusión se comprueba y demuestra más adelante con la calibración de los modelos numéricos en donde se varían los módulos de rigidez del material (tezontle) que conformaron los terraplenes de ambas soluciones.

Los resultados de las tablas anteriores muestran que los módulos de reacción obtenidos con el criterio de Kondner son mayores que los obtenidos por el método de Bowles. Sin embargo, el rango de valores no difiere a más del 30%, por lo que es aceptable considerar cualesquiera de los dos métodos para obtener el módulo de reacción de una prueba de placa. Sin embargo, para fines prácticos es recomendable utilizar el menor valor para estar del lado de la seguridad.

Por otro lado, se repite un patrón similar en los valores de los módulos de reacción para los dos métodos, esto es, cuanto menor es el diámetro de la placa de carga mayores son los módulos de reacción obtenidos, como era de esperarse los esfuerzos con esta placa únicamente alcanzaron los estratos más superficiales, justamente las capas del pavimento constituidas por los materiales más rígidos.

CAPÍTULO 5 MODELADO NUMÉRICO MEDIANTE EL MÉTODO DEL ELEMENTO FINITO.

En este capítulo se busca comparar resultados numéricos utilizando el método del elemento finito con las mediciones de las pruebas de placa en la sección compensada, en el terraplén de referencia y el terraplén piloteado. Para esto se recurrió al código PLAXIS que se utiliza con gran frecuencia para resolver problemas geotécnicos.

Para los tramos de referencia y compensado se realizaron modelos 2D del tipo axisimétrico simulando las mismas condiciones de las pruebas de placa y para el caso del terraplén piloteado fue necesario recurrir a un modelo más avanzado del tipo 3D.

Las variables de interés en estos modelos fueron los módulos de rigidez estáticos de las capas de material colocados en cada tramo de prueba. Así pues, se realizaron diferentes análisis variando estos parámetros y se analizaron tanto los desplazamientos totales como las presiones verticales justo en la interfaz suelo natural-terraplén, para así compararlos con los valores medidos durante las pruebas de placa.

Para llevar a cabo los análisis paramétricos se requirieron de los valores iniciales; en este caso, como lo que se busca obtener son los módulos de deformabilidad estáticos, por lo tanto, se emplearon como valores iniciales los módulos dinámicos de cada capa de material y que se obtuvieron mediante el cálculo inverso de las pruebas de deflectometría de impacto (Tabla 5.1). La descripción general de la obtención de estos módulos dinámicos mediante las pruebas de deflectometría se omitieron en este trabajo debido a que forman parte de otra investigación realizada por el II UNAM; sin embargo, si se requiere la información de ésta puede consultarse en el Informe Final escrito por el Instituto de Ingeniería en 2016.

Tabla 5.1 Valores medios del módulo dinámico de capas en tramos de prueba con pavimento asfáltico, nivel de esfuerzos aplicados 1383 kPa (II UNAM, 2016).

Tramo de Prueba	Carpeta Asfáltica <i>(kg/cm²)</i>	Base Asfáltica <i>(kg/cm²)</i>	Base cementada <i>(kg/cm²)</i>	Base Hidráulica <i>(kg/cm²)</i>	Tezontle <i>(kg/cm²)</i>
Terraplén de Referencia	27803	93442	-	2822	355
Sección compensada	26006	90517	-	1876	484
Terraplén con Inclusiones/Pilotes	24063	101656	38724	2790	521

Los resultados de la prueba del deflectómetro de impacto muestran que en los tramos de Sección compensada y Terraplén de referencia no reportan la presencia de la base cementada; esto se comprobó mediante los registros de sondeos vericatorios y los barridos con radar GPR. Lo anterior, podría interpretarse como una omisión en el proceso constructivo o a una deficiencia en el control de calidad de la capa de tal manera que los registros se confunden con los de la base hidráulica convencional.

Después de la caracterización del sitio, se afinaron los modelos numéricos que se utilizaron en la definición conceptual de las soluciones estudiadas. Los modelos se calibraron conforme fluyeron los resultados de las mediciones de campo. Una vez calibrados, se utilizarán para interpretar y generalizar el comportamiento observado instrumentalmente, lo que servirá para validar los métodos de análisis y diseño empleados.

5.1 MODELADO DEL TERRAPLÉN DE REFERENCIA Y LA SECCIÓN COMPENSADA.

Dada las condiciones particulares de las pruebas de placa y además de la simetría que presentan el terraplén de referencia y la sección compensada, se utilizó un modelo del tipo axisimétrico para analizar estos tramos mediante el método de elementos finitos. Esta condición implica que el problema es simétrico con respecto a un eje (Figura 5.1) y que los estados tenso-deformaciones son idénticos en cualquier dirección radial, por lo tanto y bajo estas simplificaciones, el problema se reduce a un análisis en dos dimensiones con sólo dos grados de libertad de desplazamiento por nodo (dirección x e y). Debe recordarse que en el caso axisimétrico la coordenada x representa el radio y la coordenada y corresponde al eje de simetría. No se pueden utilizar coordenadas x negativas.

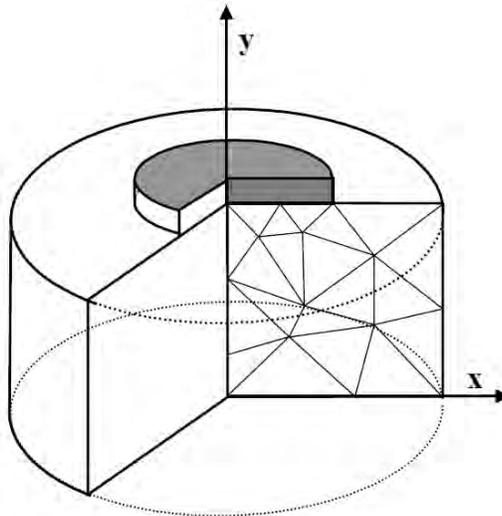


Figura 5.1 Modelo del tipo Axisimétrico (Manual de Plaxis, 2008).

El fenómeno en estudio se refiere al cálculo de deformaciones elásticas producidas por una placa circular uniformemente cargada sobre la superficie del pavimento; por lo tanto, se requieren de los parámetros elásticos de las capas que conforman el pavimento, del material del terraplén o subrasante y del suelo natural.

Otra consideración importante que debe tenerse en claro, es el tipo de análisis a usar en los modelos numéricos para los casos de suelos saturados como lo son los suelos del ex lago de Texcoco, es decir, de las condiciones iniciales de esfuerzos (efectivos o totales) a utilizar según el problema que se analice y del modelo constitutivo que debe emplearse. En la Tabla 5.2 se presenta un resumen de los tipos de análisis que pueden efectuarse mediante el MEF para el caso de suelos saturados, en función de los parámetros que intervienen, de la condición inicial considerada, del modelo constitutivo que debe emplearse y de su aplicación.

Tabla 5.2 Resumen de los tipos de análisis (Rodríguez, 2010)

Tipo de análisis	Parámetros	Condición inicial	Modelo constitutivo	Aplicación
Esfuerzos totales	No-drenados (E_u , ν_u y c_u)	-----	MC	Capacidad de carga y desplazamientos inmediatos
Esfuerzos efectivos	Drenados	Drenada, sin generación de incremento de presión de poro inicial	MC	Desplazamientos diferidos
			SS	
			CCM	
			S-CLAY1	
	Drenados (E' y ν') No-drenados (c_u)	No-drenada, con generación de incremento de presión de poro inicial (parámetros estimados a partir de los drenados)	MC	Problemas relacionados con el proceso de consolidación
			SS	
			CCM	
			S-CLAY1	
			MC	

El tipo de análisis usado en este caso fue en términos de esfuerzos totales con parámetros no-drenados, ya que las condiciones de la prueba de placa se relacionan con un problema de capacidad de carga y/o de desplazamientos inmediatos. Debido a ello, se utilizaron los parámetros no drenados (E_u , ν_u y C_u) de la arcilla saturada y el modelo constitutivo usado para este material fue el Mohr-Coulomb.

Es importante hacer notar que para este tipo de análisis no es necesario definir las condiciones iniciales de presión de poro ya que es en términos de los esfuerzos totales, así mismo, en lugar de emplear K_0 la relación de esfuerzos iniciales estará dada, por:

$$\frac{\sigma_{xx0}}{\sigma_{yy0}} = \frac{\sigma'_{yy0}K_0 + u}{\sigma'_{yy0} + u} \quad (5.1)$$

En las Figuras 5.2 y 5.3 se muestran las geometrías utilizadas para analizar el terraplén de referencia y la sección compensada respectivamente.



Figura 5.2 Sección geométrica del terraplén de referencia en un análisis Axisimétrico.

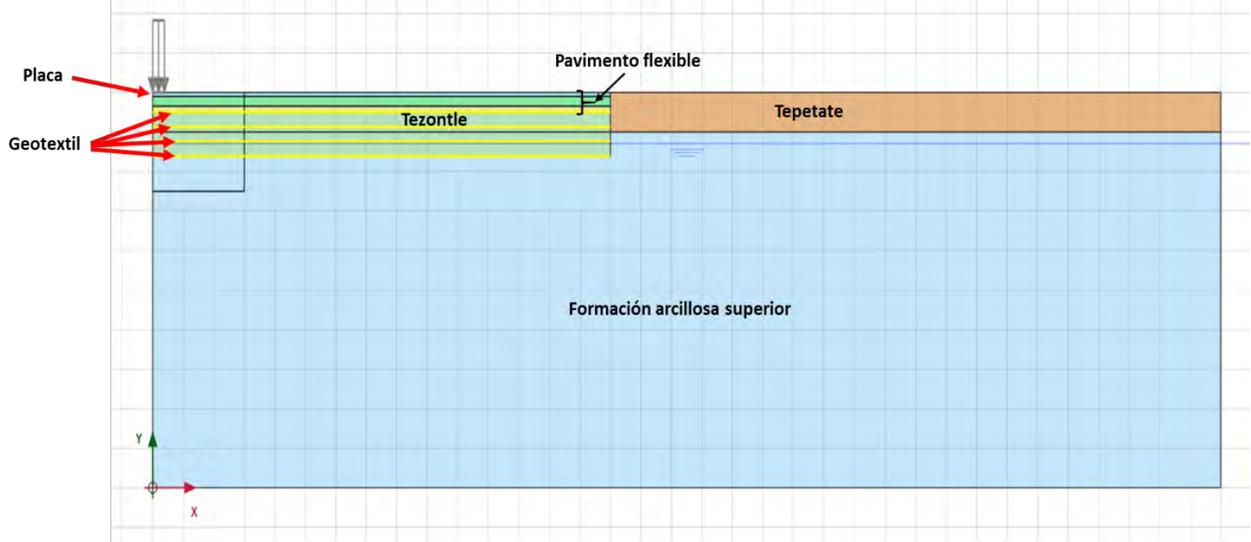


Figura 5.3 Sección geométrica de la sección compensada en un análisis Axisimétrico.

Como puede verse en las figuras anteriores, la estratigrafía utilizada para los análisis abarcó únicamente hasta la primera formación arcillosa superior, esto debido a que los estratos más profundos no inflúan en los resultados finales. Lo anterior se debe a que se está simulando un problema a corto plazo, en la cual los comportamientos de los estratos más profundos no

interesan, además y como se mostrará más adelante, las presiones ejercidas en el suelo arcilloso fueron mínimas debido a los altos módulos de rigidez de las capas del pavimento.

Así mismo, las fronteras del modelo no tuvieron influencia en los resultados obtenidos, este último se comprobó con diferentes análisis en los que se varió la distancia de los límites de frontera.

En la Figura 5.4 se muestra el volumen de la malla considerada para los análisis, nótese que se utilizó un enmallado más refinado únicamente en el área de mayor interés, es decir, en donde se generó la mayor influencia de la prueba de placa en términos de esfuerzos y deformaciones.

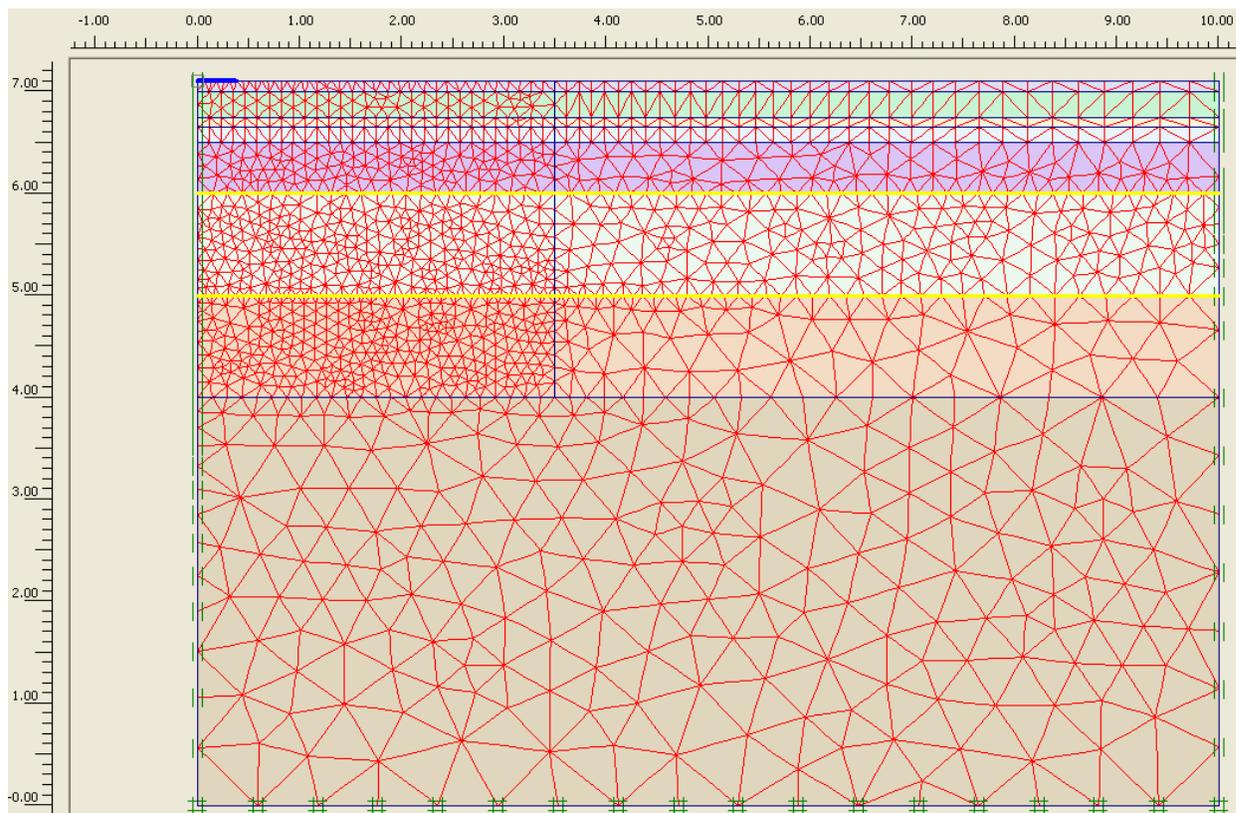


Figura 5.4 Malla de elemento finito considerada.

En la Figura 5.5 se muestra la deformación de la malla después de un análisis con el método de elementos finitos y así mismo, en la Figura 5.6 se muestra la distribución de presiones verticales en el cuerpo del pavimento-terraplén debido a una prueba de placa.

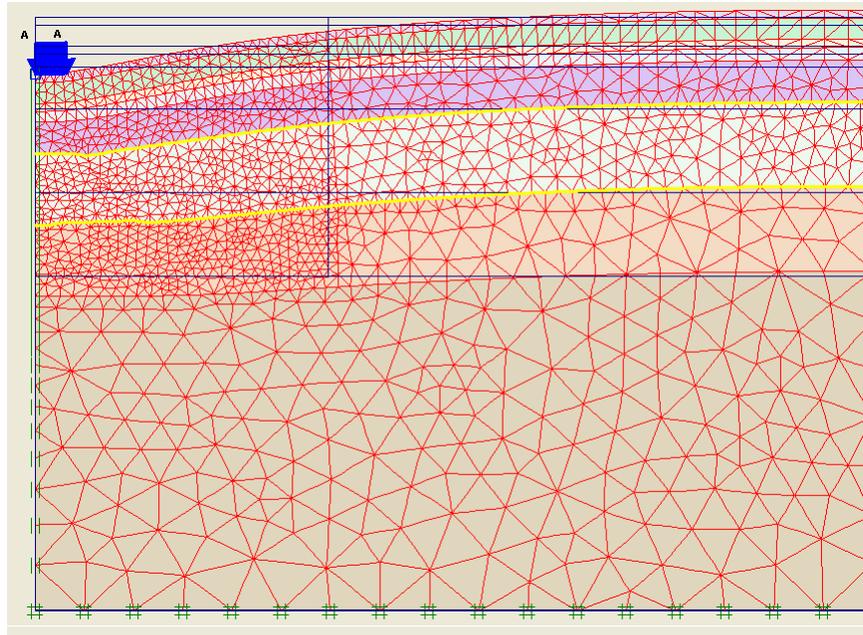


Figura 5.5 Deformación de la malla de elementos finitos.

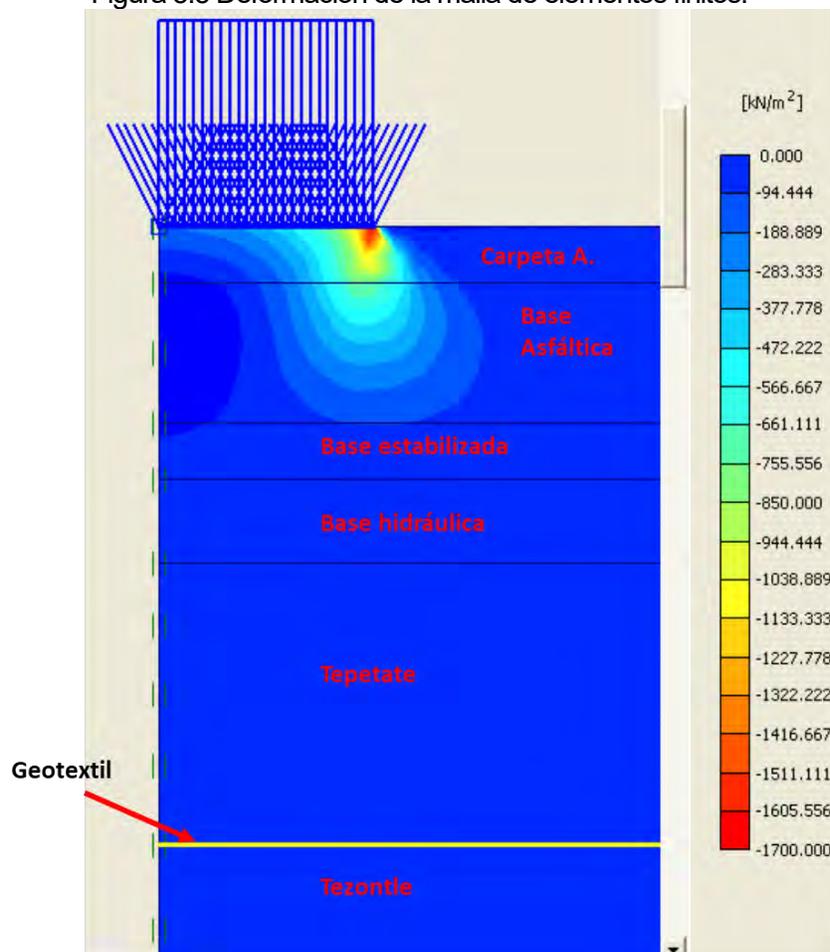


Figura 5.6 Distribución de presiones verticales en el pavimento.

En la Figura 5.6 se observa claramente que los mayores esfuerzos se concentraron en la carpeta y en la base asfáltica de alto módulo aun cuando lo que se simuló fue la prueba con la placa de carga de mayor diámetro. Esto justifica las muy bajas presiones medidas sobre el suelo natural en todas las soluciones probadas. Lo anterior pone en evidencia y como era de esperarse, la gran respuesta estructural que presenta el pavimento ante las grandes presiones que generarían las aeronaves en su superficie y a lo largo de su vida útil, quedando comprobado que al transmitirse muy bajas presiones sobre las demás estructuras subyacentes e incluso sobre el terreno natural los asentamientos diferenciales se reducen significativamente.

Así mismo se observa que el máximo esfuerzo se presenta justamente en la esquina de la placa de carga, como era de esperarse, lo que es debido a la mayor rigidez que tiene la placa de carga con respecto al pavimento asfáltico.

Las variables de interés en estos análisis fueron los módulos de rigidez de las capas del pavimento. Así pues, se realizaron diferentes análisis variando estos parámetros y se analizaron tanto los desplazamientos totales verticales como las presiones justamente sobre el suelo natural. Finalmente, se obtuvieron los parámetros que justificaron las condiciones medidas en las pruebas de placa y éstos se muestran en la Tabla 5.3.

Las condiciones iniciales de las capas del pavimento fueron los módulos de rigidez dinámicos obtenidos de una prueba de deflectometría de impacto (Tabla 5.1); para el caso del material tezontle se utilizaron los módulos obtenidos mediante pruebas triaxiales en otra investigación por González (2016) y para la formación arcillosa se tomaron como datos los parámetros no drenados obtenidos de pruebas de laboratorio por Rodríguez (2010).

En la Figura 5.7 se muestran las curvas esfuerzo-deformación que se obtuvieron de las calibraciones de los modelos y así mismo, en la Tabla 5.3 se muestran los módulos elásticos finales de cada material que conformaron los dos tramos de prueba (Terraplén de referencia y Sección compensada) según el MEF.

Cabe mencionar que los resultados mostrados en la Tabla 5.3 corresponden a la prueba con la placa de carga de mayor diámetro (0.76 m). Se adoptó esta placa ya que con ella se logra llevar a una mayor profundidad las presiones aplicadas; además, con esta se inició la serie de pruebas en cada punto de ensaye.

Tabla 5.3 Parámetros obtenidos según el modelado numérico con el Método de Elementos Finitos.

TERRAPLÉN DE REFERENCIA								
CAPA	ESPESOR	MÓDULO E	MÓDULO DE	γ	ϕ	C	MODELO	REFERENCIA
	m	[kN/m ²]	POISSON	kN/m ³		kN/m ²		
Carpeta asfáltica	0.1	850000	0.35	23.5	-	-	ELASTICO	MEF
Base asfáltica	0.25	2900000	0.35	23.5	-	-	ELASTICO	MEF
Base cementada	0.1	1900000	0.35	23.17	-	-	ELASTICO	MEF
Base hidráulica	0.15	117000	0.3	20.9	35	-	MOHR-COULOMB	MEF
Tepetate	0.5	22000	0.25	11.87	22	-	MOHR-COULOMB	Chávez et al. , 2014
Tezontle	1	86350	0.35	15.4	55	-	MOHR-COULOMB	González, 2016
Costra	1	7240	0.49	14.5	10	60	MOHR-COULOMB	Rodríguez, 2010
FAS-1	4	3680	0.49	11.7	0	25	MOHR-COULOMB	
Deformación máxima según MEF=		6.44 mm		Deformación medida= 6.5 mm				
Presión sobre el terreno según MEF=		10 kPa		Presión medida= 9.4 kPa				
SECCIÓN COMPENSADA								
CAPA	ESPESOR	MÓDULO E	MÓDULO DE	γ	ϕ	C	MODELO	REFERENCIA
	m	[kN/m ²]	POISSON	kN/m ³		kN/m ²		
Carpeta asfáltica	0.1	273333	0.35	23.5	-	-	ELASTICO	MEF
Base asfáltica	0.25	1010000	0.35	23.5	-	-	ELASTICO	MEF
Base hidráulica	0.15	52000	0.3	20.9	35	-	MOHR-COULOMB	MEF
Tezontle 1	0.37	22274	0.35	15.4	55	-	MOHR-COULOMB	González, 2016
Tezontle 2	0.37	22274	0.35	15.4	55	-	MOHR-COULOMB	
Tezontle 3	0.37	22274	0.35	15.4	55	-	MOHR-COULOMB	
FAS-1	5	3680	0.49	12	0	25	MOHR-COULOMB	Rodríguez, 2010
Deformación máxima según MEF=		16.22 mm		Deformación medida= 16 mm				
Presión sobre el terreno según MEF=		21 kPa		Presión medida= 19.3 kPa				

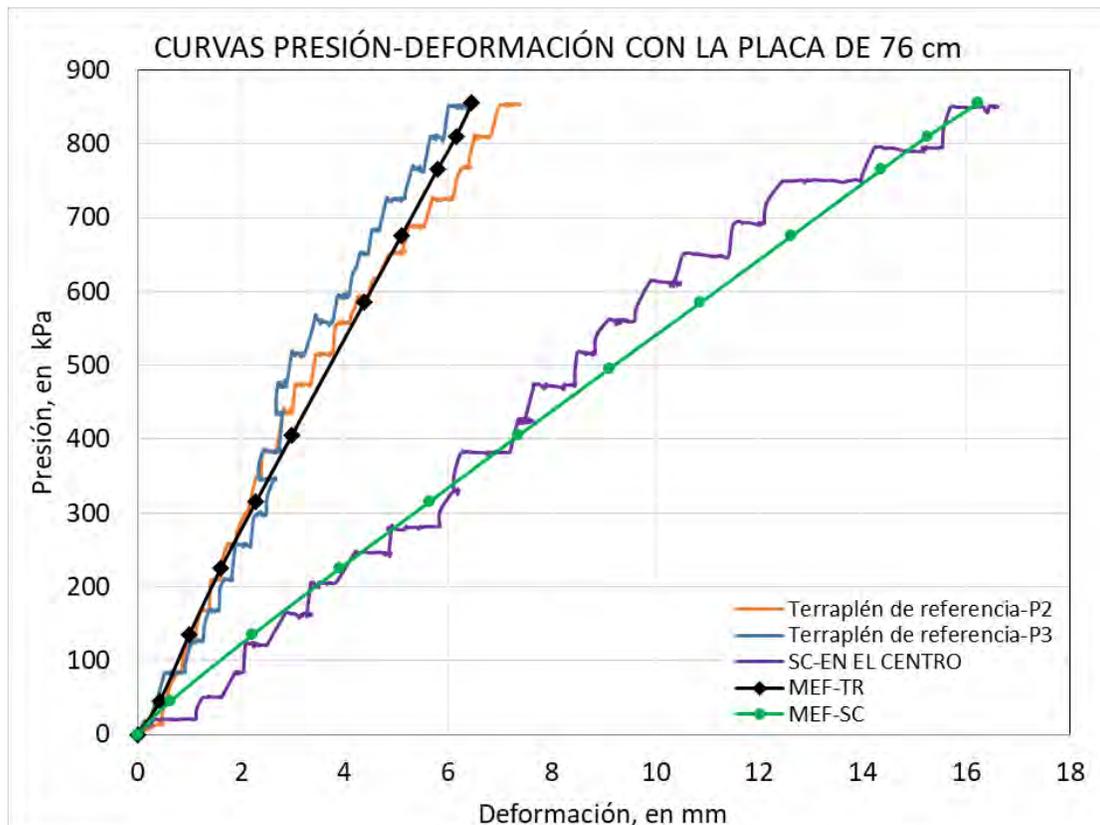


Figura 5.7 Comparación de las curvas presión-deformación obtenidas del MEF y de las pruebas de placa en el terraplén de referencia y la sección compensada.

En la Figura 5.7 se observan las mismas tendencias lineales de las curvas presión-deformación tanto en lo medido como en lo obtenido mediante el método del elemento finito. De igual forma, se puede ver que la sección compensada presenta una menor rigidez con respecto al terraplén de referencia. Por todo lo anterior, se ratifica nuevamente y mediante el MEF, que en la sección compensada se registran los mayores esfuerzos verticales en el suelo natural tal y como se observaron en las mediciones con las celdas de presión.

Por otro lado, si se comparan los módulos de rigidez estáticos mostrados en la Tabla 5.3 con los valores dinámicos de las pruebas de deflectometría (Tabla 5.1), se puede ver que los módulos dinámicos son hasta tres veces mayores que los módulos estáticos.

La Tabla 5.3 se muestra también la ausencia de la base cementada en la sección compensada tal y como se observó en los sondeos verifcatorios realizados durante la prueba de deflectometría de impacto (Tabla 5.1). Así mismo, en esa misma tabla se observa que los módulos estáticos de las capas del pavimento en la sección compensada son mucho menores que las del terraplén de referencia; lo que claramente justifica los resultados de las pruebas con la placa de carga de 0.3 m (Figura 4.13), en donde se observó que la solución más deformable resulto ser la sección compensada, aun cuando las pruebas se hayan realizado con la placa de menor diámetro, donde las presiones se concentraron mayormente en las capas más someras del pavimento, justamente las constituidas por las capas de material asfáltico.

Lo anterior puede atribuirse a cualesquiera de las condiciones que se mencionan enseguida.

Los resultados mostrados en la tabla anterior se obtuvieron de la calibración de los modelos bajo la suposición de que el módulo no drenado de la primera formación arcillosa tiene el mismo valor en ambas soluciones. Sin embargo, la realidad podría ser diferente debido a las características particulares de cada sistema de solución, lo que implica que si se varía este último parámetro pueden generarse nuevos valores en los módulos elásticos del pavimento y diferentes a las que se consideraron en la Tabla 5.3. Para mostrar lo anterior, en la Tabla 5.4 se muestra la variación en los resultados si se modifica el valor del parámetro no drenado del suelo arcilloso y manteniendo constante los módulos de rigidez del terraplén y de la estructura del pavimento.

Otro detalle que resalta de la Tabla 5.3 son los diferentes módulos utilizados para el material tezontle subyacentes a la estructura del pavimento de los dos tramos de prueba, este hecho demuestra que la compactación realizado en este material influye significativamente en las rigideces de los tramos de prueba. Esta última observación permite justificar más adelante cómo el terraplén de referencia suele mostrar una mayor rigidez con respecto al terraplén piloteado.

Tabla 5.4 Resultados del MEF al variar el módulo no drenado del suelo arcilloso.

CAPA	ESPESOR	MÓDULO E	MÓDULO E	MÓDULO E
	m	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kN/m ²]
Carpeta asfáltica	0.1	850000	850000	850000
Base asfáltica	0.25	2900000	2900000	2900000
Base hidráulica 1	0.25	117000	117000	117000
Base hidráulica 2	0.25	117000	117000	117000
Tezontle	1	37137	37137	37137
Costra	1	7240	7240	7240
FAS-1	4	5000	3680	1000
Deformación máxima en mm=		6	6.46	8.11
Presión debajo del terraplén en kPa=		3	10	12

En la Tabla 5.4 se observa a medida que se aumenta el módulo de la arcilla, la deformación total disminuye; esto mismo sucede con las presiones verticales que se registran en el contacto suelo-terraplén. Lo anterior demuestra que los valores en los módulos elásticos de las capas superiores también dependen de la rigidez adoptada para el suelo subyacente y que en este caso se trata de la primera formación arcillosa.

Es importante mencionar que la temperatura es otro factor importante en la variación de los módulos de rigidez de un pavimento asfáltico. Esta última condición puede atribuir la diferencia en los módulos resultantes del pavimento en las dos soluciones (Tabla 5.3), ya que a mayor temperatura los pavimentos asfálticos suelen mostrar mayores deformaciones. Para minimizar este efecto durante las pruebas de placa, se trató de llevar a cabo estas pruebas en un mismo intervalo de horas, de tal manera que el rango de variación de la temperatura en el pavimento fuera la mínima.

Es sabido que, debido a la naturaleza del concreto asfáltico, la temperatura tiene un impacto directo sobre el comportamiento esfuerzo deformación de la estructura del pavimento flexible. Este efecto se ve directamente reflejado en los parámetros del cuenco de deflexiones medido con el deflectómetro de impacto (FWD) a diferentes temperaturas. El grado de influencia de la temperatura sobre el módulo de elasticidad del asfalto, y consecuentemente sobre las deflexiones, depende, entre otros factores, del tipo de mezcla, de su edad, de su grado de deterioro, etc.; de igual forma el espesor de la carpeta asfáltica juega un papel fundamental en su influencia.

En el artículo presentado por Garnica *et. al.* (2013) se pueden consultar diversas metodologías para ajustar o corregir las deflexiones obtenidas a diferentes temperaturas, y ajustarlas a una en común denominada temperatura de referencia; lo anterior con el fin de poder realizar comparaciones entre diferentes tramos carreteros o bien, entre diferentes zonas de un mismo tramo evaluado.

5.2 MODELADO DEL TERRAPLÉN PILOTEADO

Para evaluar los resultados de las pruebas de placa en los tres puntos de ensaye sobre este terraplén y justificar mediante el método de elementos finitos los resultados medidos, se llevaron a cabo modelos numéricos en PLAXIS 3D cuya solución numérica es el Método de Elementos Finitos (MEF). La geometría utilizada se muestra en la Figura 5.8, la distribución de los pilotes con capiteles se muestra en la Figura 5.9 y la malla de elementos finitos usada para los cálculos se muestra en la Figura 5.10.

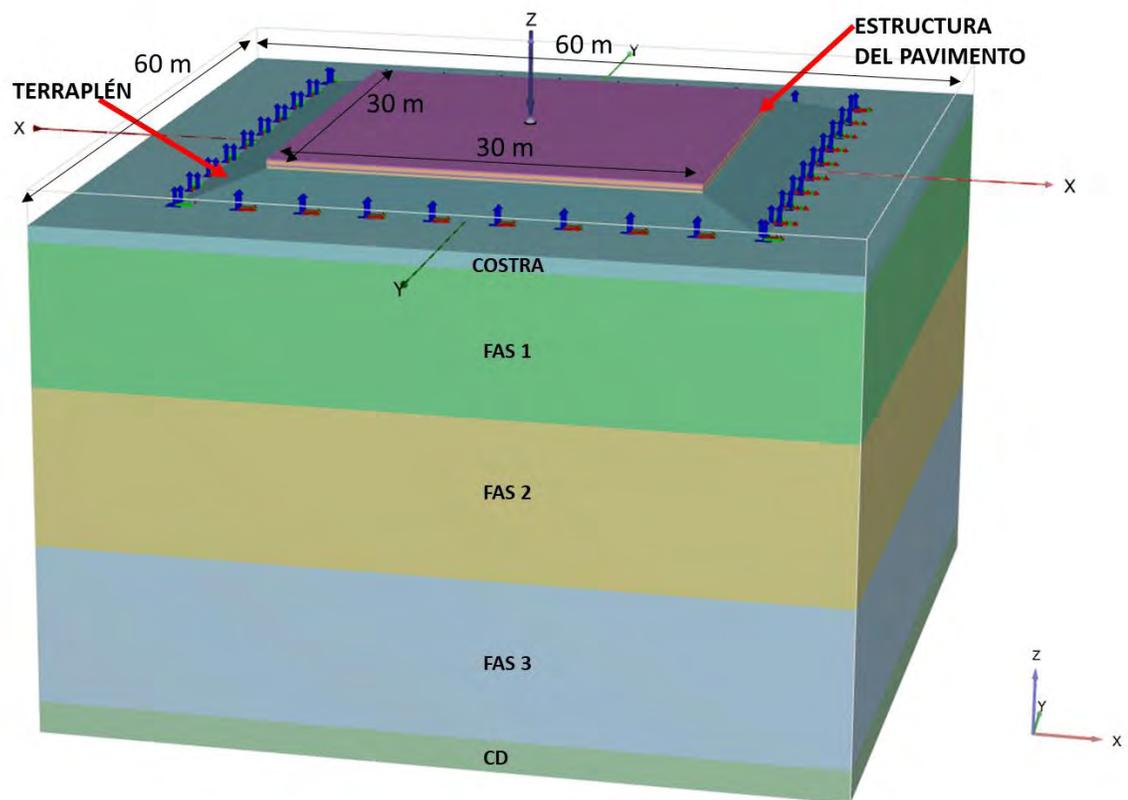


Figura 5.8 Geometría del modelo para el terraplén estructural piloteado.

Dado que únicamente se requieren reproducir las condiciones de los materiales probados durante la prueba de placa, no fue necesario considerar los estratos más profundos subyacentes a la primera capa dura. Igualmente, las fronteras del modelo mostrado en la Figura 5.8 no influyeron en los resultados obtenidos, lo que se comprobó variando la distancia de los bordes del modelo. Todo lo anterior permitió simplificar y ahorrar de manera significativa los procesos de cálculo.

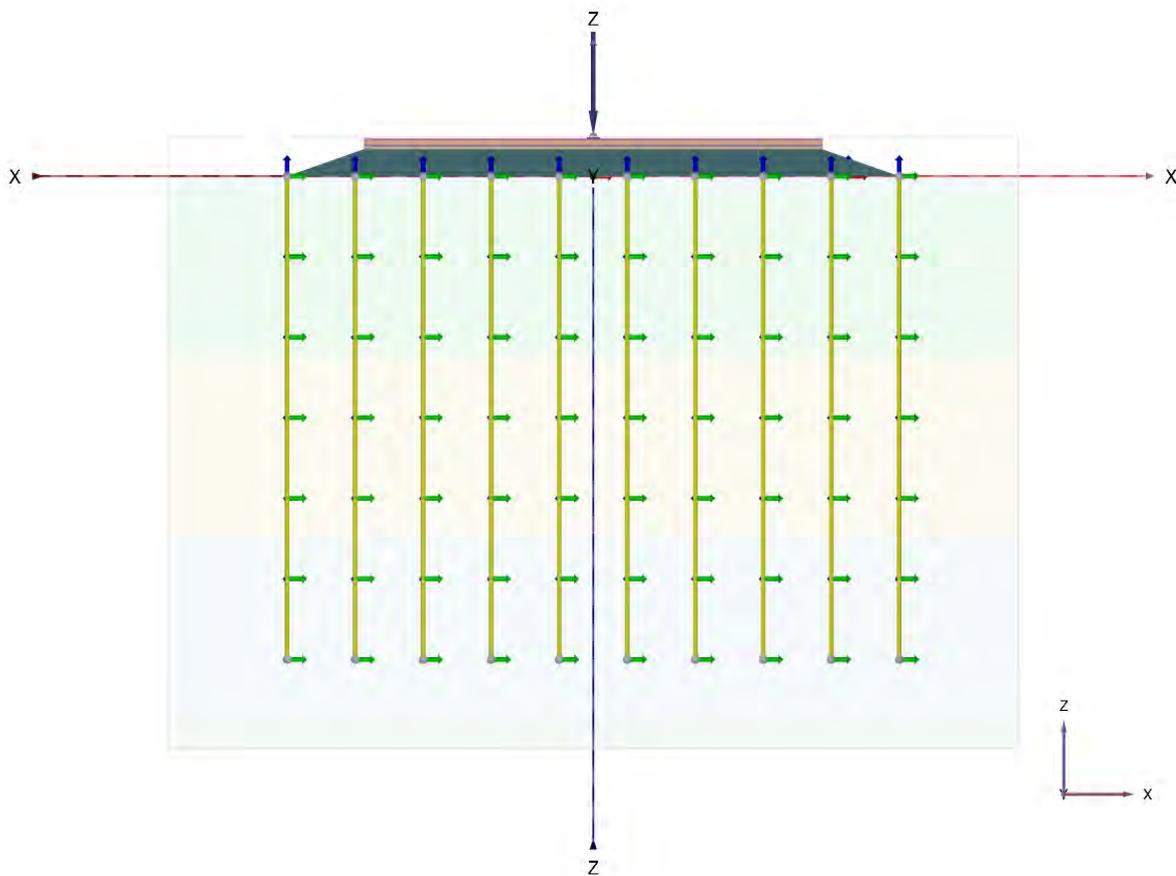
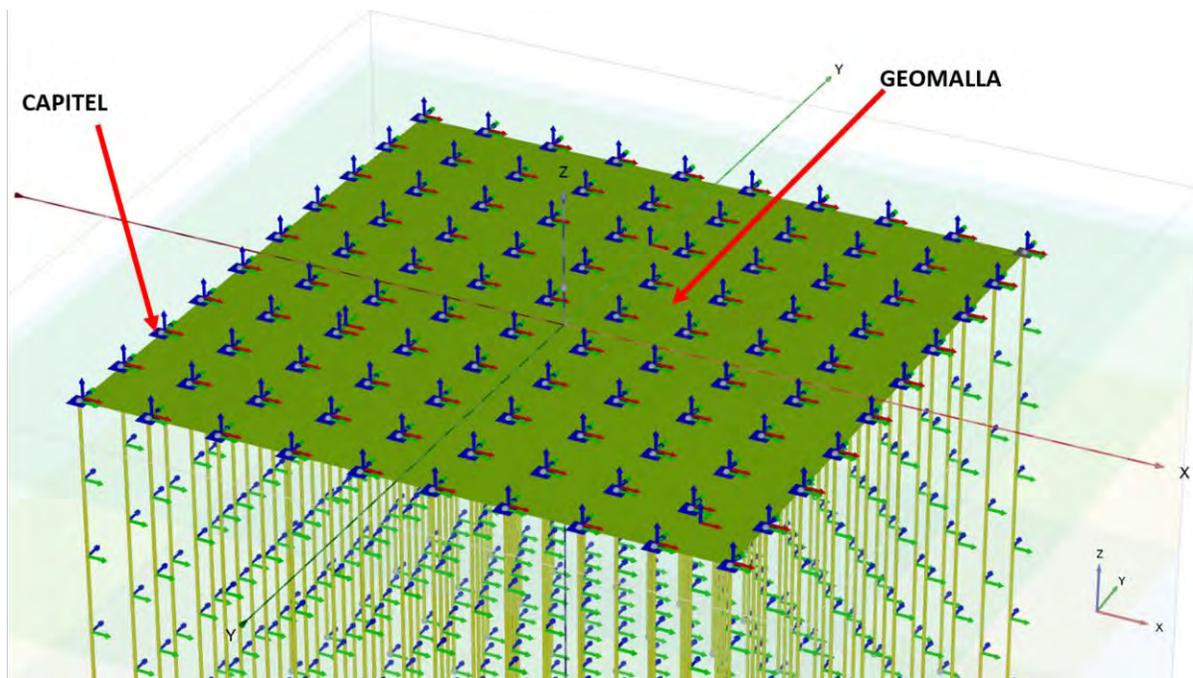


Figura 5.9 Distribución de los pilotes con capitel en el modelo numérico.

La geometría se consideró tal que permitiera analizar de una manera más completa y real el terraplén piloteado, además con ella se pudieron generar las diversas etapas constructivas de los pilotes, el terraplén y pavimento, pudiéndose con ello observar el muy marcado fenómeno de arqueado durante la etapa de construcción del terraplén previa a la ejecución de las pruebas de placa.

En la etapa del modelado que simuló la ejecución de las pruebas de placa, se tuvo especial cuidado en el volumen de material que más influyó en los resultados finales, para ello se optó por una malla más refinada en esa zona (Figura 5.10).

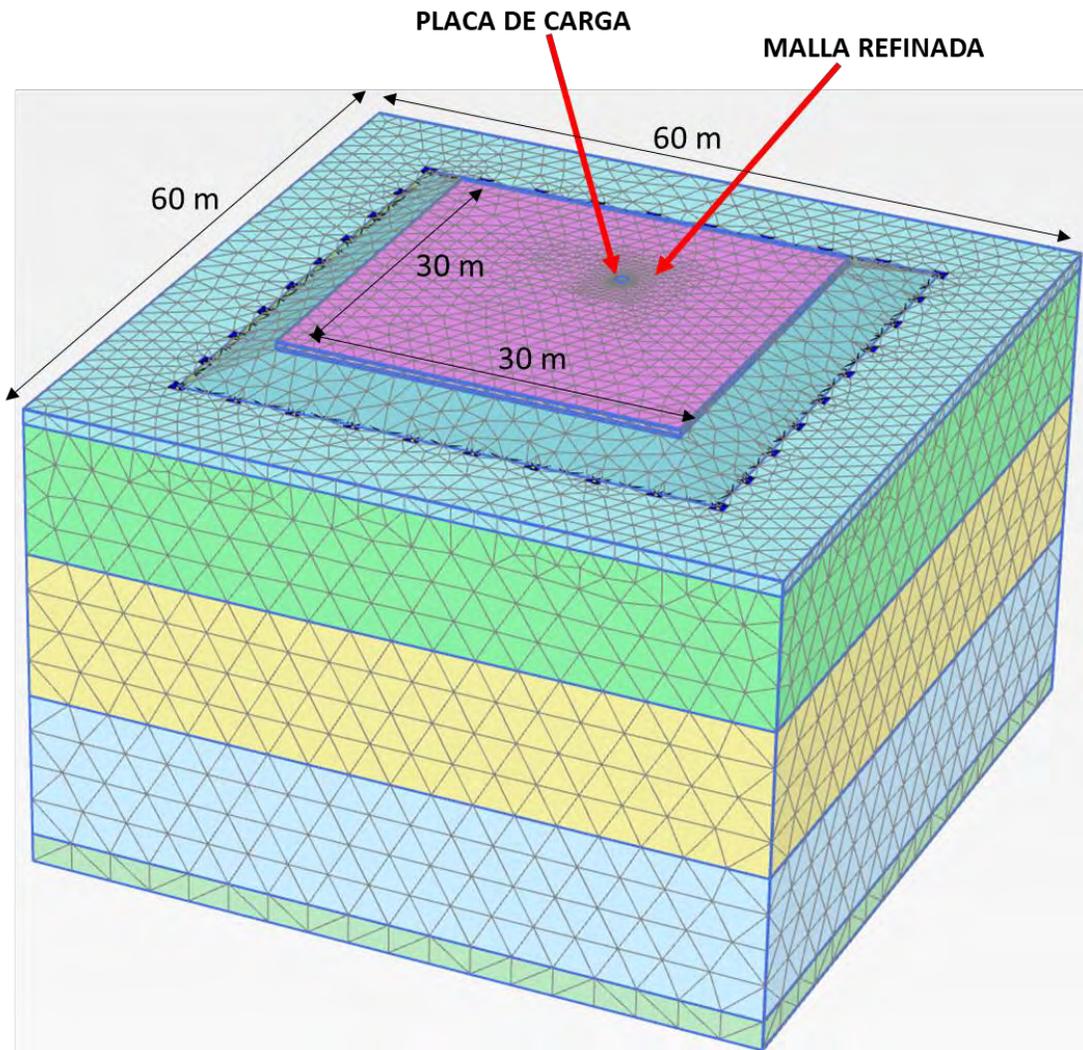


Figura 5.10 Malla de elementos finitos considerado para los cálculos.

En la Tabla 5.5 se resumen los parámetros utilizados para modelar este terraplén, mismos que se obtuvieron de la calibración del modelo en el terraplén de referencia.

Tabla 5.5 Parámetros considerados para el modelado numérico del terraplén piloteado.

ESTRATO	ESPESOR m	MÓDULO E [kN/m ²]	MÓDULO DE POISSON	γ Kn/m ³	φ	C kN/m ²	MODELO	REFERENCIA
Carpeta asfáltica	0.1	850000	0.35	23.5	-	-	ELASTICO	
Base asfáltica	0.25	2900000	0.35	23.5	-	-	ELASTICO	
Base cementada	0.1	1900000	0.35	23.17	-	-	ELASTICO	
Base hidráulica	0.15	117000	0.3	20.9	35	-	MOHR-COULOMB	
Tezontle	1.5	22274	0.35	15.4	50	-	MOHR-COULOMB	González, 2016
Costra	1	7240	0.49	14.5	10	60	MOHR-COULOMB	
FAS-1	9	3680	0.49	11.4	0	28	MOHR-COULOMB	
FAS-2	10	3270	0.49	11.1	0	33	MOHR-COULOMB	Rodríguez, 2010
FAS-3	10	5110	0.49	11.5	0	70	MOHR-COULOMB	
CD	2	10000	0.33	18	45	0	MOHR-COULOMB	

Como se observa en la Tabla 5.5 los parámetros utilizados para los estratos del suelo natural corresponden a parámetros no drenados tal y como se utilizaron para modelar el terraplén de referencia, esto se debe como se ha venido mencionando, a las condiciones particulares de la prueba de placa visto como un problema de asentamientos inmediatos o de corto plazo. Estas propiedades fueron obtenidas en otra investigación por Rodríguez (2010) mediante pruebas de laboratorio del tipo CU.

Así mismo, los parámetros de rigidez utilizados para las capas del pavimento fueron los mismos que se obtuvieron de la calibración del modelo realizado en el terraplén de referencia.

Para obtener la condición de construcción de la escoria volcánica que conformó el terraplén de este tramo de prueba, se realizaron análisis paramétricos en donde se varió su módulo de rigidez hasta justificar las deformaciones medidas en la superficie del pavimento. Para esto, se requirió de los valores iniciales y éstos se tomaron de las pruebas triaxiales realizadas en especímenes de 15x30 cm por González (2016), en dicha investigación se obtuvieron diferentes módulos de rigidez de este material en función de su compactación y para diferentes esfuerzos de confinamiento. Finalmente las curvas presión-deformación obtenidas del método del elemento finito se muestran en la Figura 5.11 y ahí mismo se comparan con las obtenidas de una prueba de placa.

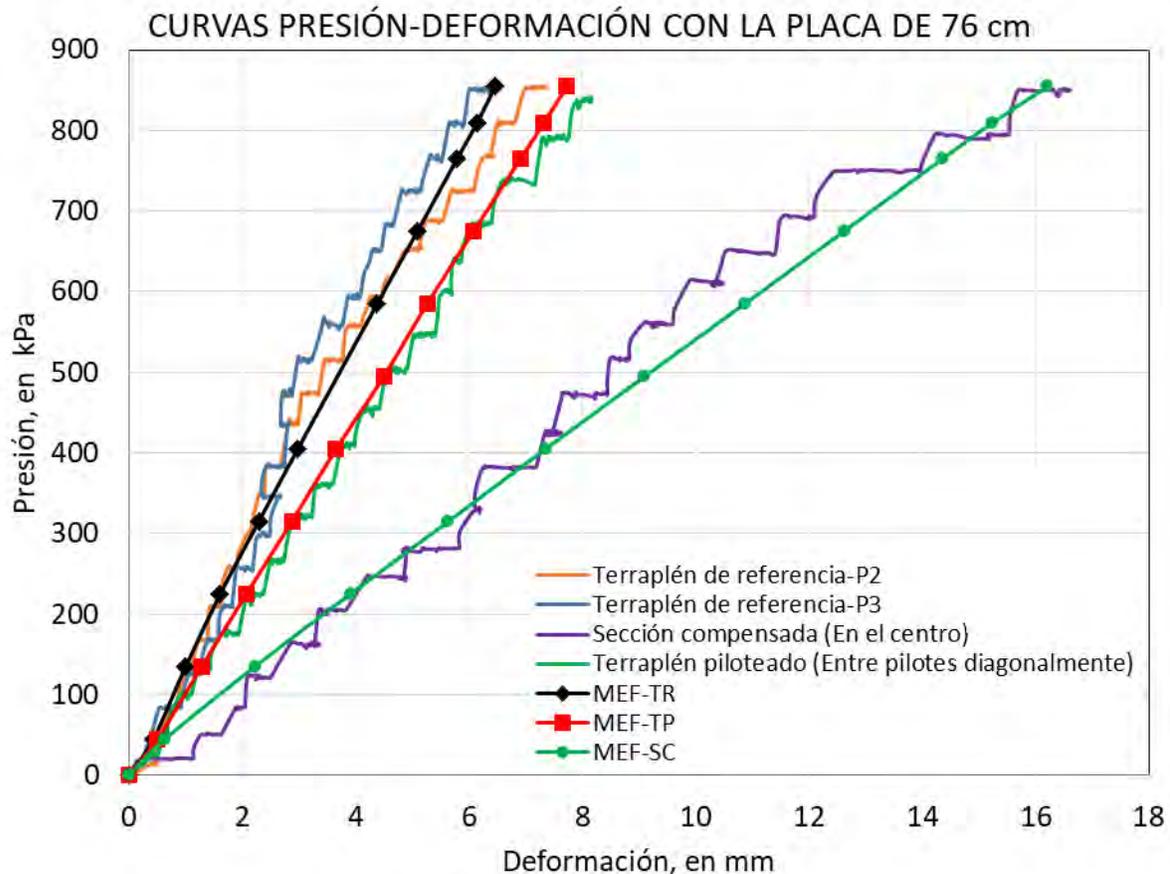


Figura 5.11 Curvas presión-deformación obtenidas de las pruebas de placa y del Método del elemento finito.

En la Figura 5.11 se observa que las curvas obtenidas mediante el MEF siguen prácticamente las mismas tendencias que las obtenidas de las pruebas de placa.

Una observación importante, es que los modelos numéricos ratifican los resultados medidos en el terraplén piloteado al exhibir una curva ligeramente menos rígida que el terraplén de referencia aun cuando ambos tramos se modelaron con las mismas propiedades del pavimento flexible; esta diferencia, como se ha venido mencionando, estriba en la rigidez del material tezontle que conformó el terraplén en dichas soluciones, en el caso del terraplén piloteado se colocó el material de tal forma que éste alcanzara un módulo de rigidez mucho menor que el colocado en el terraplén de referencia; en consecuencia, y durante las pruebas de placa se reflejó esta diferencia de rigideces generando con ello las curvas mostradas anteriormente.

Lo anterior, igualmente se corrobora con lo obtenido en la investigación realizada por González (2016), en donde se comprobó mediante pruebas de compactación que esta escoria volcánica es un material que gana rigidez y aumenta su peso volumétrico con gran facilidad, ya que al compactarse por pocos segundos alcanza un alto porcentaje de su compacidad relativa

máxima. Esta condición, además de los efectos como la temperatura a la que se ensayaron los pavimentos o de los parámetros no drenados del suelo arcilloso, afectaron significativamente en los resultados de las pruebas de placa. Para demostrar lo anterior, se muestran las gráficas de la Figura 5.12 en la que se observan los resultados de una prueba de placa según el MEF para diferentes módulos de rigideces del tezontle.

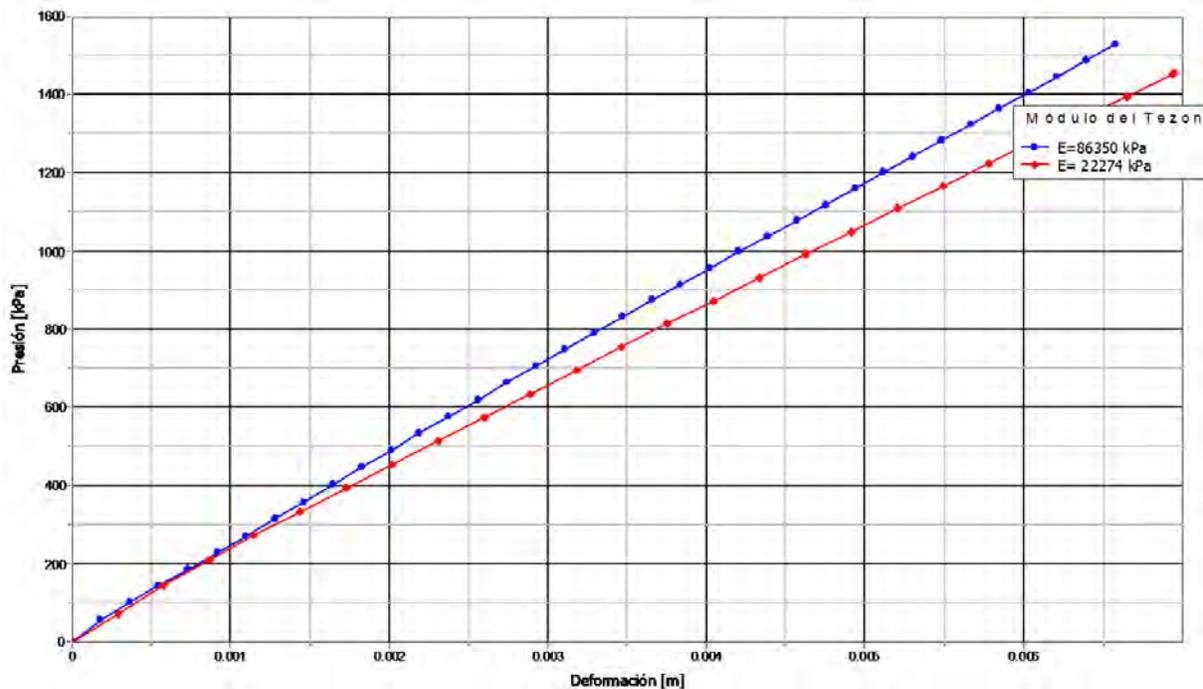


Figura 5.12 Curva presión-deformación de una prueba de placa según el MEF y para dos rigideces del tezontle.

En la Figura 5.12, puede observarse que existe un cambio significativo en las tendencias de las curvas cuando se varía el módulo del tezontle, lo que se refleja mayormente cuando se aplican presiones mayores a 400 kPa; Este efecto puede verse de igual manera en las curvas generadas por las pruebas de placa al comparar los resultados de los diferentes tramos de prueba.

Lo anterior permite justificar la variación en las curvas presión-deformación medidas con las pruebas de placa en los terraplenes de referencia y el piloteado, ya que a pesar del mejoramiento del suelo con los pilotes, el terraplén piloteado mostró una rigidez ligeramente menor que el terraplén de referencia, esta diferencia se atribuye a la compactación realizada en los terraplenes durante su construcción, de tal manera que existe la posibilidad de que se haya realizado una compactación más eficiente en el terraplén de referencia y no así en el piloteado.

Otra diferencia que podría contribuir a lo mencionado anteriormente, se debe a la capa de tepetate considerado como sub-base en el terraplén de referencia (Tabla 5.3) y no así en el piloteado.

Siguiendo la misma secuencia de la ejecución de las pruebas de placa en este tramo de prueba, se modeló primeramente la prueba de placa realizada justamente entre dos pilotes diagonalmente y utilizando la placa de carga de mayor diámetro (0.76 m).

Las etapas constructivas modeladas fueron cuatro: (1) cálculo de los esfuerzos geoestáticos, (2) construcción de los pilotes, capiteles y colocación de la geomalla, (3) construcción del terraplén y (4) ejecución de la prueba de placa. Durante la etapa 1 se calculan los esfuerzos geoestáticos. En la etapa 2 se calculan los esfuerzos generados en el suelo por la colocación de la cimentación. En la siguiente etapa se colocó el terraplén y se obtuvieron las deformaciones debidas a la aplicación de esta carga (Figura 5.13). Finalmente, y posterior a esta etapa se simuló la prueba de placa en el punto de ensaye elegido en este terraplén.

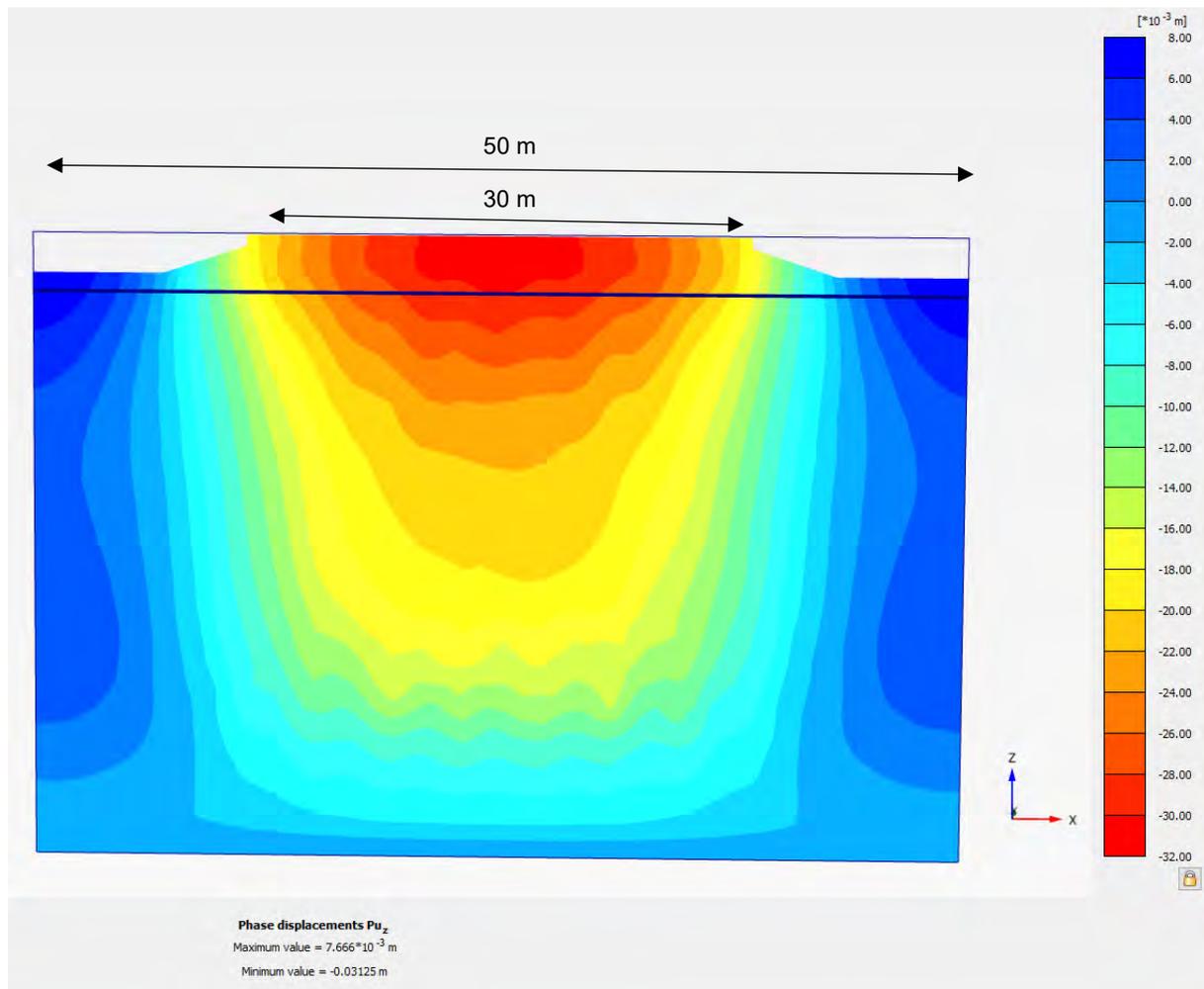


Figura 5.13 Deformaciones verticales en el suelo tras la etapa 3 (construcción del terraplén).

En la Figura 5.13 se observa que la máxima deformación en la etapa de colocación del terraplén fue de 3.5 cm aproximadamente y se concentra mayormente en el centro del terraplén.

Realizando un corte horizontal del terraplén en el plano que se ubica al nivel de los capiteles de los pilotes justamente en la interfaz terraplén-suelo natural, se obtiene la distribución de presiones verticales que se muestran en la Figura 5.14.

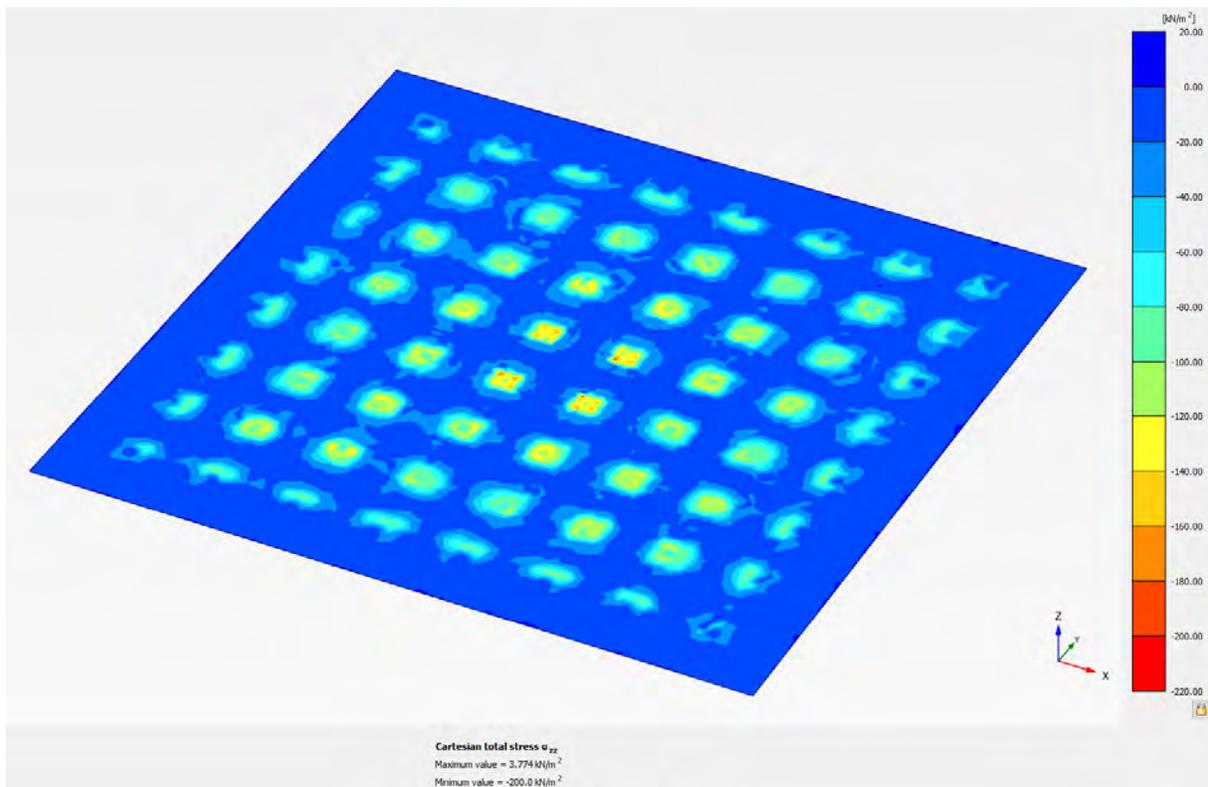


Figura 5.14 Distribución de presiones verticales en la interfaz terraplén-suelo natural en la etapa de la colocación del cuerpo del terraplén.

En la Figura 5.14 claramente se observa el efecto del fenómeno de arqueado durante la etapa de la colocación del terraplén al transmitirse las mayores presiones en el capitel de los pilotes, registrándose muy bajas presiones en el suelo natural tal como era de esperarse, este hecho se observa mejor al graficar los resultados de varios puntos de análisis y que se muestran en la Figura 5.17.

Otra observación importante, son las bajas presiones que se registran en los capiteles de los pilotes ubicados en las esquinas del terraplén con respecto a las del centro. La magnitud inferior de las presiones registradas en estos capiteles se atribuye a la geometría del terraplén. Sobre estos capiteles se encuentra el hombro del terraplén, entonces no se tiene la misma cantidad de tezontle gravitando sobre estas zonas. Así pues, debe entenderse esta ausencia de concentración de esfuerzo vertical sobre esos capiteles, como muestra de que, en presencia de taludes contiguos, no se desarrolla el fenómeno de arqueado.

En la etapa 4 del modelado se analizó el terraplén piloteado simulando en ella la prueba de placa con la de 0.76 m de diámetro; el punto de ensaye correspondió al punto medio entre dos pilotes ubicados diagonalmente. La distribución de la deformación en el cuerpo del terraplén se muestra en la Figura 5.15, y en la Figura 5.16 se muestra la distribución de presiones debidos a la prueba de placa en la interfaz terraplén-suelo natural.

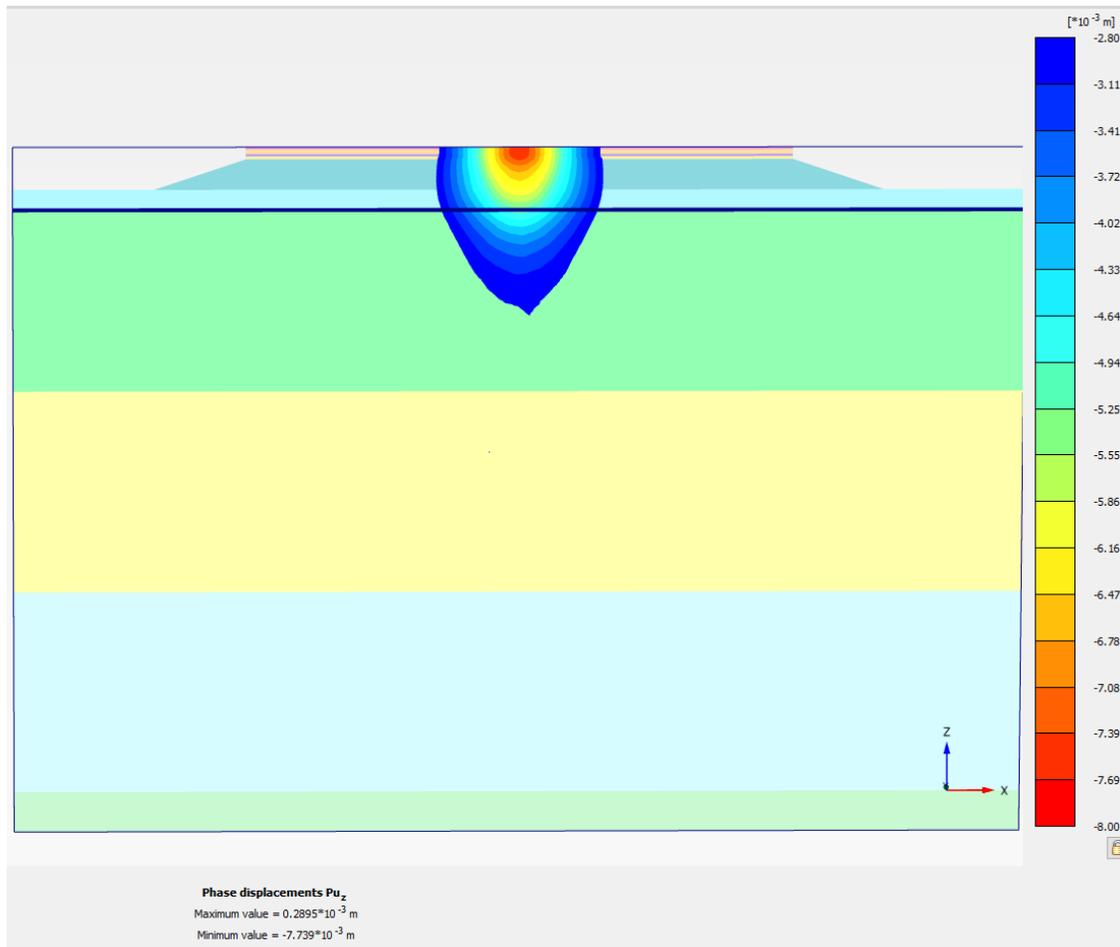


Figura 5.15 Deformaciones verticales en el terraplén tras la etapa 4 (Prueba de placa entre 4 pilotes).

En la Figura 5.15 se observa que las deformaciones se concentran mayormente en la estructura del pavimento y en el terraplén conformado por material tezontle. Sin embargo, es importante notar que en la primera formación arcillosa ya se tiene una deformación significativa de 3 mm, lo que indica que la rigidez de este estrato también influyó en las deformaciones medidas en las pruebas de placa.

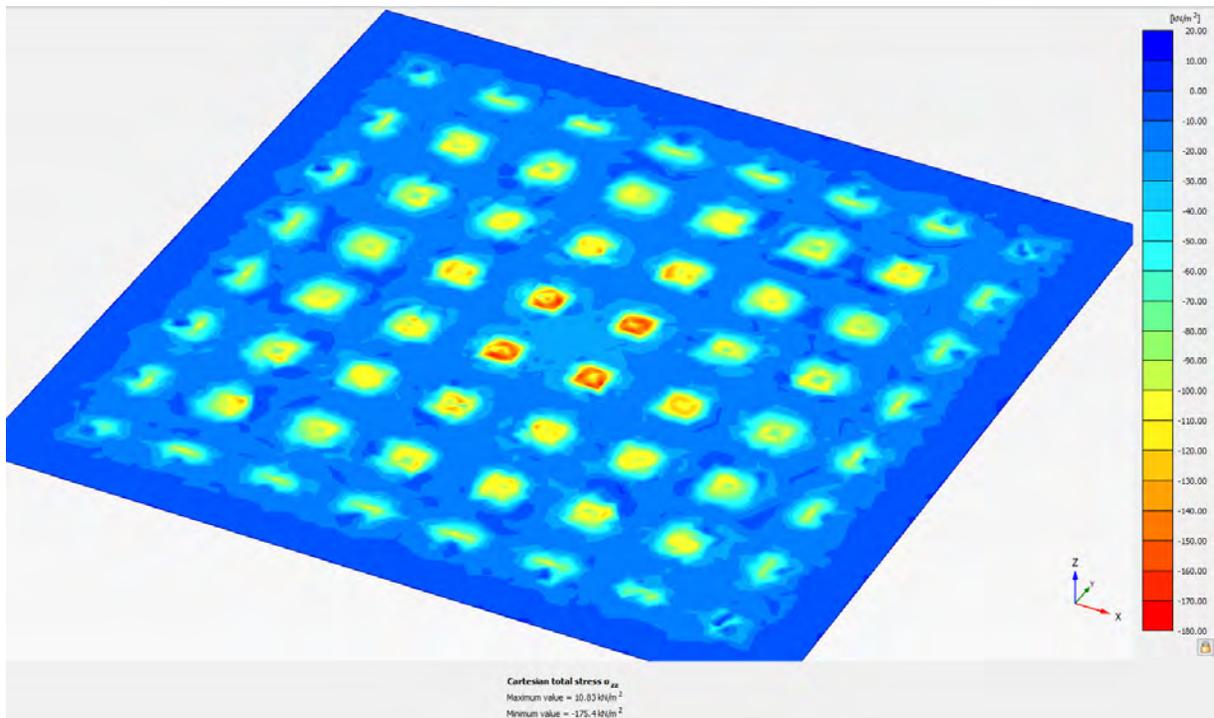


Figura 5.16 Distribución de presiones verticales en la interfaz terraplén-suelo natural durante la etapa de la ejecución de la prueba de placa justamente en el punto medio entre 4 pilotes.

Nuevamente en la Figura 5.16 se distingue claramente el fenómeno del arqueado en la etapa de ejecución de una prueba de placa justamente en un punto central de 4 pilotes, ya que se observa que las presiones transmitidas por la placa de carga se transfieren mayormente hacia los 4 pilotes más cercanos, registrándose con ello muy bajas presiones al nivel del suelo natural.

Para mostrar claramente el fenómeno de arqueado se presenta la gráfica de la Figura 5.17 cuyo eje horizontal muestra los pasos del proceso del cálculo hasta la aplicación de la carga máxima y en el eje vertical las presiones registradas en el punto de interés seleccionado.

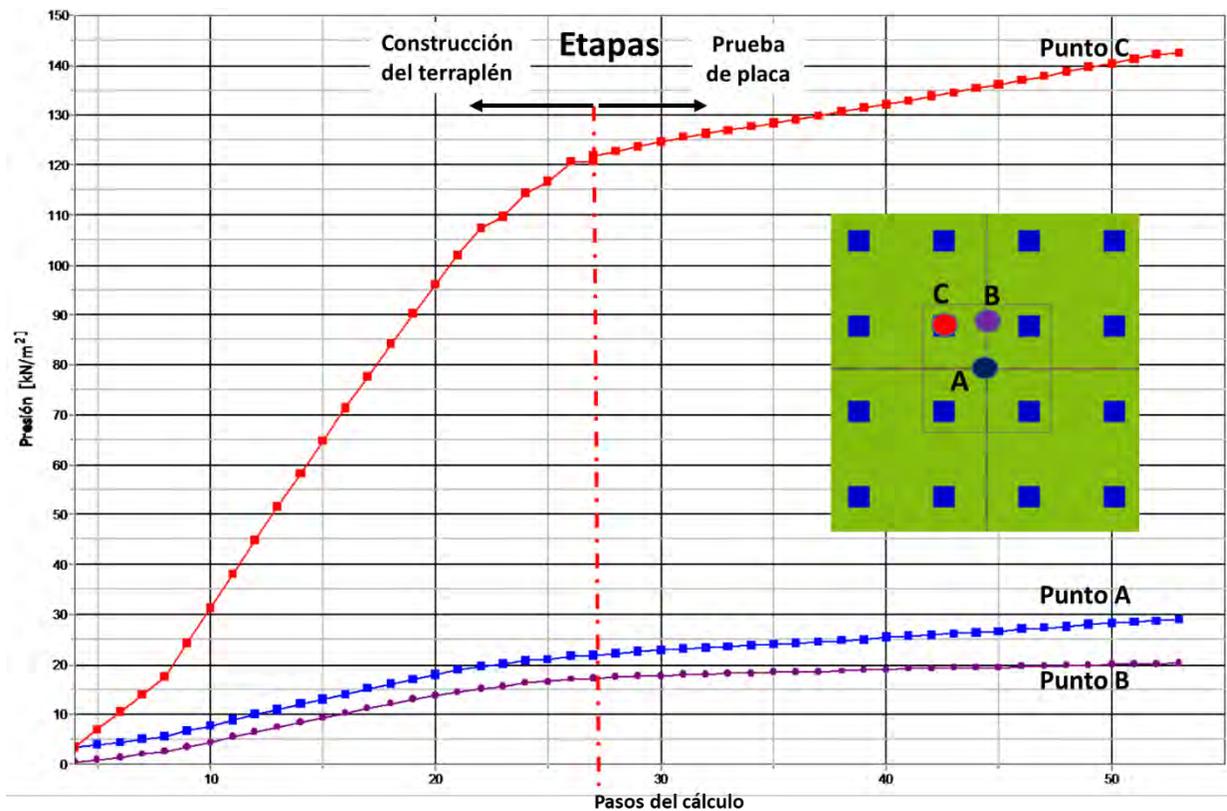


Figura 5.17 Presiones obtenidas según el MEF en tres puntos al nivel del suelo natural.

En la Figura 5.17 se observa claramente la transferencia hacia los pilotes de un gran porcentaje de las presiones verticales generadas tanto por el peso propio del terraplén como por la prueba de placa. En cuanto a las presiones registradas en el contacto suelo-tezontle (puntos A y B), se encuentran valores muy similares entre sí. Tales presiones son de 17 y 22 kPa incrementándose a 21 y 29 kPa respectivamente, debidos a la prueba de placa. Esta situación sucede debido a que en la parte central se forma un domo cuya masa gravita por arqueado hacia los capiteles; y además el peso del material que se encuentra por debajo de ese domo, es recibido por la geomalla que es la encargada de transferir buena parte de ese peso a los capiteles, al generarse una catenaria. Así, sólo una fracción del peso del suelo ubicado debajo del domo, es transferido al terreno de cimentación. Al respecto se sugiere al lector remitirse a la explicación de la Figura 5.18, en la que las presiones anteriores son las presiones A, B y C, respectivamente.

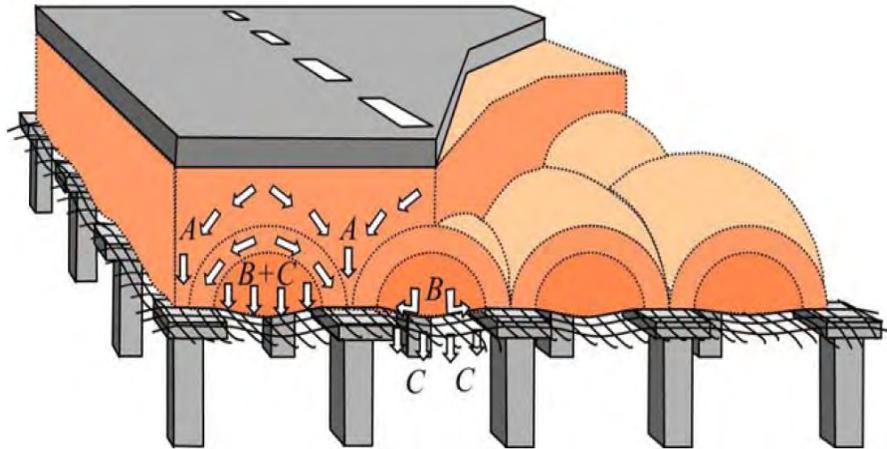


Figura 5.18 Distribución de las cargas en un terraplén piloteado. (van Eekelen, 2015)

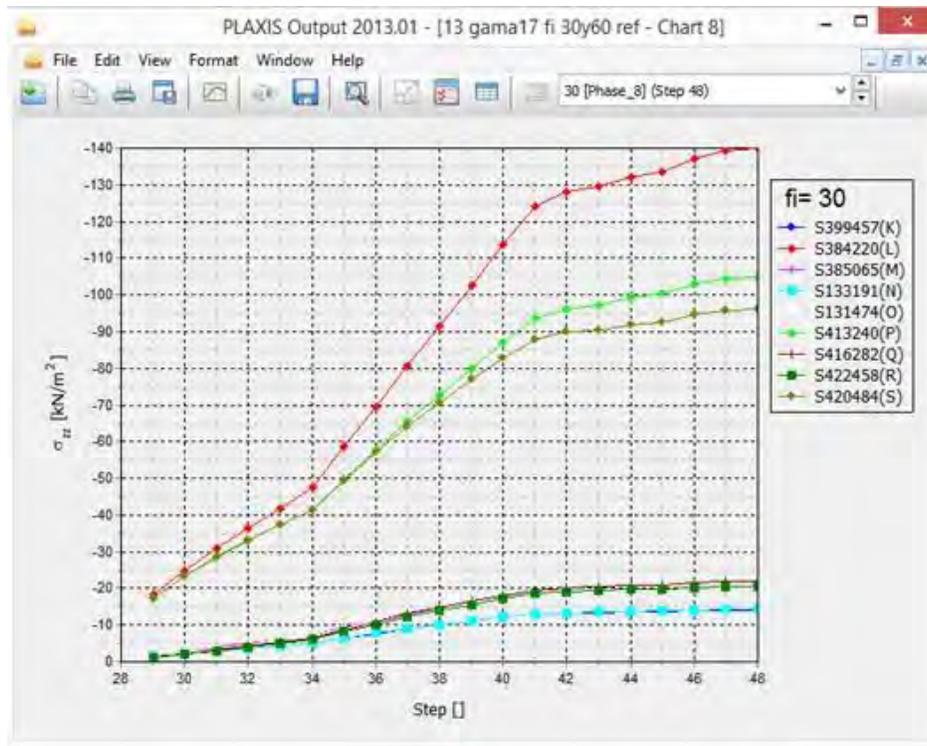
La Figura 5.18 representa el fenómeno de arqueado en un terraplén estructural piloteado según el método analítico de Zaeske (2001). Esta representación también se le conoce como el modelo alemán EBGEO (2010) y que permite obtener las presiones verticales en los elementos del terraplén.

El modelo EBGEO divide las presiones dentro del terraplén en A, B y C, como se muestra en la Figura 5.18. La presión A es la que llega directamente al capitel y se debe al fenómeno del arqueado. La presión B es la presión que transfiere la geomalla a los capiteles, mientras que la presión C es la que llega al suelo.

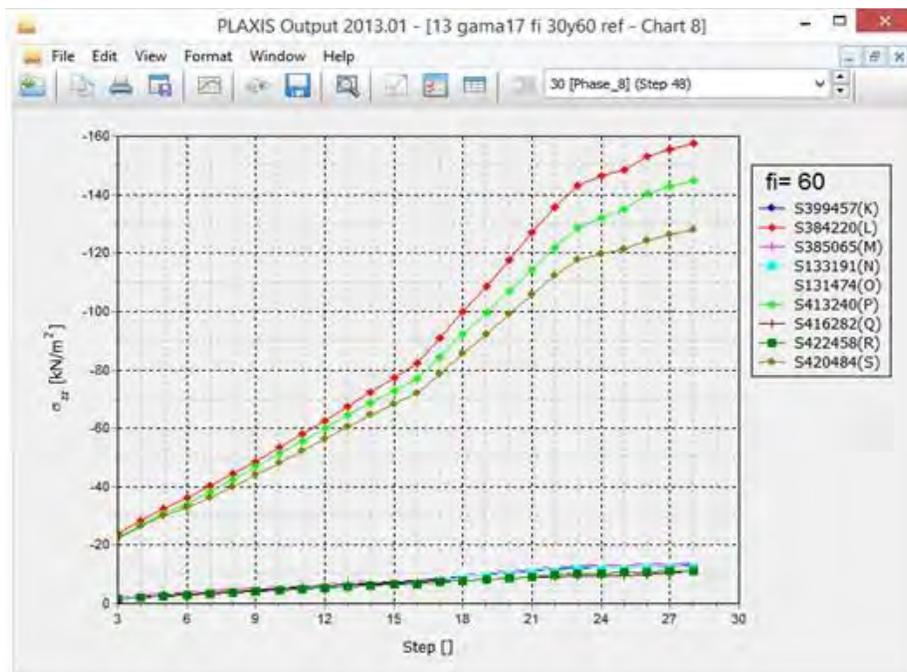
Así mismo el método EBGEO sugiere que para que se presente el fenómeno de arqueado (Terzaghi, 1943) debe utilizarse como terraplén estructural un medio granular en el que su resistencia tenga mayor dependencia del ángulo de fricción interna (ϕ); éste ángulo es la variable principal que permite el desarrollo del fenómeno. En cierta medida existen otras variables involucradas en la magnitud de las presiones sobre el capitel y fuera de éste, como la separación entre pilotes, las dimensiones de los capiteles, rigidez de la geomalla, la altura del terraplén, entre otras.

Debido a lo anterior y para mostrar la influencia del parámetro ϕ en la ocurrencia del fenómeno de arqueado, se consideró como la variable de interés el ángulo de fricción interna del tezontle; éste según González (2016) tiene un rango de valores de 40° a 70° . Así pues, se realizaron diferentes análisis variando este parámetro de resistencia y se analizaron las presiones sobre algunos capiteles y en el suelo en diferentes zonas (Figura 5.20).

El programa especializado realiza el cálculo por pasos hasta llegar a la carga máxima. En la Figura 5.19 se presentan las gráficas de los pasos contra la presión calculada en diferentes puntos. El cálculo termina en el paso 48, para fines de comparación la presión en tal paso es la de interés.



a) Ángulo de fricción interna de 30°.



b) Ángulo de fricción interna de 60°

Figura 5.19 Resultados obtenidos con el programa especializado.

Al procesar los resultados obtenidos con el programa especializado se obtienen unas curvas como las que se muestran en la Figura 5.20. En esta figura se pueden ver las presiones sobre algunos capiteles y en algunos puntos sobre el suelo; en esta misma figura se presentan los puntos analizados.

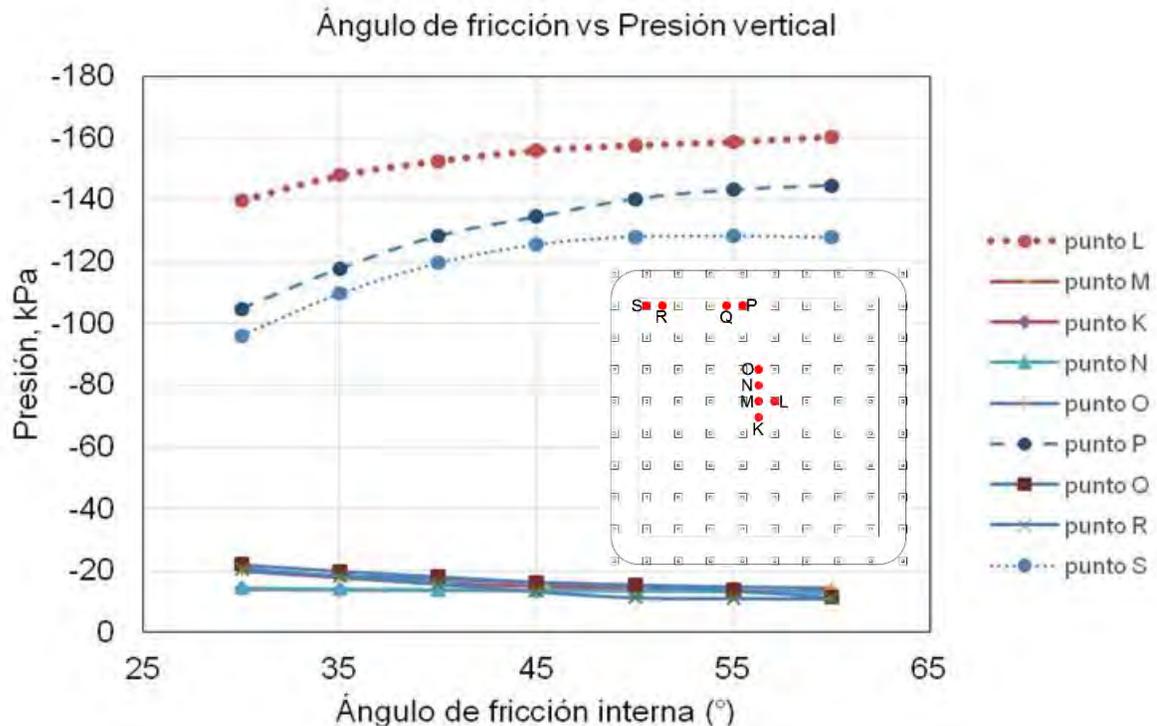


Figura 5.20 Resumen de los resultados del modelo numérico

De la Figura 5.20 es claro y notorio que a mayor ángulo de fricción interna mayor presión en los capiteles y menor presión en el suelo.

También se simularon las pruebas de placa ejecutadas en los puntos de ensaye que se ubican entre dos pilotes y uno justamente sobre un pilote, la distribución de las deformaciones en esos puntos se muestra en las Figuras 5.21 y 5.22 respectivamente.

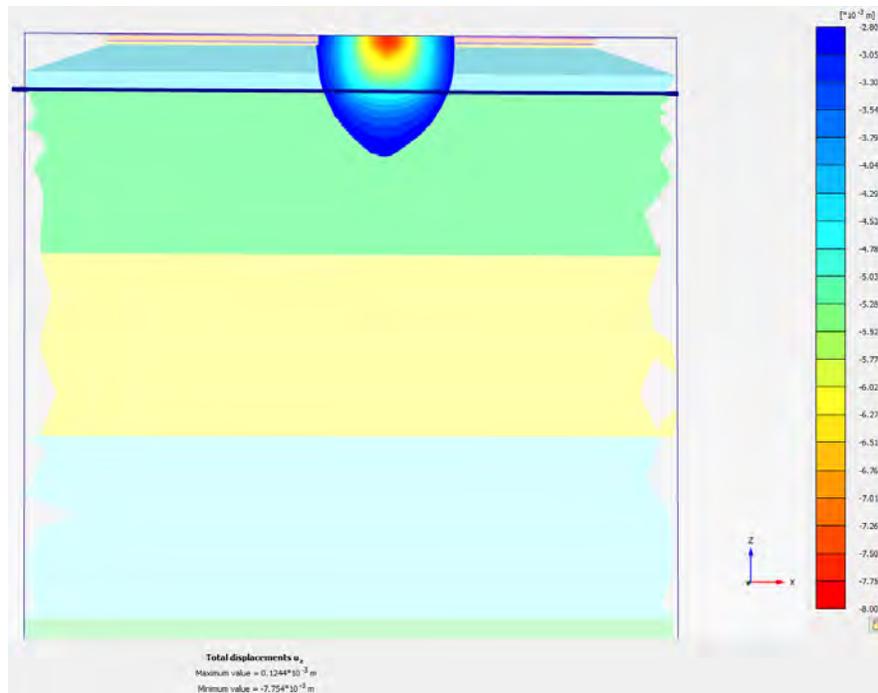


Figura 5.21 Deformaciones verticales en el terraplén tras la etapa 4 (Prueba de placa entre 2 pilotes).

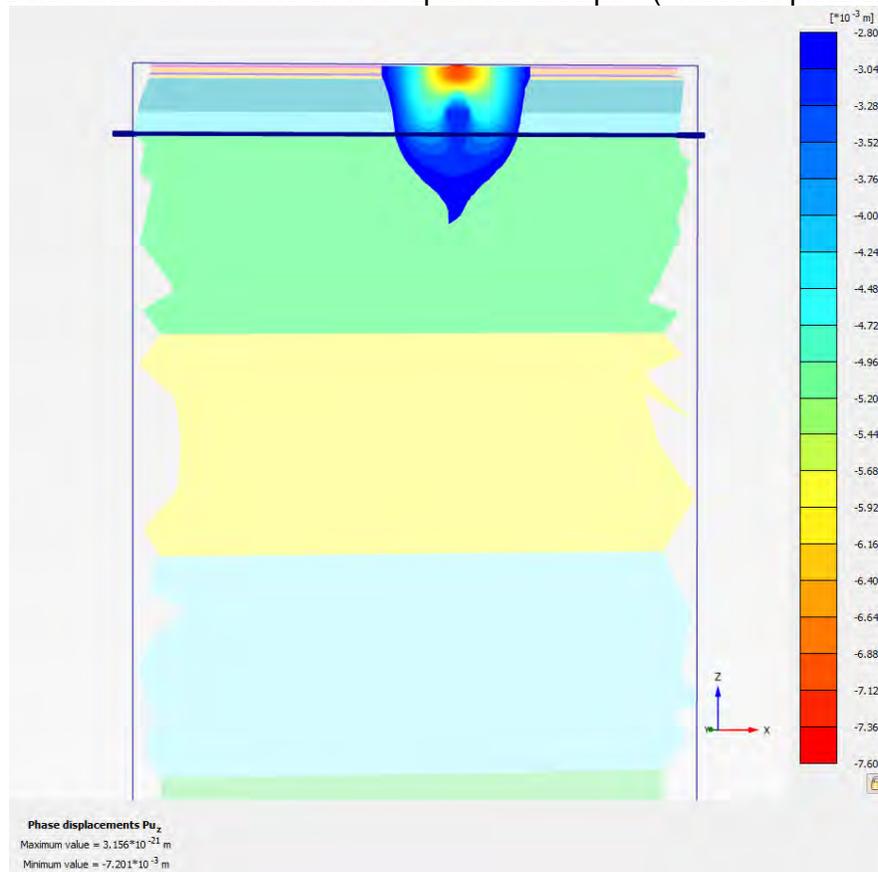


Figura 5.22 Deformaciones verticales en el terraplén tras la etapa 4 (Prueba de placa sobre un pilote).

Nuevamente, en las Figuras anteriores muestran que las deformaciones máximas se concentran en la estructura del pavimento y el terraplén, sin embargo, ya en la primera FAS ya es notoria la deformación.

Se observa también en el punto de ensaye justamente sobre un pilote, una mayor concentración de deformaciones en la estructura del pavimento debido a la presencia del pilote ubicado justamente debajo de la placa de carga. Esto último se observó en gran medida en las mediciones de las presiones verticales y de las deformaciones sobre la superficie del pavimento al realizar las pruebas de placa en este punto. En la Figura 4.11 se puede ver que las curvas presión-deformación de este punto de ensaye son las menos rígidas con respecto a los otros dos puntos de ensaye.

A continuación, se muestra la distribución de las presiones verticales al nivel del suelo natural para la prueba de placa entre dos pilotes.

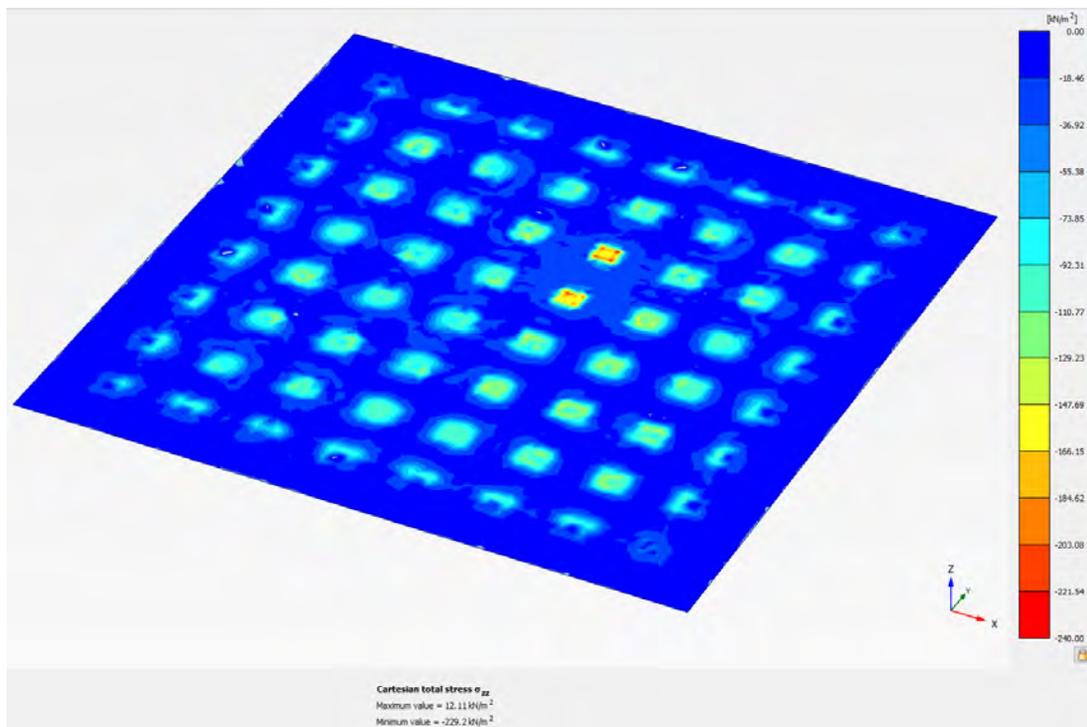


Figura 5.23 Distribución de presiones verticales en la interfaz terraplén-suelo natural durante la etapa de ejecución de la prueba de placa justamente en el punto medio entre 2 pilotes.

En la Figura 5.23 nuevamente se puede ver el efecto del arqueado en el terraplén durante la ejecución de una prueba de placa en el punto medio entre dos pilotes, de tal manera que los colores rojos que indican las presiones máximas resaltan en la cabeza de los pilotes.

Con los parámetros mostrados en la Tabla 5.5 se obtuvieron del modelo numérico las curvas presión-deformación que se muestran en la Figura 5.24 y ahí mismo, se comparan con las obtenidas de las pruebas de placa ejecutadas en el punto de ensaye entre dos pilotes diagonalmente.

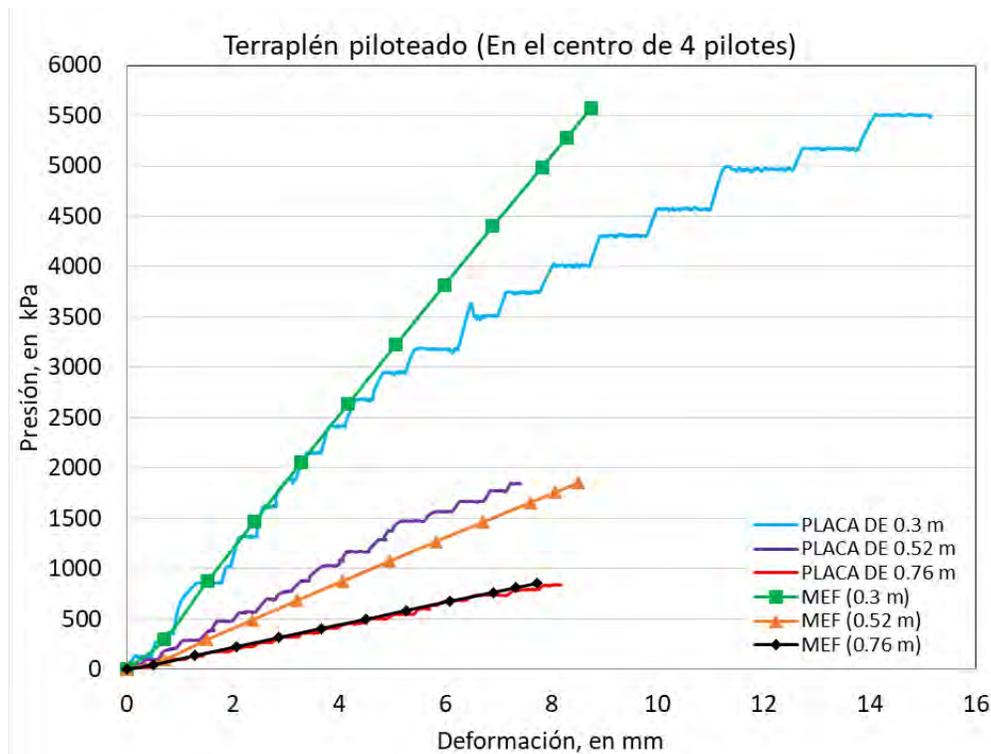


Figura 5.24 Curvas presión-deformación obtenidas de las pruebas de placa y del método del elemento finito.

Las curvas mostradas en la Figura 5.24 siguen la misma secuencia con respecto al tamaño de la placa de carga tanto en lo medido como en lo obtenido del análisis numérico. Esto es, que las curvas generadas con los diferentes diámetros se agrupan sistemáticamente, de tal suerte que las curvas pertenecientes al menor diámetro resultan las más rígidas, y con las que se alcanzan los máximos esfuerzos aplicados. Tal resultado como ya se ha mencionado, se debe a que, con las placas de menor diámetro, su mayor influencia se concentra en las capas más someras del pavimento, justamente las constituidas por la capa de material asfáltico de alto módulo. Así mismo, conforme aumenta el diámetro de placa, los efectos de la menor presión aplicada se dejan sentir a profundidades mayores, poniendo en juego entonces la respuesta de los materiales mucho más deformables que constituyen las capas inferiores del pavimento. También se observa prácticamente la misma tendencia lineal en las curvas generadas con las placas de carga de 0.52 m y de 0.76 m tanto en lo medido como en lo obtenido por el MEF.

La curva obtenida del MEF que simula la prueba con la placa de 0.3 m mantuvo siempre la tendencia lineal, debido a que las capas del pavimento se modelaron con el comportamiento elástico-lineal; sin embargo, los resultados de las pruebas de placa muestran ya el comportamiento elasto-plástico del material asfáltico a razón de que con este tamaño de placa su mayor influencia se concentró en las capas más someras. Así pues, debe entenderse que para casos particulares como el que se indica, el modelo elástico-lineal en los pavimentos asfálticos no representa adecuadamente su comportamiento.

CAPÍTULO 6 COMPARACIÓN DE LAS PRESIONES VERTICALES MEDIDAS CON LAS TEÓRICAS

En esta sección se hace una comparación de las presiones verticales medidas con las que resultan de soluciones analíticas para sistemas elásticos multicapas. Los métodos que se comparan son los que proponen Fröhlich (1942), Burmister (1943) y Odemark (1949). La metodología propuesta por Fröhlich es una solución modificada de la teoría elástica de Boussinesq y que generalmente es utilizado para el cálculo de esfuerzos en suelos estratificados; En el caso de los otros dos métodos se utilizan para el cálculo de las respuestas estructurales de un pavimento flexible. Es importante mencionar que estos métodos son al fin de cuentas soluciones aproximadas y para poder proporcionar una solución cerrada al problema se rigen de ciertas hipótesis que permiten resolver las ecuaciones basadas en la teoría de la elasticidad.

El método de Odemark es una forma simplificada para el cálculo de respuestas de un sistema elástico multicapa, desarrollado en 1949, el cual se basa en suponer que los esfuerzos y deformaciones debajo de una capa dependen de la rigidez de dicha capa únicamente (Coria, 2012). Esta metodología es conocida también como el método del espesor equivalente y se basa en convertir un estrato con cierto módulo elástico a un estrato con un espesor tal que sea equivalente a otro estrato. Es decir, en general, consiste en convertir un sistema de “n” capas en un semi-espacio infinito utilizando el método de Odemark y calcular las respuestas, es decir, los esfuerzos, deformaciones unitarias y deflexiones con las ecuaciones de Boussinesq.

En la Figura 6.1 se puede apreciar cómo se convierte el estrato superior (el cual tiene un módulo elástico mayor) al estrato inferior, transformándolo a un estrato con un espesor mayor para mantener la rigidez constante.

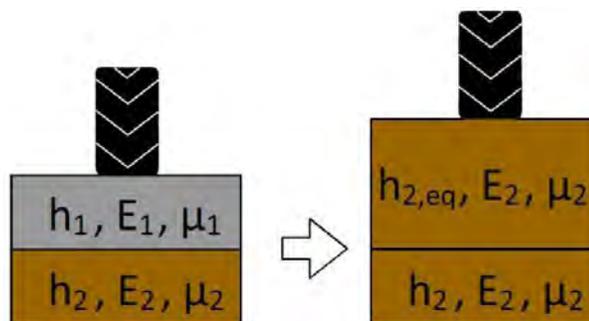


Figura 6.1 Esquema del método del espesor equivalente.

Existen diferentes formas de aplicar la transformación. La más sencilla consiste en transformar, una a una, cada capa en un espesor equivalente respecto a la capa n , de forma independiente. En ese caso, y por ejemplo para un sistema de tres capas, el espesor equivalente de las dos superiores ($n-1$) respecto a la tercera (n) sería:

$$h_e = h_{e,1} + h_{e,2} = f * \left(h_1 * \sqrt[3]{\frac{E_1}{E_3}} + h_2 * \sqrt[3]{\frac{E_2}{E_3}} \right) \quad (6.1)$$

En este caso, los espesores de las capas 1 y 2 se transforman, de manera independiente, en espesores equivalentes respecto de la capa 3 (Figura 6.2).

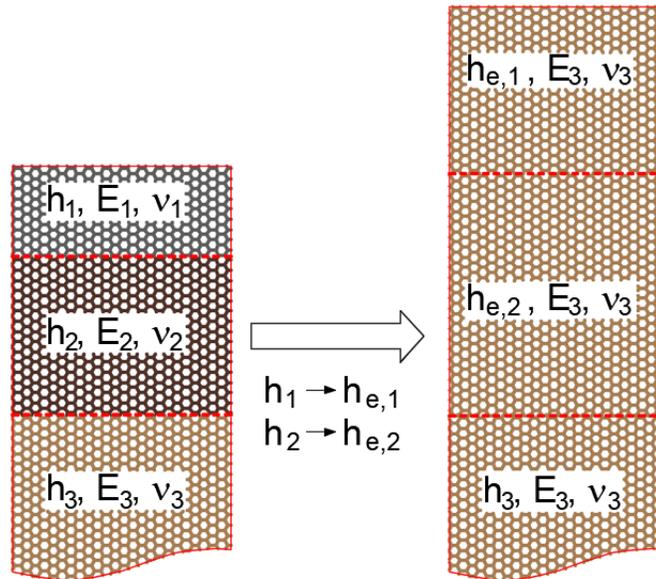


Figura 6.2 Metodología 1 para obtener el espesor equivalente según Odemark.

Por otro lado, otros autores realizan la transformación capa por capa, pero de forma secuencial. Es decir, cada capa se transforma en una equivalente respecto a la inmediatamente inferior, y el conjunto equivalente formado por estas dos, respecto a la siguiente, y así sucesivamente hasta obtener el sistema equivalente respecto a la capa n (Figura 6.3). En este caso, en general y para el mismo sistema tricapa del ejemplo anterior:

$$h_e = f * (h_{e,n-1} + h_{n-1}) * \sqrt[3]{\frac{E_{n-1}}{E_n}} \quad (6.2)$$

$$h_e = f * \left(h_1 * \sqrt[3]{\frac{E_1}{E_2}} + h_2 \right) * \sqrt[3]{\frac{E_2}{E_3}} \quad (6.3)$$

Donde, h_e es el espesor equivalente de las capas superiores respecto a la capa n , $h_{e,n-1}$ es el espesor equivalente de las capas sobre la capa $n-1$, y h_{n-1} es el espesor real de la capa $n-1$. En este caso, como puede verse, el espesor de la capa 1 se transforma en un espesor equivalente respecto al módulo de la capa 2, y a continuación, el espesor total equivalente respecto de la capa 2 se transforma en un nuevo espesor equivalente respecto de la capa 3. Nótese que el espesor equivalente $h_{e,n-1}$ de las capas sobre la capa $n-1$, se ha calculado sin la aplicación de coeficientes de ajuste.

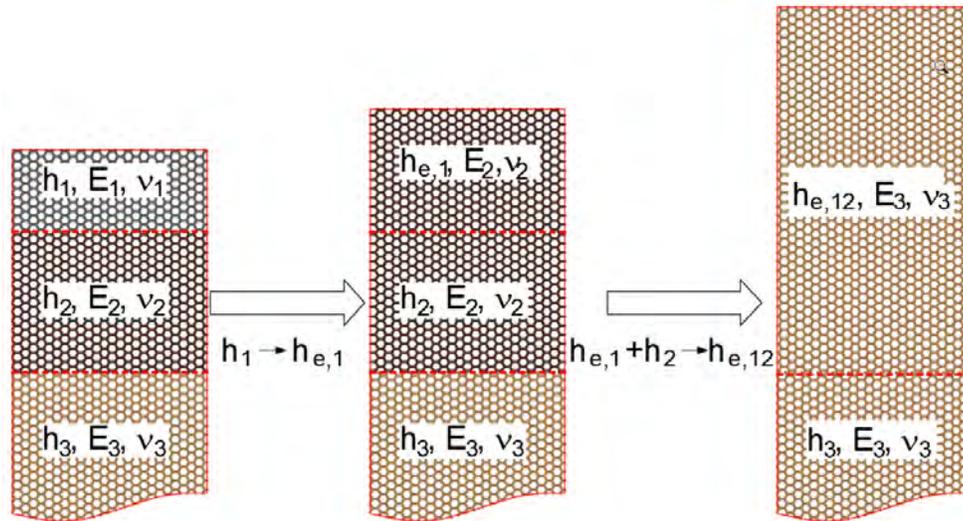


Figura 6.3 Metodología 2 para obtener el espesor equivalente según Odemark.

La ventaja del método de los espesores equivalentes de Odemark es, como ya se ha dicho, que permite calcular de forma aproximada esfuerzos, deformaciones y desplazamientos empleando ecuaciones sencillas y fácilmente implementables, por ejemplo, en una hoja de cálculo. En función de la posición en la que se desee calcular la respuesta estructural será necesario realizar la transformación completa o parcialmente, para las capas requeridas. En este último caso, las capas situadas por debajo de la capa n se suponen de las mismas características mecánicas que ésta.

En este caso para observar la diferencia en los resultados se aplicará las dos formas de utilizar la metodología de Odemark explicadas anteriormente.

Por otro lado, para aplicar la metodología de Burmister extendida o para sistemas con múltiples capas se utilizó el software PITRA PAVE y también se corroboró con el software WESLEA generando en ambos Softwares resultados con diferencias insignificativas. Estos programas de computadora realizan el cálculo de esfuerzos, deformaciones y deflexiones de sistemas multicapas con base en la teoría de Burmister (1949) que hace los siguientes supuestos:

- 1) El sistema consiste de capas horizontales de espesor uniforme; el de la última capa es infinito.
- 2) Todas las capas se extienden infinitamente en las direcciones horizontales.

- 3) El material de cada capa es homogéneo e isótropo.
- 4) Los materiales son lineales elásticos.
- 5) Se le aplican cargas en la superficie libre de geometría circular (radio "a") y presión uniforme "q".
- 6) Se satisfacen condiciones de continuidad en las interfaces entre capas (esto implica capas completamente ligadas).

Basado en las suposiciones anteriores se simplifican las ecuaciones diferenciales de equilibrio de fuerzas utilizando la función de Airy y se resuelve para cada carga circular en coordenadas cilíndrica haciendo uso de la transformación de Hankel. Esto para luego transformar las soluciones a un sistema cartesiano y aplicar el principio de superposición para considerar todas las cargas.

La teoría elástica de Boussinesq (1885) considera al suelo como una masa homogénea, semi-infinita, isótropa y elástica. Por lo tanto, esta solución no puede aplicarse rigurosamente en los depósitos naturales en donde existen varios estratos que varían su rigidez con la profundidad. Para resolver esto al caso de suelos estratificados, como primera aproximación Westergaard (1938) propuso una ecuación que permite calcular el esfuerzo vertical bajo la suposición de que el suelo no presenta deformación horizontal, únicamente puede presentar deformación en la dirección vertical. En la práctica, esto es parcialmente cierto cuando la masa del suelo está reforzada por numerosas capas rígidas de arena cementada con un módulo de deformación horizontal muy bajo. El esfuerzo vertical según Westergaard debido a una carga puntual en la superficie es:

$$\sigma_z = \frac{kQ}{2\pi Z^2} \left[\frac{1}{k^2 + \left(\frac{r}{Z}\right)^2} \right]^{\frac{3}{2}} \quad (6.4)$$

Donde: $k = \sqrt{\frac{(1-2\nu)}{2(1-\nu)}}$

Por otro lado, Fröhlich (1942) propuso otra expresión más general y que permite además investigar la distribución de esfuerzos radiales satisfaciendo las condiciones estáticas del equilibrio. La expresión que permite calcular los esfuerzos verticales debidos a una carga puntual en la superficie de una masa semi-infinita, elástica y anisotrópica según Fröhlich es (Zeevaert, 1973):

$$\sigma_z = \frac{\chi Q}{2\pi Z^2} \left[\frac{1}{1 + \left(\frac{r}{Z}\right)^2} \right]^{\frac{(\chi+2)}{2}} \quad (6.5)$$

Donde:

$\chi=2$ para suelo estratificado, con estratos de diferentes deformabilidades.

$\chi=4$ para suelo homogéneo en que la compresibilidad se reduce con la profundidad, como en el caso de las arenas.

$\chi=5$ cuando el módulo de deformación decrece fuertemente con la profundidad.

Nótese que si $\chi=3$ la ecuación coincide con la solución isotrópica de Boussinesq y para $\chi=1.5$ con la solución aproximada de Westergaard para un suelo fuertemente estratificado reforzado por estratos horizontales múltiples e indeformables.

Si se integra la solución de Fröhlich para obtener los esfuerzos bajo el centro de un área circular uniformemente cargada, la ecuación resultante es (Zeevaert, 1973):

$$\sigma = qI_{R\chi}$$

Donde

$$I_{R\chi} = \left\{ 1 - \left[1 + \left(\frac{R_a}{z} \right)^2 \right]^{-\frac{\chi}{2}} \right\}$$

A continuación, en las Figuras 6.4 a 6.6 se muestran curvas cuyo eje de las abscisas indican las presiones medidas y las obtenidas por los métodos analíticos y estas se asocian a las presiones aplicadas en la superficie del pavimento mediante las placas, y que definen las ordenadas de las curvas.

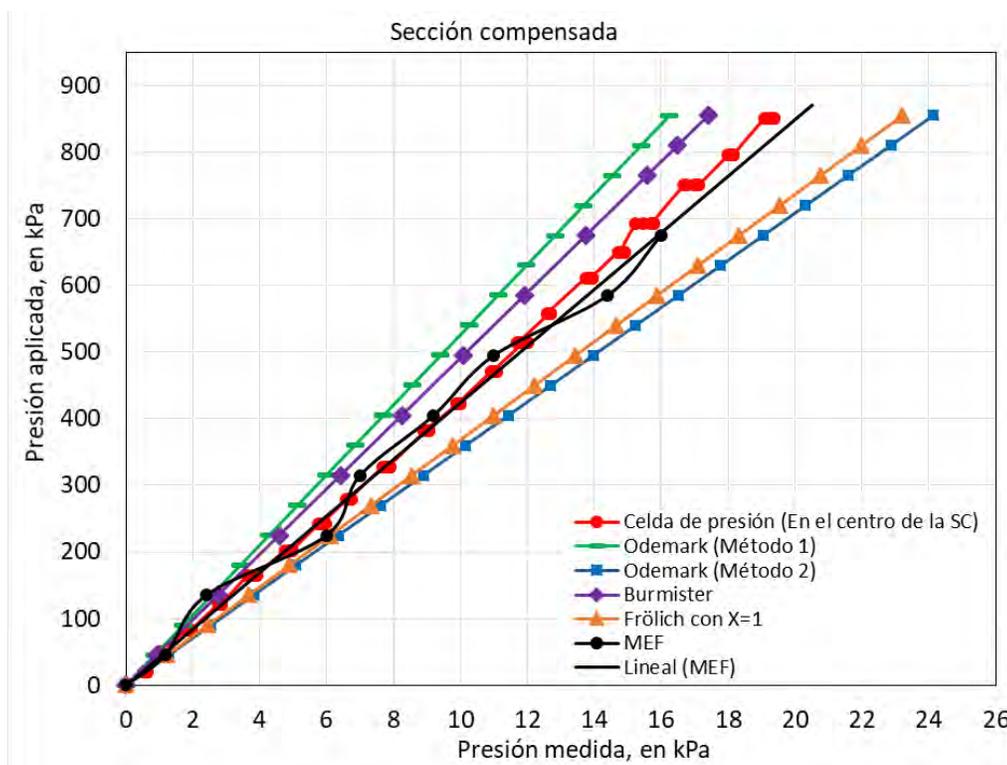


Figura 6.4 Comparación entre la presión aplicada con una placa de carga de 0.76 m y las obtenidas por diferentes métodos

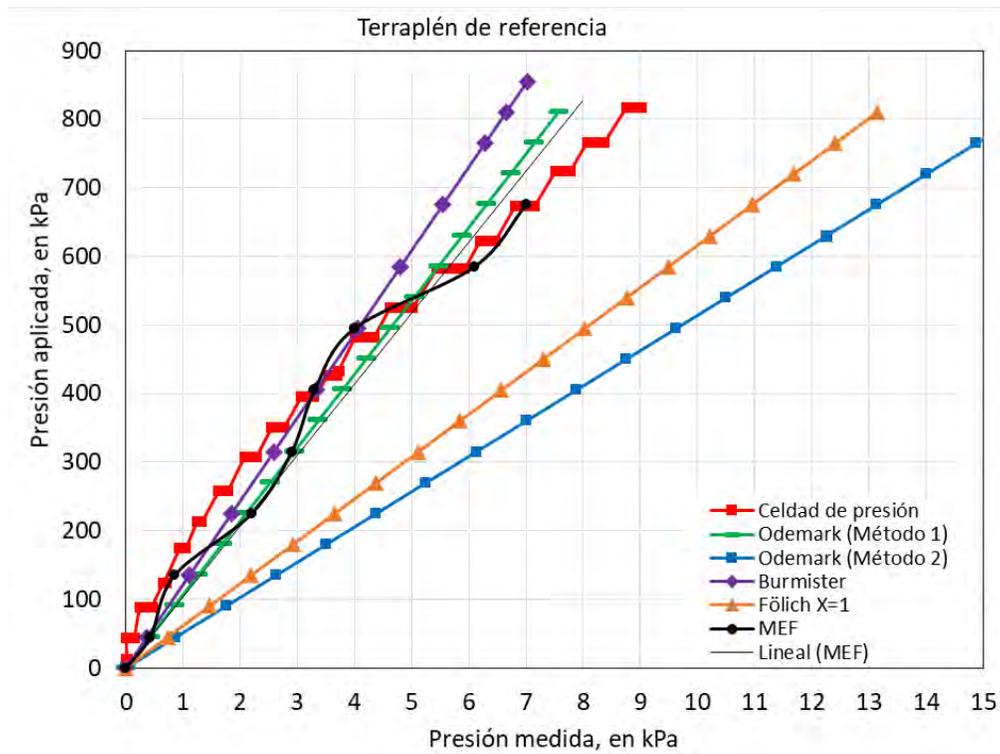


Figura 6.5 Comparación entre la presión aplicada con una placa de carga de 0.76 m y las obtenidas por diferentes métodos.

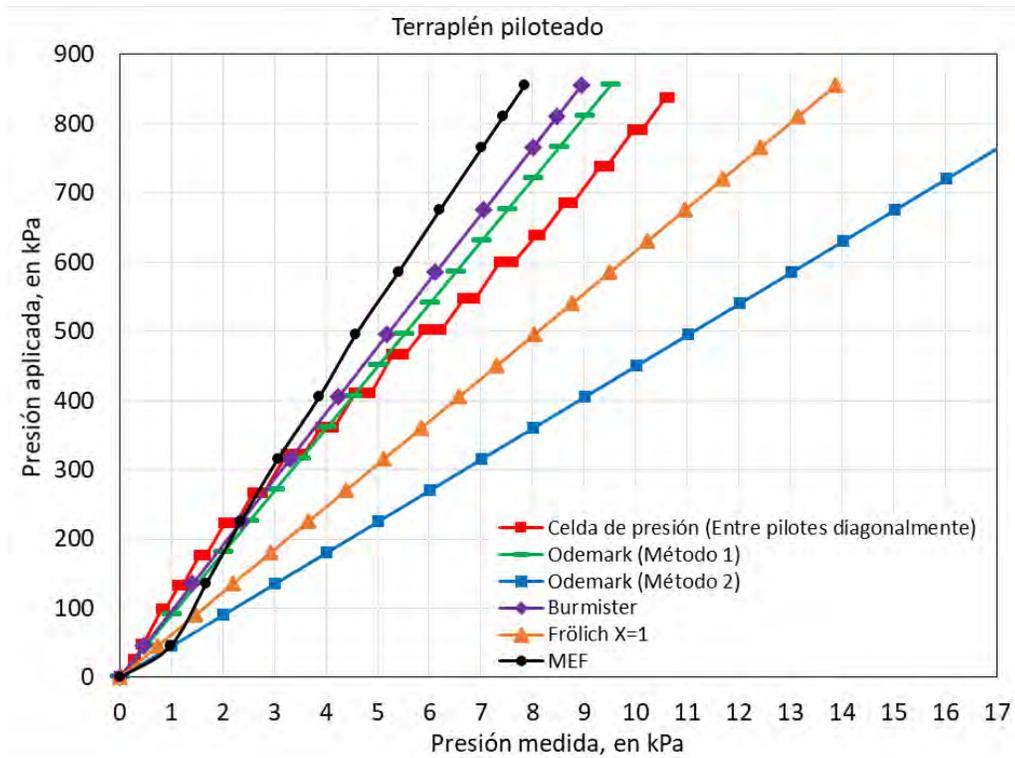


Figura 6.6 Comparación entre la presión aplicada con una placa de carga de 0.76 m y las obtenidas por diferentes métodos.

De las figuras anteriores se puede observar que existe cierta diferencia en los resultados de las dos maneras de aplicar la metodología de Odemark, es decir, las dos metodologías para obtener el espesor equivalente. Con el método 1 (previamente descrito) se obtienen presiones verticales menores con respecto al método 2. Sin embargo, este primer método es la que mejor se aproxima con los medidos.

Por otro lado, si se comparan las soluciones de Burmister y la de Odemark (utilizando la metodología 1) se puede ver que arrojan resultados prácticamente iguales sobre todo en presiones aplicadas menores a 400 kPa, la máxima diferencia de éstos es de tan solo 1 kPa y se observa en el terraplén de referencia con la última presión aplicada (800 kPa). También se distingue que estos resultados son ligeramente mayores a los medidos por las celdas de presión, esta diferencia se atribuye a las suposiciones en que se rigen dichos métodos para resolver el problema en sistemas multicapas.

Por todo lo anterior, puede concluirse a groso modo que las metodologías que más se ajustan a los medidos son las de Burmister y el Método del Elemento Finito. Esto se demuestra con mayor claridad en la sección compensada y en el terraplén de referencia. Los resultados del MEF en el terraplén piloteado arrojan valores ligeramente mayores a los medidos sobre todo para presiones mayores a 300 kPa, esta diferencia es debido al ángulo de fricción interna asignada al tezontle. En párrafos anteriores se demostró que este parámetro es el principal factor determinante para la generación del fenómeno de arqueado y, por lo tanto, si este se modifica a un valor más grande a lo asignado (55°) las presiones verticales en el suelo natural disminuirían y se aproximarían más a los medidos. También es importante mencionar que existen diversos métodos que permiten calcular con mayor aproximación las presiones verticales sobre el suelo natural en un terraplén piloteado, entre estos se pueden mencionar: la fórmula de Marston (1913), de Zaeske (2001) y la Collin et al. (2005), tales métodos pueden consultarse con mayor detalle en la referencia de Mendoza *et. al.* (2016).

También se distingue que las metodologías de Fröhlich con $\chi=1$ y Odemark (aplicando la forma 2) arrojan resultados casi iguales y ambos métodos sobrestiman las presiones verticales medidas.

Si se comparan los resultados mediante la solución de Fröhlich con $\chi=1$ y $\chi=2$ para suelos estratificados, se observa que la más acertada es la solución de Westergaard ($\chi \approx 1$) para un suelo fuertemente estratificado reforzado por estratos horizontales múltiples e indeformables. Así mismos se observó que a mayor valor de " χ " se registran mayores presiones verticales, lo que induce a que se subestimen las rigideces de las capas del pavimento.

CAPÍTULO 7 CONCLUSIONES

Con base en los resultados de las pruebas de placa puede concluirse de manera general que el pavimento flexible bajo estudio y común en las diferentes soluciones estudiadas, mostró una respuesta estable y muy competente ante las presiones transmitidas por las placas. Esto se reflejó al marcarse tendencias muy lineales en las curvas presión-deformación de las pruebas con la placa de 0.52 m (que simuló la huella de una llanta del AIRBUS A380) y la de 0.76 m de diámetro.

De los resultados de las pruebas de placa se repite un patrón similar en todas las soluciones, esto es cuanto mayor es el diámetro de la placa de carga se presentan mayores deformaciones, reflejando que, con este diámetro, el bulbo de presiones alcanza materiales más deformables de las capas subyacentes. Igualmente se pudo observar en todas las soluciones que las curvas esfuerzo-deformación generadas con los diferentes diámetros de placa se agrupan sistemáticamente, de tal suerte que las curvas pertenecientes al de menor diámetro resultan ser las más rígidas. Tal resultado se debe a que, con las placas de menor diámetro, su mayor influencia se concentra en las capas más someras del pavimento, justamente las constituidas por la capa de material asfáltico de alto módulo. Así mismo, puede apreciarse la gran similitud en las curvas con la placa de menor diámetro, atendiendo a la homogeneidad alcanzada en esa capa asfáltica.

Con base en los resultados obtenidos en las soluciones con el mismo pavimento flexible, el terraplén referencia (sin tratamiento previo del suelo) mostró mayor rigidez en las curvas carga-desplazamiento de las pruebas de placa ejecutadas, incluso para aquella de mayor diámetro. Esto se debe ciertamente a la fuerte compactación que se le generó al material sub-base (tezontle) durante la construcción de este terraplén y no así en las otras soluciones. Esto mismo se pudo observar y corroborar con la calibración de los modelos numéricos al comparar los módulos de rigidez obtenidos del terraplén de referencia con respecto al del piloteado, ambos con la misma estructura del pavimento y el mismo espesor del terraplén. La rigidez exhibida en este tramo también se atribuye a una capa de 0.5 m de tepetate compactado colocada únicamente en esta solución.

La situación anterior, así mismo ratifican los resultados obtenidos en otra investigación por González (2016), donde comprobó y evidenció mediante pruebas de compactación que la escoria volcánica es un material que gana rigidez y aumenta su peso volumétrico con gran facilidad, ya que al compactarse por pocos segundos alcanza un alto porcentaje de su compacidad relativa máxima. En la práctica, esto es una ventaja si se requiere compactar estas escorias con poca energía de compactación. Por otro lado, si lo que se desea es conseguir un material ligero, para rellenos, por ejemplo, dicha característica dificulta que ello se consiga ya que en campo el tránsito vehicular durante la construcción densifica el material.

La solución más deformable resultó ser la sección compensada y, además, en esta solución se registraron mayores presiones verticales en el suelo natural con respecto a las medidas en las otras soluciones. Los resultados de la calibración de los modelos numéricos así mismo, mostraron que tanto la estructura del pavimento como del tezontle que se usó como relleno para formar esta plataforma arrojaron módulos de rigidez menores que los colocados en el terraplén de referencia. Este hecho se atribuye principalmente a la manera de colocación del tezontle que subyace la estructura del pavimento, ya que en esta plataforma se sustituyó el material excavado con un relleno conformado por lechos de tezontle colocados casi a volteo y de manera uniforme (totalmente diferente a las colocadas en las otras soluciones); esto último garantizó un relleno con el menor peso volumétrico posible a fin de lograr una mejor compensación. Esta condición propició que las capas del tezontle alcanzaran una menor rigidez con respecto a las colocadas en las otras soluciones. Lo anterior entonces, implica que el procedimiento de tendido y colocación del tezontle para su uso como sub-base o como material de relleno resultan decisivos.

Los mayores módulos de reacción se obtuvieron en el terraplén de referencia, seguido por el terraplén piloteado y finalmente, los menores módulos en la sección compensada. La razón por la cual el terraplén de referencia presentó una mayor rigidez se explicó en el párrafo anterior. Así mismo, se comprobó que los módulos de reacción obtenidos con el criterio de Kondner son mayores que los obtenidos por el método de Bowles. Sin embargo, el rango de valores no difiere en más del 30%, por lo que es aceptable considerar cualesquiera de los dos métodos para obtener el módulo de reacción de los resultados de una prueba de placa.

Se repite la misma condición similar en los módulos de reacción obtenidos por cualesquiera de los dos métodos; es decir, cuanto mayor es el diámetro de la placa de carga los módulos de reacción obtenidos disminuyen atendiendo a la influencia de esta placa en los estratos más profundos y más deformables.

Los resultados medidos muestran que el punto más rígido del terraplén piloteado, es justamente en el centro entre pilotes en la diagonal que los une; como resultado del fenómeno de arqueado, la cúspide del domo arqueado es el punto menos deformable. Tales resultados se observaron de igual manera en los modelos numéricos realizados para este tramo de prueba, al comparar las curvas esfuerzo-deformación y las presiones medidas sobre el suelo natural con las de los otros dos puntos de ensaye (entre dos pilotes y uno justamente sobre la cabeza de un pilote).

Pudo comprobarse que en el sistema con inclusiones rígidas también ocurre un efecto de arqueado similar al que sucede en los pilotes, ya que, para las pruebas con la placa de 30 cm, el punto menos deformable se genera justamente al centro entre dos inclusiones y el más deformable sobre una inclusión rígida.

A pesar de la menor rigidez exhibida con respecto a la del terraplén de referencia, la escoria volcánica que conformó el terraplén piloteado, presentó buenas condiciones de resistencia y al tener valores altos de ángulo de fricción interna facilitó la generación del fenómeno de arqueado, logrando con ello que las cargas se transfirieran de forma adecuada a los elementos

rígidos. Esto se comprobó físicamente con mediciones reales, con las pruebas de placa y con la calibración de los modelos numéricos.

Con base en los modelos numéricos del terraplén piloteado se evidenció que a mayor ángulo de fricción interna del material que conforma el terraplén se propicia con mayor efecto el fenómeno de arqueo.

Se observa el mismo comportamiento en todas las soluciones por lo que se refiere a las presiones medidas sobre el suelo de soporte; Con una cierta presión aplicada se registra una presión mayor cuanto mayor es el diámetro de la placa de carga, lo que coincide con la teoría de Boussinesq sobre el bulbo de esfuerzos producidos por un área circular uniformemente cargada.

Con el método del elemento finito se observó la potencialidad del pavimento asfáltico al absorber la mayor parte de las presiones transmitidas por la placa. Esto se comprobó igualmente con las mediciones de las celdas de presión ubicados al nivel del suelo natural, en donde se registraron muy bajos incrementos de presión vertical incluso con la placa de mayor diámetro con la cual los esfuerzos se dejaron sentir a mayor profundidad.

A pesar de las bajas presiones registradas por las celdas de presión, pudo comprobarse la conveniente resolución de estos sensores de cuerda vibrante.

Los módulos de rigidez estáticos de las capas del pavimento y que se obtuvieron mediante la calibración de los modelos numéricos resultaron ser tres veces menos que los dinámicos obtenidos de la prueba de deflectometría de impacto.

Existe cierta diferencia en los resultados de las dos maneras de aplicar la metodología de Odemark, es decir, las dos metodologías para obtener el espesor equivalente. Con el método 1 descrita en el punto 6, se obtienen presiones verticales menores con respecto al método 2. Sin embargo, este primer método es el que arroja mejor aproximación con respecto a lo medido.

Las metodologías que más se ajustan a los medidos son las de Burmister, Odemark (Método 1) y el Método del Elemento Finito. Esto se demuestra con mayor claridad en la sección compensada y en el terraplén de referencia. También se distingue que las metodologías de Fröhlich con $\chi=1$ y Odemark (aplicando la forma 2) arrojan resultados muy similares y ambos métodos sobrestiman las presiones verticales medidas.

Si se comparan los resultados mediante la solución de Fröhlich con $\chi=1$ y $\chi=2$ para suelos estratificados, se observa que la más acertada es la solución de Westergaard (1938) con $\chi \approx 1$ y para un suelo fuertemente estratificado reforzado por estratos horizontales múltiples e indeformables. Así mismos se observó que a mayor valor de " χ " se registran mayores presiones verticales, lo que induce a que se subestimen las rigideces de las capas del pavimento.

Pudo demostrarse que tuvieron mejor estabilidad ante el viento los perfiles de acero en ángulo y longitud suficiente (5 m) como vigas de referencia, en comparación con un perfil más largo y de menor espesor en su pared.

Es importante recalcar que cuando se intenta comparar diversas soluciones para pavimentos exclusivamente con los niveles de deformación medidos en pruebas de campo, se debe tener mucha precaución aun cuando estos tengan la misma estructura del pavimento flexible; Esto es debido a que existen varios factores que afectan tales resultados, las cuales deben tomarse en cuenta para eliminar o minimizar su efecto, o bien considerarlos en la interpretación de los resultados. Dichos factores son entre otros, la magnitud y duración de la carga; las propiedades no lineales de los materiales que conforman los pavimentos; la temperatura y humedad; condición en la que se encuentre el pavimento. Uno de los factores que afectan en gran medida, la magnitud de las deflexiones medidas es la temperatura, por lo que es necesario realizar una investigación tendiente a entender mejor este fenómeno; existen varios intentos en ese sentido, sin embargo, no ha sido posible a la fecha llegar a un consenso. Por otro lado, es indispensable considerar los cambios estacionales en el comportamiento de los pavimentos, particularmente en su cambio de rigidez; lo anterior enfatizando las variaciones de humedad en las capas del pavimento, sobre todo en las subrasantes con materiales finos.

REFERENCIAS

AASHTO T 222-81(2008). Nonrepetitive Static Plate Load Test of Soils and Flexible Pavement Components for Use in Evaluation and Design of Airport and Highway Pavements.

Acum, W. E. A. y Fox, L. (1951). "Computation of Load Stresses in a Three-Layer Elastic System, Geotechnique", Vol. 2, No. 4, p. 293-300.

Ahlin, R. G. y Ulery, H. H. (1962). "Tabulated values for determining the complete pattern of stresses, strains, and deflections beneath a uniform circular load on a homogeneous half space", Highway Research Board, Boletín N° 342, pp. 1-13.

AIRBUS A380 (2005). Aircraft characteristics airport and maintenance planning, datos técnicos de soporte y servicios, Blagnac, Francia.

Arriaga, P. M. y Garnica, A. P. (1998). Diagnóstico de las características superficiales de los pavimentos, publicación técnica No. 111. Instituto Mexicano del Transporte. Sanfandila, Qro.

ASTM D 1196-93 Standard Test Method for non-repetitive static plate load tests of soil and flexible pavement components, for use in evaluation and design of airport and highway pavements.

Auvinet, G., (1979). "Precarga en arcillas del Valle de México", Memoria, del Simposio sobre "Mejoramiento masivo de suelos", Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, pp. 100-102, México, D. F.

Barata, F. E. (1967). "Contribution to a better application and more correct analysis of bearing plate tests", third Pan-American Conf. On Soil Mechanics and Foundation Engineering, Caracas, Venezuela, Enero, pp. 591-612.

Barron, R.A. (1948). "Consolidation of fine-grained soils by drains wells", J. Geotechnical Eng. Div., ASCE 113, 718-742

Biot, M. A. (1937). "Bending of an infinite beam on an elastic foundation, Journal of Applied Mechanics", ASME 59, pp. A1-A7.

Black, W. P. M. (1961). "The calculation of laboratory and in-situ values of California bearing ratio from bearing capacity data", Geotechnique 11, N°. 1, Marzo, pp. 14-21.

Bond, D. (1961). "The influence of size on foundation settlement", Geotechnique 11, N° 2, Junio, pp. 121-143.

Boogert, T. D., Duijnene, P. van y Eekelen, S.J.M. van (2012). Numerical analysis of geosynthetics reinforced piled embankment scale model test, Plaxis Bulletin. Issue 31 Spring 2012.

Boussinesq, J. (1885). Application des potentiels à l'Étude de l'Équilibre et du mouvement des solides élastiques. Gauthier-Villars: París.

Bowles, J. E. (1996). Foundation Analysis and Design, McGraw-Hill International Book Company.

Boyd, W. K., y Foster, C. R. (1950). "Design Curves for Heavy Multiple-Wheel Assemblies, Development of CBR Flexible Pavement Design Methods for Airfields, a Symposium", Transactions, ASCE, Vol. 115, 534.

Burmister, D. (1943). "The General Theory of Stresses and displacements in layered soil systems", In Transportation Research Board (TRB), Washington D.C, EUA.

Burmister, D. M. (1945). "A general theory of stresses and displacements in layered system. I.", J. Appl. Phys., Vol. 16: 89-94.

Burmister, D. M. (1956). "Stress and Displacement Characteristics of a Two-Layer Rigid Base Soil System: Influence Diagrams and Practical Applications", HRB Proc., Vol. 35, p. 773-814.

Capítulo B.2.3 (2015). Pruebas de campo para determinar propiedades de suelos y enrocamientos, Manual de Diseño de Obras Civiles de CFE, México.

Casagrande, L. y Poulos, S. (1969). "On the effectiveness of sand drains", Canadian Geotechnical Journal, 6: 287.

Charyulu, M. K. y Sheeler, J. B. (1968). "Theoretical Stress Distribution in an Elastic Multi-Layered System", Highway Research Record, N°. 228, Publicación 1614, Washington, D.C., pp. 11-17.

Chen, D., Zaman, M., Laguros, J. y Soltani, A. (1995). "Assessment of computer programs for analysis of flexible pavement structure", In Transportation Research Record TRB, Issue 1482, pp. 123-133, Washington D.C, EUA.

Coria, C. A. (2013). Modelo de respuesta estructural multicapa para diseño de pavimentos flexibles UMICH PAV, tesis de maestría, Facultad de Ingeniería Civil UMSNH, Morelia, Michoacán, México.

Coria, C. A. (2014). "Análisis de daño por deformación permanente en pavimentos flexibles mediante metodología empírico mecanicista (MEM) utilizando modelos de deterioro para capas no estabilizadas", 3er. Coloquio de Jóvenes Geotecnistas, SMIG A. C., Ciudad de México.

Corros, M., Urbáez, E. y Corredor, G. (2009). Manual de Evaluación de Pavimentos, Instituto Venezolano del Asfalto (INVEAS), Venezuela.

Covarrubias, S.W. (1972). Diseño óptimo de tratamiento de terrenos blandos con drenes verticales de arena, Instituto de Ingeniería, UNAM, No. 302.

Duncan, J. M. y Chang, C-Y. (1970). "Nonlinear analysis of stress and strain in soils", Soil Mechanics and Foundations Division, Proc. Of the ASCE, N°. SM 5, Proc. 7513, Septiembre, pp. 1629-1653.

EBGEO, 2010 (in German). Empfehlungen für den Entwurf und die Berechnung von Erdkörpern mit Bewehrungen aus Geokunststoffen e EBGEO, vol. 2. German Geotechnical Society, Auflage, ISBN 978-3-433-02950-3. Also available in English: Recommendations for Design and Analysis of Earth Structures using Geosynthetic Reinforcements EBGEO, 2011. ISBN 978-3-433-02983-1 and digital in English ISBN 978-3-433-60093-1.

Espinoza, D. y Li, C. (2013). "The application of a novel design approach for construction over soft soils: The Hybrid Undrained-Drained Model", Workshop TC 214 - Foundations Engineering for Difficult Soft Soils Conditions, Proceedings of the 18th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, September 2-6, 2013 Paris, FRANCE, pp. 2937-2940.

FAA (2009). Airport Pavement Design and Evaluation, Advisory Circular AC 150/5320-6E, Office of Airport Safety and Standards, Washington, DC.

Foster, C.R. y Ahlvin, R.G. (1954). "Stresses and deflections induced by a uniform circular load", In Proceedings Transportation Research Board (TRB), Vol. 33, pp. 467-470, Washington D.C, EUA.

Fox, E. N. (1948). "Computations of traffic stresses in a simple road structure", Proc. 2nd International Conference Soil Mechanics Foundation Engennering, Vol. 2, pp. 236-246.

Ganesalingam D., Sivakugan N., Ameratunga J. & Schweitzer G. (2013). "Load reclamation on soft clays at part of Brisbane", Workshop TC 214 - Foundations Engineering for Difficult Soft Soils Conditions, Proceedings of the 18th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, September 2-6, 2013 Paris, FRANCE, pp. 2941-2944.

Garnica, P. *et. al.* (2013). "Influencia de la temperatura en la determinación de la capacidad estructuras de pavimentos flexibles", 8va. Conferencia de Mezclas Asfálticas, AMAAC, México.

Garnica, P., Gómez J. y Sesma, J. A. (2002). Mecánica de materiales para pavimentos, Publicación Técnica N° 197, Instituto Mexicano del Transporte, Sanfandila, Queretaro, México.

González, D. A. (2016). Caracterización mecánica de escoria volcánica compactada de la Ciudad de México y sus alrededores, Tesis de maestría, Programa de maestría y doctorado en ingeniería, UNAM, México.

Higuera, C. H. (2007). Mecánica de pavimentos, principios básicos, Universidad Pedagógica y Tecnológica de Colombia, Tunja, Boyacá, Colombia.

Hsi, J. P., Carson, D. J. y Lee, C. H. (2013). "Optimisation of bridge approach treatment via staged construction. Workshop TC 206 - Interactive Geotechnical Design", Proceedings of the 18th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, September 2-6, 2013 Paris, FRANCE, pp. 1879-1882.

Huang, Y. H. (1993). *Pavement Analysis and Design*. University of Kentucky. Prentice Hall, inc. U.S.A.

IIUNAM, (2014). *Revisión y evaluación en Geotecnia y Estructuras para resolver la problemática del transporte aéreo en el centro del país*, Informe final del Instituto de Ingeniería, UNAM a Grupo Aeroportuario de la Ciudad de México, S.A. de C.V., México.

Indraratna, B. y Bamunawita, C. (2002). "Soft clay stabilization by mandrel driven geosynthetic vertical drains", *Proceedings of the International Workshop: Foundation engineering in difficult soft soil conditions*, ISSMGE— Technical Committee TC36. (May 23-24, 2002). D.F., Mexico. pp. 102-123.

Islam, M. S. y Yasin, S. J. M. (2013). "Improvement of a clay deposit using prefabricated vertical drains and pre-loading. A case study", *Workshop TC 211 - Ground Improvement. Proceedings of the 18th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, September 2-6, 2013 Paris, FRANCE, pp. 2501-2504.

Jones, A. (1962). "Tables of stresses in three-layer elastic systems", In *Transportation Research Board (TRB)*, No. 342, pp. 176-214, Washington D.C, EUA.

Karunawardena, A. y Toki, M. (2013). "Design and performance of highway embankments constructed over Sri-Lankan peaty soils. Workshop TC 214", *Foundations Engineering for Difficult Soft Soils Conditions*, *Proceedings of the 18th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, September 2-6, 2013 Paris, FRANCE, pp. 2949-2952.

Kirsten, J. F. y Wittorf, N. (2013). "Improvement of a soft clay using rigid inclusions and vertical drains. Workshop TC 211-Ground Improvement", *Proceedings of the 18th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, September 2-6, 2013 Paris, FRANCE, pp. 2513-2516.

Kondner, R. L. (1963a). "Hyperbolic Stress-Strain Response: Cohesive Soils", *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division*, ASCE, Vol. 89, N° SMI, Proc. 3429, pp. 115-143.

Kondner, R. L. y Horner, J. M. (1965). "Triaxial Compression of a Cohesive Soil with Effective Octahedral Stress Control", *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 2, N° 1, pp. 40-52.

Kondner, R. L. y Zelasko, J. S. (1963b). "A hyperbolic Stress-Strain Formulation for Sands", *Proceedings, 2nd Pan-American Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Brazil, Vol I, pp. 289-324.

Kondner, R. L. y Zelasko, J. S. (1963c). "Void Ratio Effects on the Hyperbolic Stress-Strain Response of a Sand", *Laboratory Shear Testing of Soils*, ASTM STP N° 361, Ottawa.

LCPC (1985). *Amélioration des sols de fondation*, LCPC, Ministère de l'urbanisme du logement et des transports, Paris

Marsal, R.J. y Mazari, M. (1969). *El Subsuelo de la Ciudad de México*, Publicación UNAM.

- Marston, A. y Anderson, A. O. (1913). The theory of load on pipes ditches and test of cement and clay drain tile and sewers pipes, Iowa Engineering Experiment Station Ames, Bull., 31.
- McLeod, N. W. (1956). "Flexible pavements thickness requirements", Proc. Association of Asphalt Paving Technologists, Vol. 25.
- Mendoza, M. J. (2007). Comportamiento y diseño de cimentaciones profundas en la ciudad de México, SMIG A. C., México.
- Mendoza, M. J. y González, D.A. (2016). "Resistencia y deformabilidad de tezontles de la Ciudad de México y sus alrededores", Memorias XXVIII RNIG, SMIG, Mérida.
- Mendoza, M. J., Mendoza, S. A., Rufiar, M., López, F. D. y García, D. (2016). "Enfoques analíticos para el diseño de terraplenes estructurales piloteados", Memorias XXVIII Reunión Nacional de Ingeniería Geotécnica, SMIG A.C., Mérida Yucatán, México.
- Nascimento, V. y Simoes, A. (1957). "Relation between CBR and modulus of strength", Proc. 4th Int. Conf. On Soil Mechanics and Foundation Engineering, Londres, pp. 166-168.
- Odemark, N. (1949). Investigations as to the elastic properties of soil and design of pavements according to the theory of elasticity, Meddelande 77, Statens Vaginstitut; Stockholm, Sweden. (Traducido al inglés por A. Ioannides en 1989).
- Otálvaro, I. F. y Nanclares, F. J. (2009). Elementos para obtener el módulo de reacción de subrasante, Revista Dyna, año 76, N°. 157, Medellín Colombia. Pp. 81-89.
- Packard, R. C. (1973). Design of Concrete Airport Pavement, Engineering Bulletin, Portland Cement Association, Skokie, Illinois (reprinted 1995).
- Palmer, L.A y Barber, E.S (1940). "Soil displacement under a circular loaded area", Proceedings Transportation Research Board (TRB), No. 20, pp. 279-286, Washington D.C, EUA.
- Parsa-Pajouh, A., Fatahi. H. y Khabbaz, B. (2013). "Numerical analysis to quantify the influence of smear zone characteristics on preloading design in soft clay", Workshop TC 211 - Ground Improvement, Proceedings of the 18th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, September 2-6, 2013 Paris, FRANCE, pp. 2573-2576.
- Peattie, K. R. (1962). "Stress and strain factors for three layer elastic systems", In Transportation Research Board (TRB), No. 342, pp. 215-253, Washington D.C, EUA.
- Peattie, K. R., y Jones, A. (1962). "Surface Deflections of Road Structures", Symposium on Road Tests for Pavement Design; Proc,; Lisbon.
- Pemex (1974). Diseño y Control de procedimientos de consolidación acelerada de suelos blandos, Norma elaborada por el Instituto de Ingeniería de la UNAM (G. Auvinet)

Raad, L. y Marhamo, L. (1991). "Evaluation of Two Layer Pavements Using Dimensional Analysis", Transportation Research Record TRB, Issue 1307, pp. 99-110, Washington D.C, EUA.

Recordon, E. (1957). "Determination of soil characteristics necessary for foundation calculations on elastic soils", Proc. 4th Int. Conf. On Soil Mechanics and Foundation Engineering, Enero, Londres, pp. 414-418.

Rico, A. y Del castillo, H. (2003). La ingeniería de suelos en las vías terrestres, editorial Limusa, S.A. de C. V., Vol. 2, México.

Rodríguez, J. F. (2010). Modelado del comportamiento de pilotes e inclusiones sometidos a consolidación regional, en la zona lacustre de la Ciudad de México, Tesis de maestría, Programa de maestría y doctorado en ingeniería, UNAM, México.

Sosa, G. R. (1974). "Pavimentos sobre suelos expansibles" VII Reunión Nacional de Mecánica de Suelos, Sesión Especial N°. 1: Pavimentos, Guadalajara, SMMS, Jalisco, México.

Sosa, G. R. (1978). "Sección estructural de las obras viales" IX Reunión Nacional de Mecánica de Suelos, SMMS, Mérida, Yucatán, México.

Stamatopoulos, A.C y Kotzias, P.C. (1985). Soil improvement by preloading, Wiley series in geotechnical engineering, Universidad de Michigan, Vol. 13.

Terzaghi, K. (1943). Theoretical Soil Mechanics, John Wiley and Sons, New York, USA, 510 pp.

Terzaghi, K.V. (1955). "Evaluation of coefficient of subgrade reaction", Geotechnique 5, N° 4, Diciembre, pp. 297-326.

Tschebotarioff, G. P. (1951). Soil Mechanics Foundations and Earth Structures, McGraw-Hill Book Co., Nueva York, pp. 655.

Tulebekov, K. y Brill, D. R. (2014). "Correlation between Subgrade Reaction Modulus and CBR for Airport Pavement Subgrades", T&DI Congress, ASCE, pp. 813-822.

Van Eekelen, S.J.M (2015). Basal Reinforced Piled Embankments, Tesis Doctoral, Technische Universiteit Delft, Netherlands, CPI-Koninklijke Wörmann.

Van Eekelen, S.J.M y Venmans, A.A.M. (2010). "Piled embankments in the Netherlands; how to decide, how to design", New Techniques on Soft Soil, Márcio Almeida, editor, Ed. Oficina de Textos, pp 251-258.

Velázquez, A. (2006). Análisis estático y dinámico de vigas de cimentación asentadas en suelo modelado como medio continuo tipo Winkler. Desarrollo del sistema computacional para análisis y diseño de parillas de cimentación Parwin, Tesis de Maestría, FI UNAM, México.

Verstraeten, J. (1967). "Stresses and displacements in elastic layered systems", Proceedings 2nd. Int. Conference Struct. Design of Asphalt Pavements, Universidad de Michigan, pp. 277-290.

Vesic, A. B. (1961a). "Bending of beams resting on isotropic elastic solid", Journal of the Engineering Mechanics Division, ASCE 87, N° EM 2, Abril, pp. 35-53.

Vesic, A. B. (1961b). "Beams on elastic subgrade and Winkler's hypothesis", Proc. 5th Int. Conf. On Soil Mechanics and Foundation Engineering, Paris, pp. 845-850.

Westergaard, H. M. (1938). "A Problem of Elasticity Suggested by a Problem in Soil Mechanics: Soft Material Reinforced by Numerous Strong Horizontal Sheets", Contributions to the Mechanics of Solids, Dedicated to Stephen Timoshenko, pp. 268-277, MacMillan, New York.

Winkler, E. (1867). Die Lehre von der Elastizität und Festigkeit, H. Dominicus, Prague.

Yoder, E. J. y Witczak, M. (1975). Principles of pavement design, Second edition, John Wiley y Sons, Nueva York, EUA.

Yong, R. N. Y. (1960). "A study of settlement characteristics of model footing son silt", Proc. 1st Pan-American Conf. On Soil Mechanics and Foundation Engineering, México, D.F., pp. 492-513.

Zaeske, D., 2001. Zur Wirkungsweise von unbewehrten und bewehrten mineralischen Tragschichten über pfahlartigen Gründungselementen. Schriftenreihe Geotechnik, Uni Kassel, Heft 10, February 2001 (in German).

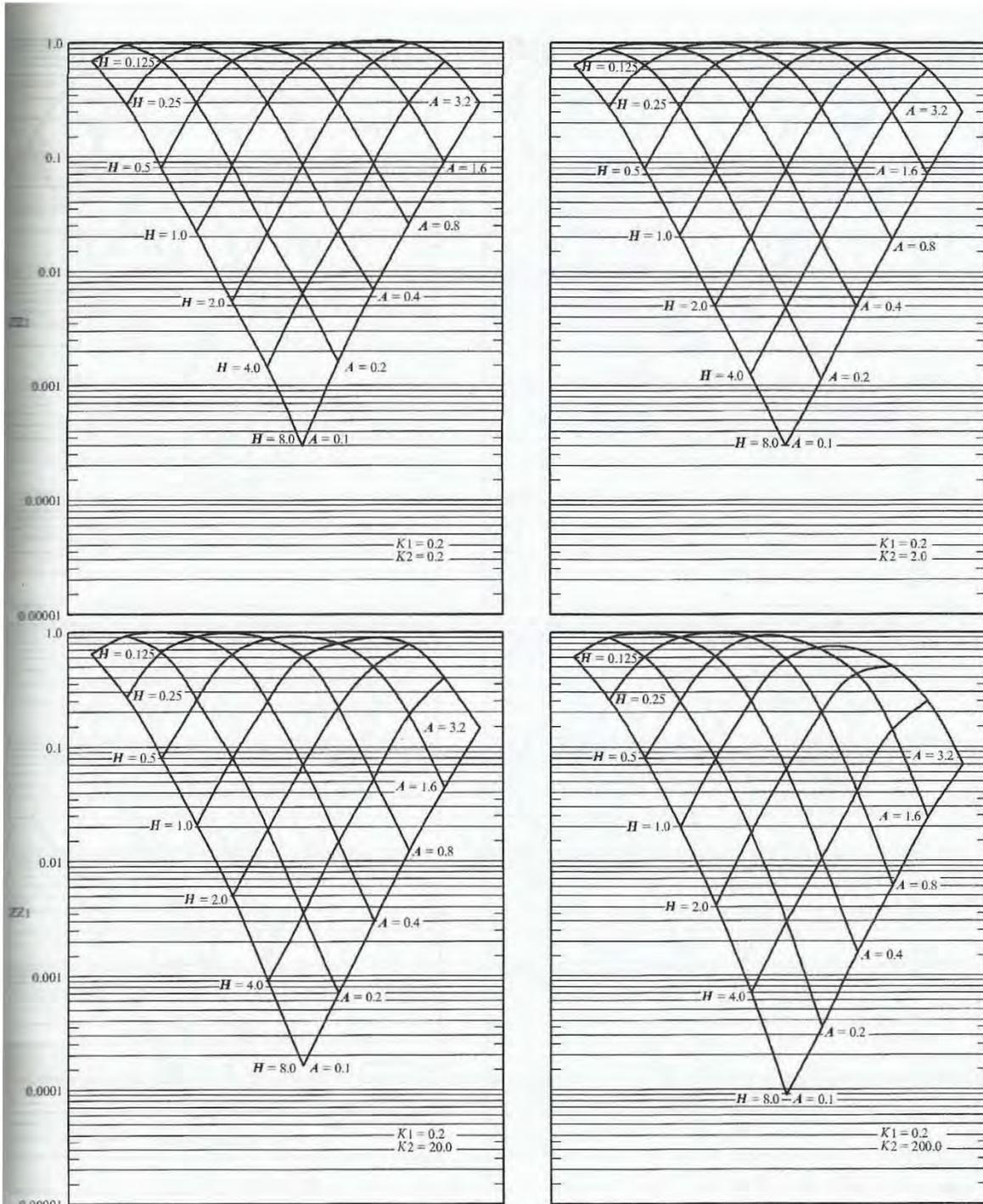
Zeevaert, L. (1983). Foundation Engineering for Difficult Subsoil Conditions, Segunda edición, Van Nostrand Reinhold, New York.

Zimmermann, H. (1888). Die Berechnung des Eisenbahn Oberbaues. (Cálculo de superestructuras de vías de ferrocarril). Berlín.

ANEXOS

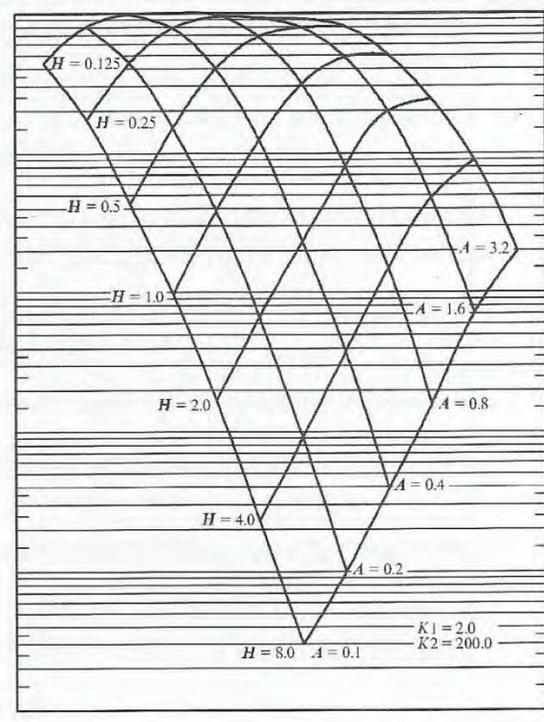
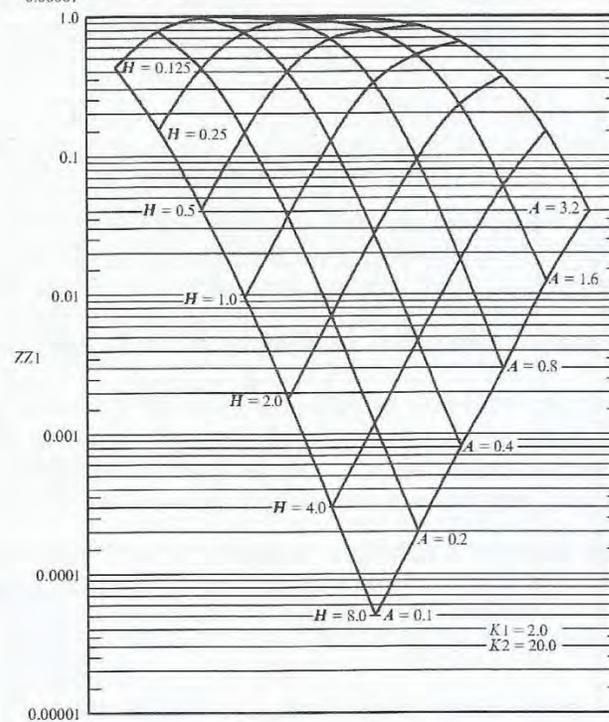
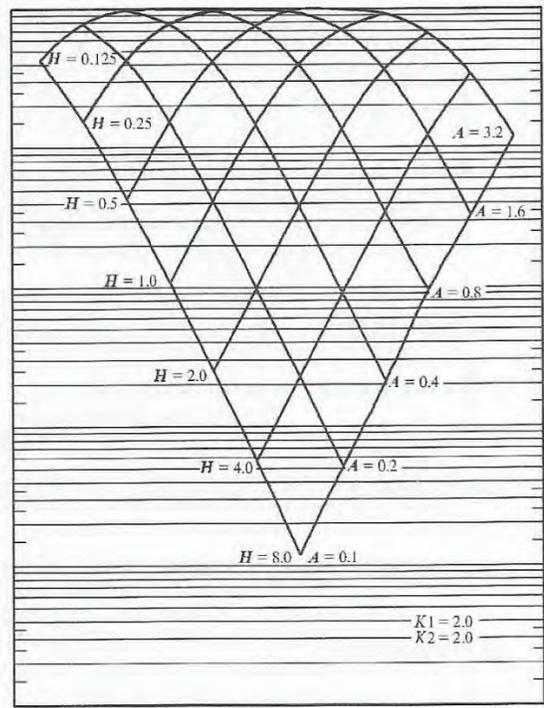
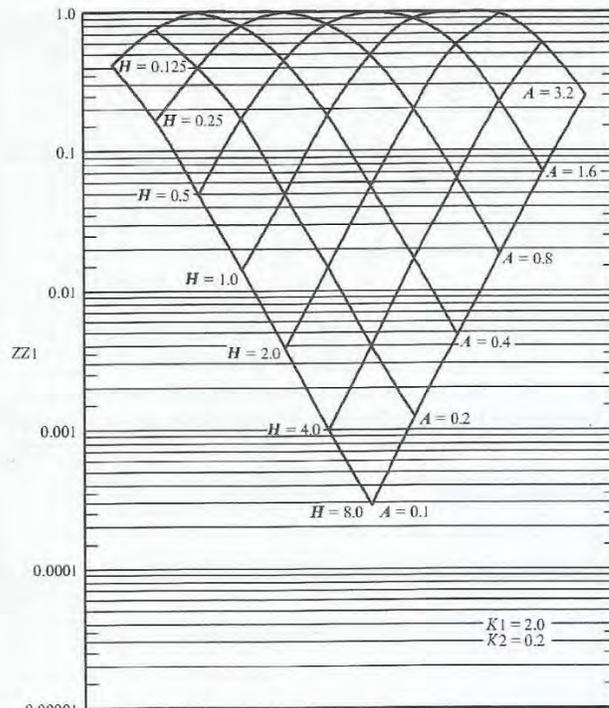
A.1 Curvas de Pettie (1962) para el cálculo de esfuerzos verticales.

A.1.1 Esfuerzo vertical, ZZ1, $k_1=0.2$, $k_2=0.2$ a 200.



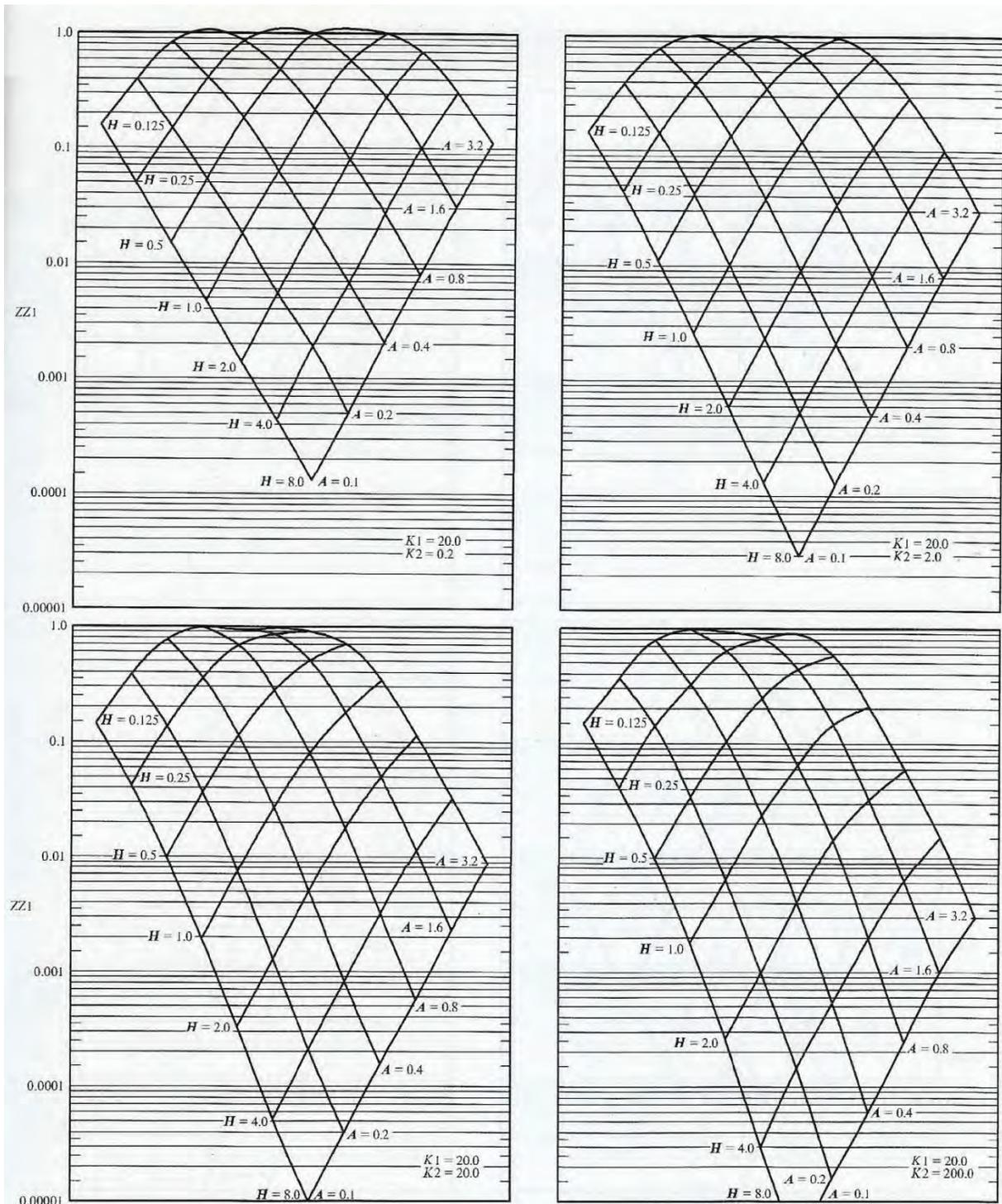
Fuente: YODER, Eldon Joseph y WITCZAK, Matthew. Principles of pavement design. Second edition. John Wiley & Sons. New York, 1975. p. 48-49.

A.1.2 Esfuerzo vertical, ZZ1, $K_1=2.0$, $K_2=0.2$ a 200.



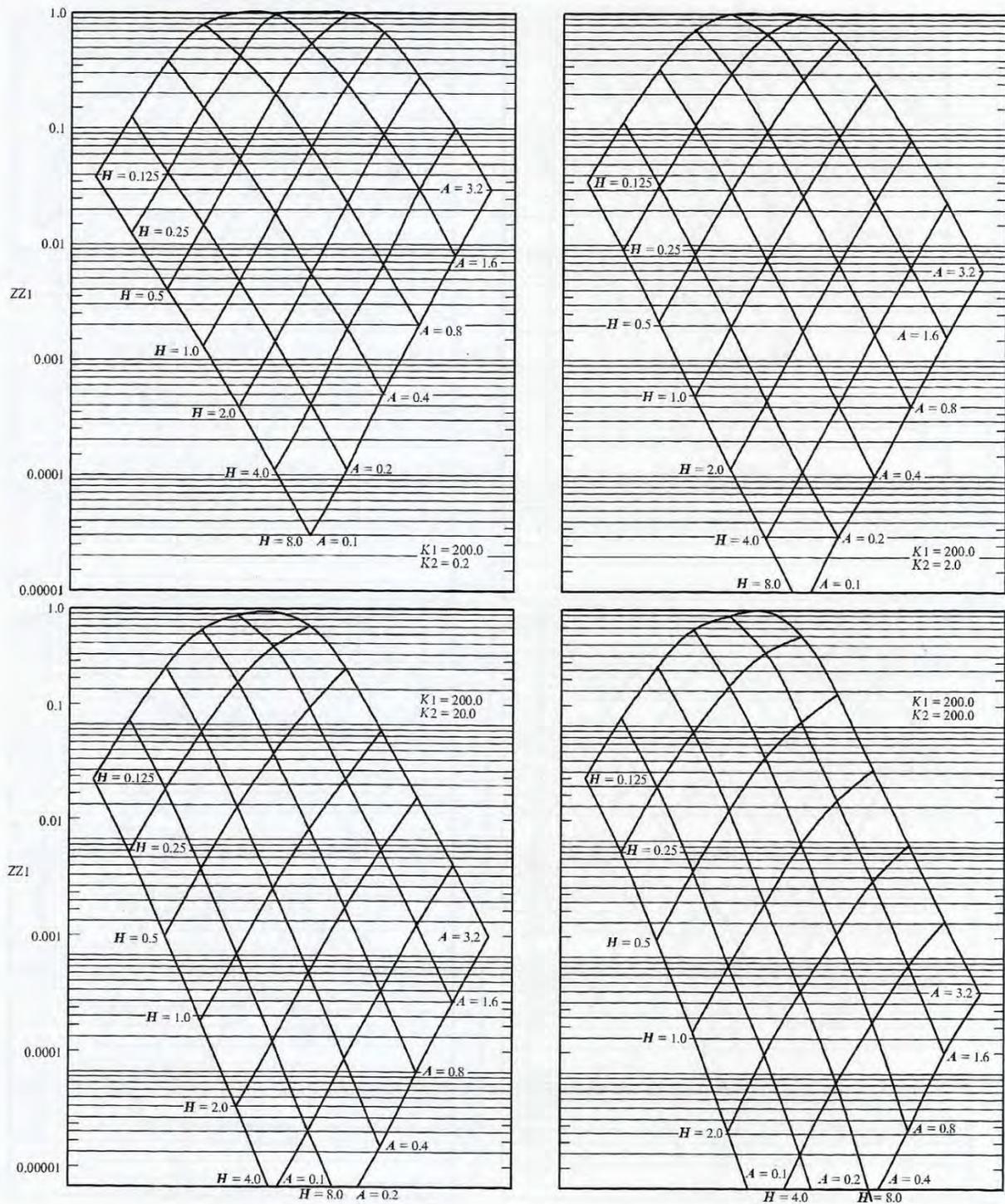
Fuente: YODER, Eldon Joseph y WITCZAK, Matthew. Principles of pavement design. Second edition. John Wiley & Sons. New York, 1975. p. 50 – 51.

A.1.3 Esfuerzo vertical, ZZ1, $K_1=20.0$, $K_2=0.2$ a 200.



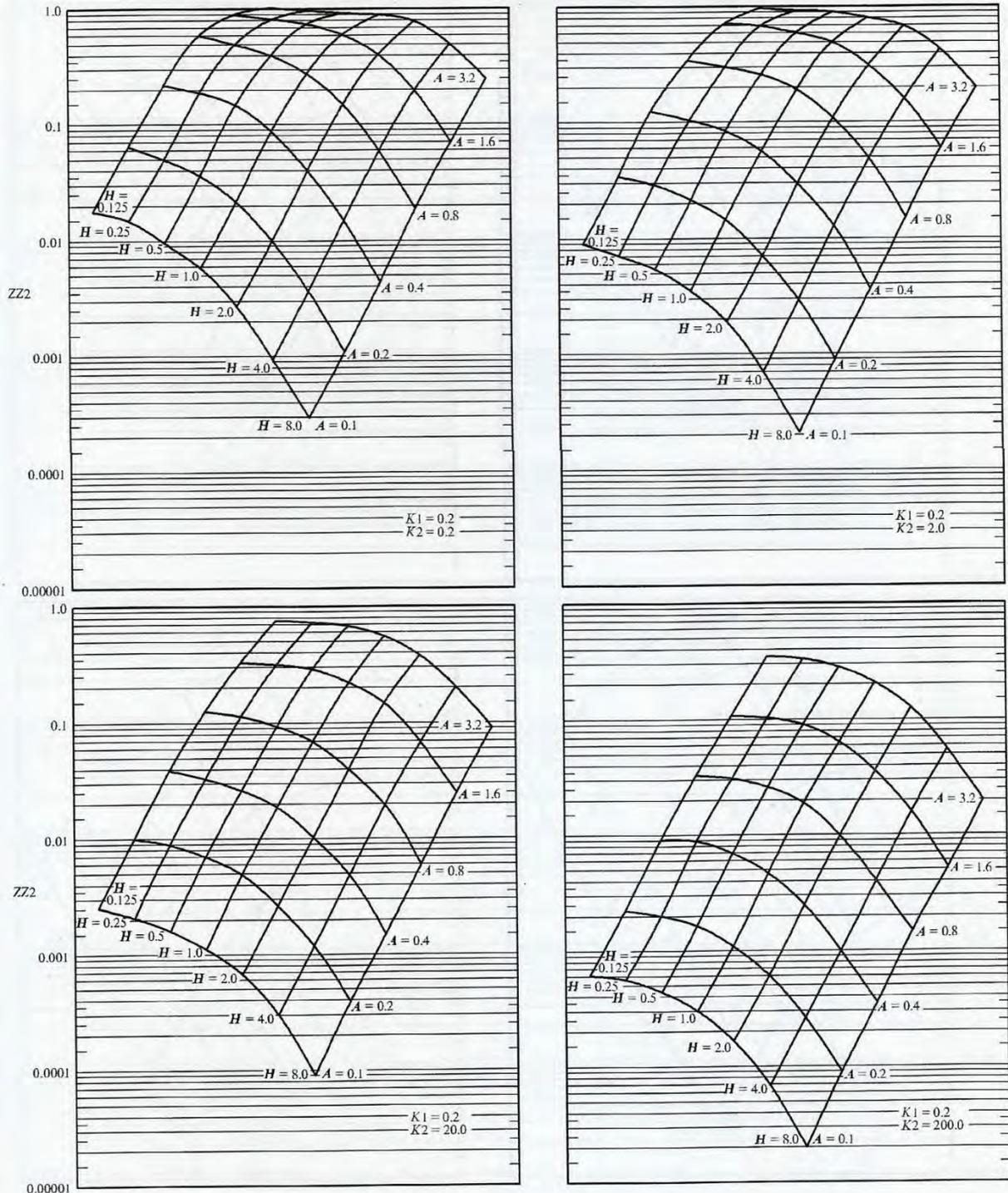
Fuente. YODER, Eldon Joseph y WITCZAK, Matthew. Principles of pavement design. Second edition. John Wiley & Sons. New York, 1975. p. 52-53.

A.1.4 Esfuerzo vertical, ZZ1, $K_1=200.0$, $K_2=0.2$ a 200 .



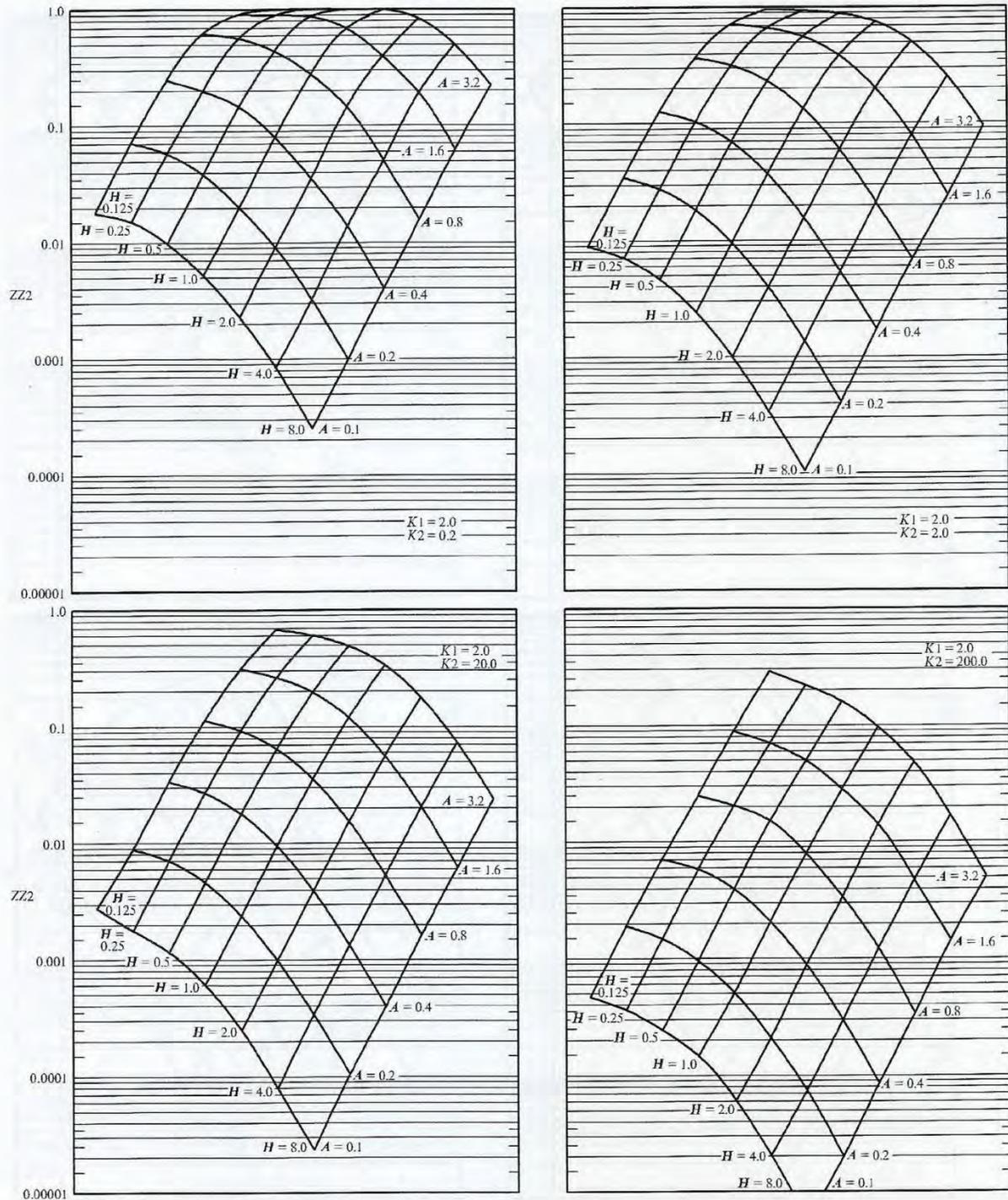
Fuente: YODER, Eldon Joseph y WITCZAK, Matthew. Principles of pavement design. Second edition. John Wiley & Sons. New York, 1975. p. 54-55.

A.1.5 Esfuerzo vertical, ZZ2, $K_1=0.2$, $K_2=0.2$ a 200.



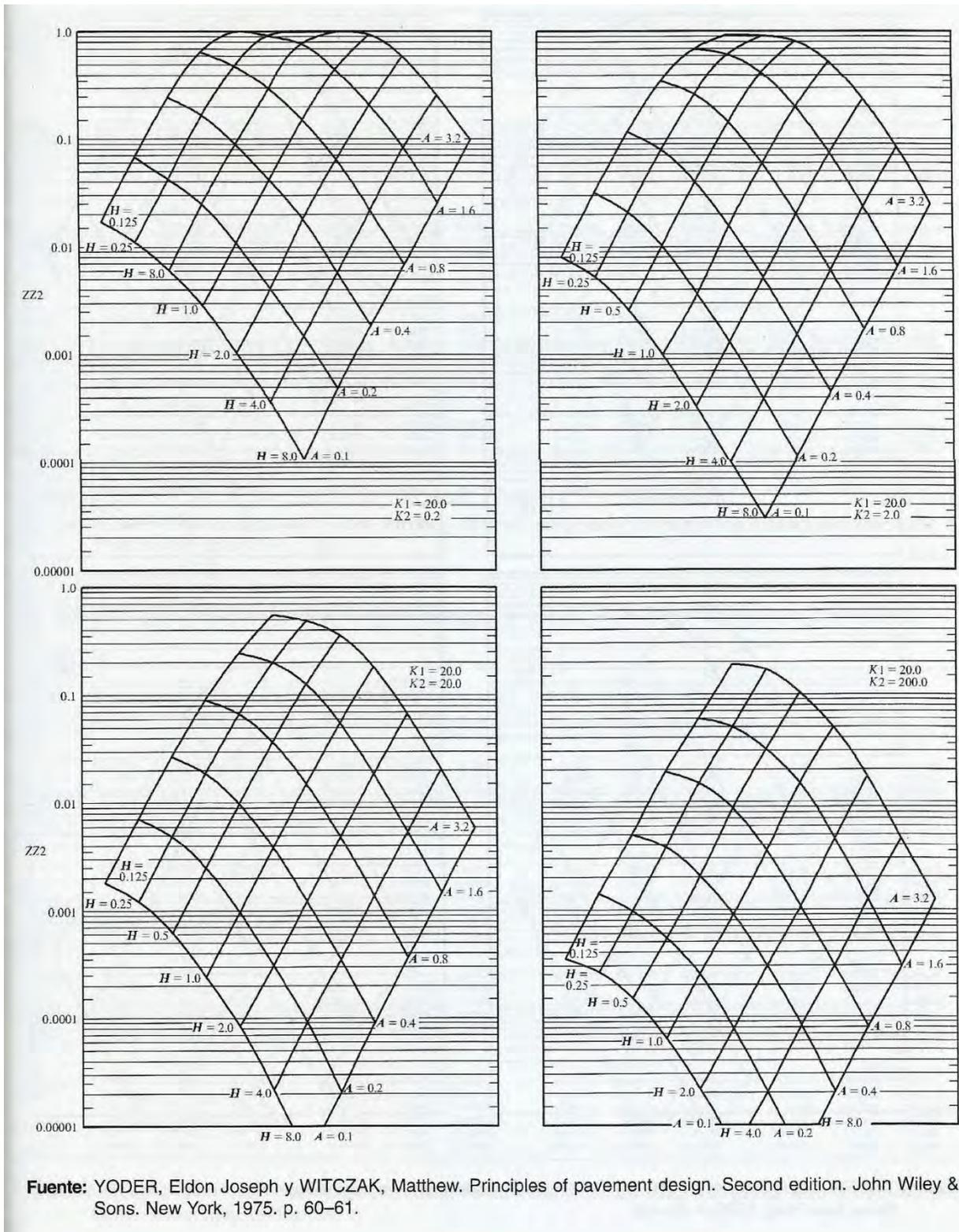
Fuente: YODER, Eldon Joseph y WITCZAK, Matthew. Principles of pavement design. Second edition. John Wiley & Sons. Nueva York, 1975. p. 56-57.

A.1.6 Esfuerzo vertical, ZZ2, $K_1=2.0$, $K_2=0.2$ a 200.

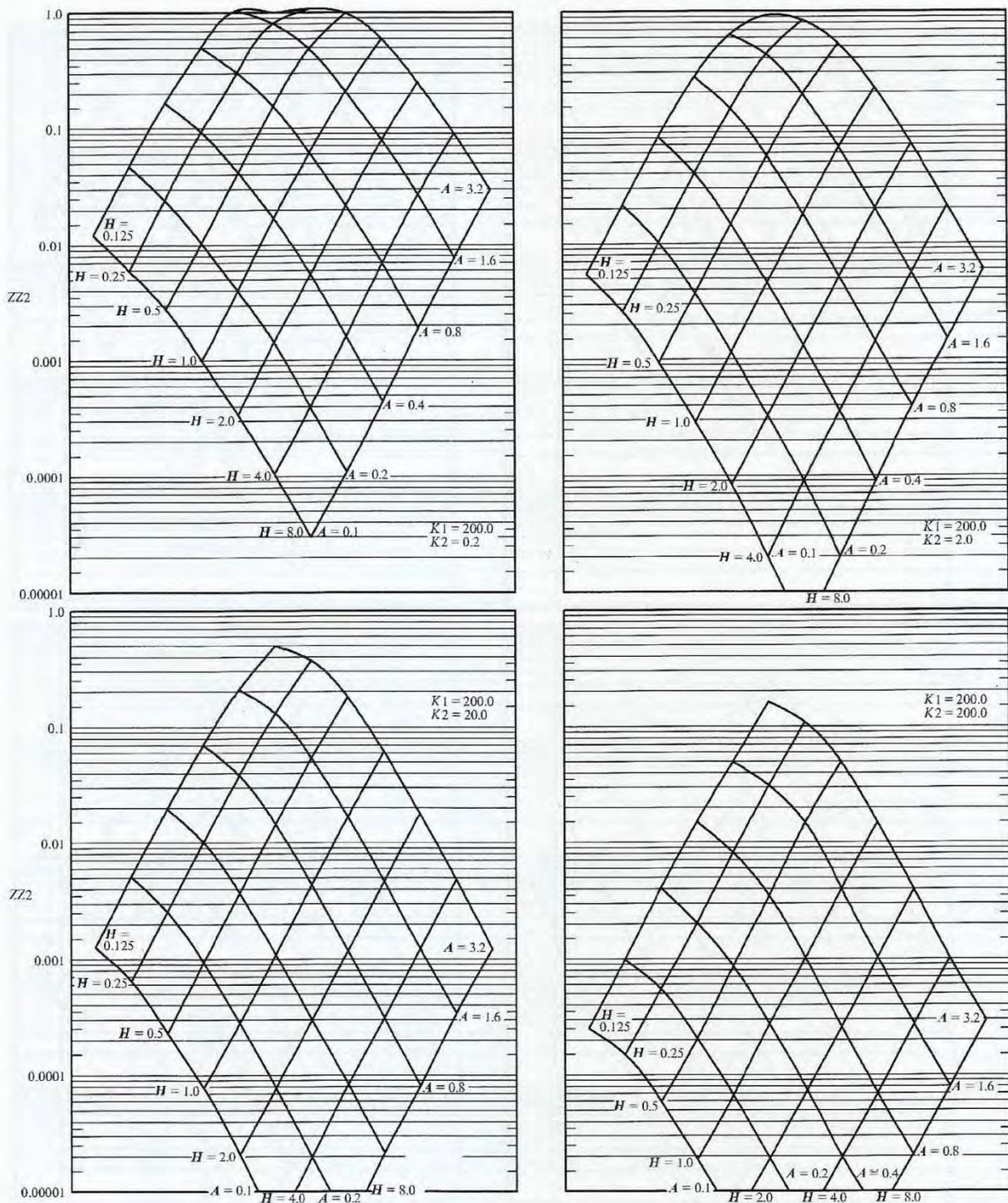


Fuente: YODER, Eldon Joseph y WITCZAK, Matthew. Principles of pavement design. Second edition. John Wiley & Sons. New York, 1975. p. 58-59.

A.1.7 Esfuerzo vertical, ZZ2, $K_1=20.0$, $K_2=0.2$ a 200.0 .



A.1.8 Esfuerzo vertical, ZZ2, $K_1=200.0$, $K_2=0.2$ a 200 .



Fuente: YODER, Eldon Joseph y WITCZAK, Matthew. Principles of pavement design. Second edition. John Wiley & Sons. New York, 1975. p. 62-63.

A.2 Factores de esfuerzo tricapa según Jones (1962).

A.2.1 Factores de esfuerzo tricapa. H=0.125, K1=2.0 a 200, K2=2.0 a 200.

a _i	H = 0.125 k ₁ = 0.2			H = 0.125 k ₁ = 2.0			H = 0.125 k ₁ = 20.0			H = 0.125 k ₁ = 200.0		
	(ZZ1 - RR1)	(ZZ2 - RR2)	(ZZ2 - RR3)	(ZZ1 - RR1)	(ZZ2 - RR2)	(ZZ2 - RR3)	(ZZ1 - RR1)	(ZZ2 - RR2)	(ZZ2 - RR3)	(ZZ1 - RR1)	(ZZ2 - RR2)	(ZZ2 - RR3)
	k ₂ = 0.2			k ₂ = 0.2			k ₂ = 0.2			k ₂ = 0.2		
0.1	0.12438	0.00332	0.01659	0.71614	0.00350	0.01750	1.80805	0.00322	0.01611	2.87564	0.00201	0.01005
0.2	0.13546	0.01278	0.06391	1.01561	0.01348	0.06741	3.75440	0.01249	0.06244	7.44285	0.00788	0.03940
0.4	0.10428	0.04430	0.22150	0.83924	0.04669	0.23346	5.11847	0.04421	0.22105	15.41025	0.02913	0.14566
0.8	0.09011	0.10975	0.54877	0.63961	0.11484	0.57418	3.38600	0.11468	0.57342	9.70261	0.08714	0.43568
1.6	0.08777	0.13755	0.68777	0.65723	0.13726	0.69630	1.81603	0.13687	0.68436	7.02390	0.13705	0.68524
3.2	0.04129	0.10147	0.50736	0.38165	0.09467	0.47335	1.75101	0.07578	0.37890	2.35459	0.06584	0.32971
0.1	0.12285	0.01693	0.00846	0.70622	0.01716	0.00858	1.81178	0.01542	0.00771	3.02259	0.00969	0.00485
0.2	0.12946	0.06558	0.03279	0.97956	0.06647	0.03324	3.76886	0.06003	0.03002	8.02452	0.03812	0.01906
0.4	0.08115	0.23257	0.11629	0.70970	0.23531	0.11766	5.16717	0.21640	0.10820	17.64175	0.14286	0.07143
0.8	0.01823	0.62863	0.31432	0.22319	0.63003	0.31501	3.43631	0.60493	0.30247	27.27701	0.45208	0.22604
1.6	-0.04136	0.98754	0.49377	-0.19962	0.97707	0.48853	1.15211	0.97148	0.48573	23.38638	0.90861	0.45430
3.2	-0.03804	0.82102	0.41051	-0.28916	0.84030	0.42015	-0.06894	0.88358	0.44179	11.87014	0.91469	0.45735
0.1	0.12032	0.03667	0.00183	0.69332	0.03467	0.00173	1.80664	0.02985	0.00149	3.17763	0.01980	0.00099
0.2	0.11787	0.14338	0.00717	0.92086	0.13541	0.00677	3.74573	0.11697	0.00585	8.66097	0.07827	0.00391
0.4	0.03474	0.52691	0.02635	0.46583	0.49523	0.02476	5.05489	0.43263	0.02163	20.12259	0.29887	0.01494
0.8	-0.14872	1.61727	0.08086	-0.66535	1.49612	0.07481	2.92533	1.33736	0.06687	36.29943	1.01694	0.05085
1.6	-0.50533	3.58944	0.17947	-2.82859	3.28512	0.16426	-1.27093	2.99215	0.14961	49.40857	2.64313	0.13216
3.2	-0.80900	5.15409	0.25770	-5.27906	5.05952	0.25298	-7.35384	5.06489	0.25324	57.84389	4.89995	0.24495
0.1	0.11720	0.05413	0.00027	0.67488	0.04848	0.00024	1.78941	0.04010	0.00020	3.29867	0.02809	0.00014
0.2	0.10495	0.21314	0.00170	0.85397	0.19043	0.00095	3.68097	0.15781	0.00079	9.02669	0.11136	0.00056
0.4	-0.01709	0.80400	0.00402	0.21165	0.71221	0.00356	4.80711	0.59391	0.00257	21.56482	0.43035	0.00215
0.8	-0.34427	2.67934	0.01340	-1.65954	2.32652	0.01163	1.90825	1.95709	0.00679	41.88973	1.59070	0.00765
1.6	-1.21139	7.35978	0.03680	-6.47707	6.28638	0.03133	-5.28803	5.25110	0.02626	69.63157	4.56707	0.02284
3.2	-2.89262	16.22830	0.08114	-16.67376	14.25621	0.07128	-21.52546	12.45058	0.06225	120.95931	11.42045	0.05710

Fuente: YODER, Eldon Joseph y WITCZAK, Matthew. Principles of pavement design. Segunda edición. John Wiley & Sons. Nueva York, 1975. p. 64.

Cuadro 10b. Factores de esfuerzo tricapa. H = 0.25, k₁ = 2.0 a 200.0, k₂ = 2.0 a 200.0.

a _i	H = 0.25 k ₁ = 0.2			H = 0.25 k ₁ = 2.0			H = 0.25 k ₁ = 20.0			H = 0.25 k ₁ = 200.0		
	(ZZ1 - RR1)	(ZZ2 - RR2)	(ZZ2 - RR3)	(ZZ1 - RR1)	(ZZ2 - RR2)	(ZZ2 - RR3)	(ZZ1 - RR1)	(ZZ2 - RR2)	(ZZ2 - RR3)	(ZZ1 - RR1)	(ZZ2 - RR2)	(ZZ2 - RR3)
	k ₂ = 0.2			k ₂ = 0.2			k ₂ = 0.2			k ₂ = 0.2		
0.1	0.05598	0.00274	0.01370	0.28658	0.00277	0.01384	0.61450	0.00202	0.01011	0.86644	0.00090	0.00451
0.2	0.12628	0.01060	0.05302	1.72176	0.01075	0.05377	1.76675	0.00793	0.03964	2.71354	0.00357	0.01784
0.4	0.14219	0.03744	0.18722	0.03476	0.03842	0.19211	3.59650	0.02931	0.14653	6.83021	0.01365	0.06824
0.8	0.12300	0.09839	0.49196	0.88833	0.10337	0.51687	4.58845	0.08771	0.43854	13.19664	0.04624	0.23118
1.6	0.10534	0.13917	0.69586	0.66438	0.14102	0.70510	2.31165	0.14039	0.70194	13.79134	0.10591	0.52955
3.2	0.05063	0.11114	0.55569	0.41530	0.06804	0.49020	1.24415	0.07587	0.37934	2.72901	0.08608	0.43037
0.1	0.05477	0.01409	0.00704	0.28362	0.01353	0.00677	0.63215	0.00962	0.00481	0.96553	0.00407	0.00203
0.2	0.12136	0.05484	0.02742	0.70225	0.05278	0.02639	1.83766	0.03781	0.01891	3.10763	0.01611	0.00806
0.4	0.12390	0.19780	0.06990	0.96854	0.19178	0.09589	3.86779	0.14159	0.07079	8.37852	0.06221	0.03110
0.8	0.06482	0.59039	0.28019	0.68885	0.55211	0.27605	5.50796	0.44710	0.22355	18.95534	0.21860	0.10930
1.6	-0.00519	0.96218	0.48108	0.17331	0.95080	0.47540	4.24281	0.90115	0.45058	31.18909	0.58553	0.29277
3.2	-0.02216	0.87221	0.43610	-0.05691	0.89390	0.44695	1.97494	0.93254	0.46627	28.96500	0.89191	0.44595
0.1	0.05192	0.03116	0.00156	0.27580	0.02728	0.00136	0.65003	0.01930	0.00095	1.08738	0.00861	0.00043
0.2	0.11209	0.12227	0.00911	0.67115	0.10710	0.00536	1.90693	0.07623	0.00381	3.59448	0.03421	0.00171
0.4	0.08622	0.45504	0.02275	0.84462	0.39919	0.01996	4.13976	0.26072	0.01454	10.30923	0.13365	0.00668
0.8	-0.07351	1.44285	0.07214	0.21951	1.28565	0.06328	6.48948	0.98565	0.04928	26.41442	0.49135	0.02457
1.6	-0.40234	3.37001	0.16950	-1.22411	2.94860	0.14743	6.95639	2.55231	0.12762	67.46409	1.53883	0.07692
3.2	-0.71901	5.10060	0.25603	-3.04320	4.89878	0.24494	6.06854	4.76234	0.23612	99.29034	3.60954	0.18048
0.1	0.04956	0.04704	0.00024	0.26776	0.03814	0.00019	0.65732	0.02711	0.00014	1.19099	0.01311	0.00007
0.2	0.10066	0.18557	0.00093	0.63873	0.15040	0.00075	1.93764	0.10741	0.00054	4.00968	0.05223	0.00028
0.4	-0.04248	0.70524	0.00353	0.71620	0.57046	0.00285	4.26004	0.40459	0.00207	11.96405	0.20551	0.00103
0.8	-0.24071	2.40585	0.01203	-0.28250	1.92636	0.00963	6.94871	1.48947	0.00735	32.97364	0.77584	0.00588
1.6	-1.00743	6.82481	0.03412	-3.09855	5.35936	0.02680	8.55770	4.36521	0.02183	82.77997	2.63962	0.01320
3.2	-2.54264	15.45931	0.07730	-9.18214	12.64318	0.06322	10.63614	10.93570	0.05488	189.37439	7.60287	0.03801

Fuente: YODER, Eldon Joseph y WITCZAK, Matthew. Principles of pavement design. Segunda edición. John Wiley & Sons. Nueva York, 1975. p. 65.

A.2.2 Factores de esfuerzo tricapa. $H=0.5$, $K_1=2.0$ a 200, $K_2=2.0$ a 200.

a_1	$H = 0.5$ $k_1 = 0.2$			$H = 0.5$ $k_1 = 2.0$			$H = 0.5$ $k_1 = 20.0$			$H = 0.5$ $k_1 = 200.0$		
	(ZZ1 - RR1)	(ZZ2 - RR2)	(ZZ2 - RR3)	(ZZ1 - RR1)	(ZZ2 - RR2)	(ZZ2 - RR3)	(ZZ1 - RR1)	(ZZ2 - RR2)	(ZZ2 - RR3)	(ZZ1 - RR1)	(ZZ2 - RR2)	(ZZ2 - RR3)
	$k_2 = 0.2$			$k_2 = 0.2$			$k_2 = 0.2$			$k_2 = 0.2$		
0.1	0.01705	0.00206	0.01030	0.08398	0.00181	0.00906	0.16526	0.00098	0.00488	0.22388	0.00033	0.00163
0.2	0.05724	0.00804	0.04020	0.28904	0.00711	0.03554	0.58918	0.00386	0.01929	0.81903	0.00130	0.00648
0.4	0.13089	0.02924	0.14622	0.72313	0.02634	0.13172	1.86749	0.01474	0.07369	2.52558	0.00506	0.02529
0.8	0.15514	0.08369	0.41843	1.03603	0.07992	0.39962	3.23121	0.04967	0.24834	6.11429	0.01844	0.09221
1.6	0.13250	0.13729	0.68647	0.83475	0.13973	0.69863	3.54853	0.11279	0.56395	10.82705	0.05399	0.26993
3.2	0.06976	0.12674	0.63371	0.45119	0.10667	0.53336	1.27334	0.09527	0.47637	9.34212	0.08624	0.43121
0.1	0.01617	0.01074	0.00537	0.08250	0.00878	0.00439	0.17997	0.00440	0.00220	0.26620	0.00128	0.00064
0.2	0.05375	0.04206	0.02103	0.28318	0.03454	0.01727	0.64779	0.01744	0.00872	0.98772	0.00500	0.00254
0.4	0.11770	0.15534	0.07767	0.70119	0.12954	0.06477	1.89817	0.06722	0.03361	3.19580	0.01996	0.00998
0.8	0.11252	0.47045	0.23523	0.96681	0.41187	0.20594	4.09592	0.23476	0.11738	8.71973	0.07434	0.03717
1.6	0.04897	0.90072	0.45036	0.70728	0.85930	0.42965	6.22002	0.62046	0.31023	20.15765	0.23838	0.11919
3.2	0.1380	0.94385	0.47912	0.33878	0.96353	0.48176	5.41828	0.93831	0.46916	34.25229	0.54931	0.27486
0.1	0.01439	0.02415	0.00121	0.08044	0.01778	0.00089	0.19872	0.00911	0.00046	0.31847	0.00257	0.00013
0.2	0.04689	0.09519	0.00476	0.27574	0.07027	0.00351	0.72264	0.03620	0.00181	1.19598	0.01025	0.00051
0.4	0.09018	0.38008	0.01800	0.67174	0.28817	0.01341	2.19520	0.14116	0.00706	1.02732	0.04047	0.00202
0.8	0.01260	1.19151	0.05958	0.86191	0.91188	0.04558	5.24726	0.51585	0.02579	12.00885	0.15452	0.00773
1.6	-0.24336	2.95409	0.14770	0.39588	2.38377	0.11919	10.30212	1.59341	0.07967	32.77028	0.53836	0.02692
3.2	-0.53220	4.86789	0.24339	-0.41078	4.47022	0.22351	16.38520	3.69109	0.18455	77.62943	1.58409	0.07820
0.1	0.01243	0.03682	0.00018	0.07864	0.02515	0.00013	0.21440	0.01355	0.00007	0.37065	0.00387	0.00002
0.2	0.03912	0.14576	0.00073	0.26853	0.09968	0.00050	0.78493	0.05395	0.00027	1.40493	0.01544	0.00008
0.4	0.06006	0.56051	0.00280	0.64303	0.38497	0.00192	2.44430	0.21195	0.00126	4.86215	0.06118	0.00031
0.8	-0.10447	1.96771	0.00984	0.74947	1.36766	0.00684	6.23424	0.79588	0.00398	15.33902	0.23698	0.00118
1.6	-0.67154	5.77669	0.02888	-0.02761	4.08937	0.02045	14.11490	2.67578	0.01338	45.93954	0.86345	0.00432
3.2	-1.86126	13.63423	0.06817	-1.88545	10.25631	0.05128	29.95815	7.61457	0.03807	128.13051	2.80877	0.01404

Fuente: YODER, Eldon Joseph y WITCZAK, Matthew. Principles of pavement design. Segunda edición. John Wiley & Sons. Nueva York, 1975. p. 66.

Cuadro 10d. Factores de esfuerzo tricapa. $H = 1.0$, $k_1 = 2.0$ a 200.0, $k_2 = 2.0$ a 200.0.

a_1	$H = 1.0$ $k_1 = 0.2$			$H = 1.0$ $k_1 = 2.0$			$H = 1.0$ $k_1 = 20.0$			$H = 1.0$ $k_1 = 200.0$		
	(ZZ1 - RR1)	(ZZ2 - RR2)	(ZZ2 - RR3)	(ZZ1 - RR1)	(ZZ2 - RR2)	(ZZ2 - RR3)	(ZZ1 - RR1)	(ZZ2 - RR2)	(ZZ2 - RR3)	(ZZ1 - RR1)	(ZZ2 - RR2)	(ZZ2 - RR3)
	$k_2 = 0.2$			$k_2 = 0.2$			$k_2 = 0.2$			$k_2 = 0.2$		
0.1	0.00464	0.00128	0.00638	0.02186	0.00096	0.00478	0.04050	0.00039	0.00195	0.05507	0.00010	0.00051
0.2	0.01773	0.00503	0.02515	0.08396	0.00378	0.01890	0.15675	0.00155	0.00777	0.21467	0.00041	0.00203
0.4	0.05976	0.01903	0.09516	0.28866	0.01448	0.07241	0.55548	0.00606	0.03028	0.78191	0.00160	0.00801
0.8	0.13818	0.06192	0.30960	0.71684	0.04924	0.24620	1.53867	0.02198	0.10991	2.38055	0.00607	0.03037
1.6	0.15978	0.13002	0.65010	0.97206	0.11558	0.57790	2.77359	0.06327	0.31635	5.57945	0.02028	0.10140
3.2	0.09722	0.14348	0.71742	0.60091	0.12527	0.62637	2.55195	0.09906	0.49525	9.29529	0.04847	0.24236
0.1	0.00410	0.00687	0.00343	0.02179	0.00453	0.00227	0.04751	0.00160	0.00080	0.08883	0.00035	0.00017
0.2	0.01561	0.02713	0.01357	0.08337	0.01797	0.00899	0.18481	0.00637	0.00319	0.26986	0.00138	0.00069
0.4	0.05166	0.10351	0.05175	0.28491	0.06934	0.03467	0.66727	0.02498	0.01249	1.00131	0.00545	0.00273
0.8	0.11111	0.34703	0.17351	0.71341	0.24250	0.12125	1.97428	0.09268	0.04634	3.24971	0.02092	0.01046
1.6	0.10364	0.79986	0.39993	1.02680	0.63631	0.31815	4.37407	0.29253	0.14626	8.92442	0.07335	0.03688
3.2	0.06967	0.99757	0.49897	0.90482	0.97509	0.48754	6.97695	0.65446	0.32723	20.83387	0.21288	0.10644
0.1	0.00306	0.01591	0.00080	0.02249	0.00920	0.00046	0.05737	0.00322	0.00016	0.08469	0.00062	0.00003
0.2	0.01145	0.06310	0.00316	0.08618	0.03654	0.00183	0.22418	0.01283	0.00064	0.33312	0.00248	0.00012
0.4	0.03540	0.41936	0.01220	0.29640	0.14241	0.00712	0.82430	0.05063	0.0025	1.25495	0.00985	0.00049
0.8	0.05163	1.86114	0.04306	0.76292	0.51815	0.02591	2.59672	0.19267	0.00963	4.26100	0.03825	0.00191
1.6	-0.07218	2.38054	0.11803	1.25168	1.56503	0.07825	6.77014	0.66326	0.03316	12.91809	0.13989	0.00699
3.2	-0.25569	4.28169	0.21408	1.70723	3.51128	0.17556	15.23252	1.88634	0.09432	36.04291	0.45544	0.02277
0.1	0.00214	0.02412	0.00012	0.02339	0.01319	0.00007	0.06733	0.00478	0.00002	0.10075	0.00087	0.00000
0.2	0.00777	0.09587	0.00048	0.09018	0.05252	0.00026	0.26401	0.01908	0.00010	0.39741	0.00347	0.00002
0.4	0.02076	0.37417	0.00187	0.31470	0.20609	0.00103	0.98346	0.07557	0.00038	1.51234	0.01381	0.00007
0.8	-0.00538	1.36930	0.00685	0.83274	0.76965	0.00385	3.23164	0.29194	0.00146	5.28939	0.05403	0.00027
1.6	-0.28050	4.23805	0.02119	1.53521	2.53100	0.01265	9.28148	1.05385	0.00527	17.01872	0.20250	0.00101
3.2	-0.90985	10.36507	0.05183	2.76420	6.99283	0.03496	24.85236	3.37605	0.01688	52.23615	0.70098	0.00350

Fuente: YODER, Eldon Joseph y WITCZAK, Matthew. Principles of pavement design. Segunda edición. John Wiley & Sons. Nueva York, 1975. p. 67.

A.2.3 Factores de esfuerzo tricapa. $H=2.0$, $K_1=2.0$ a 200, $K_2=2.0$ a 200.

a_1	$H = 2.0$ $k_1 = 0.2$			$H = 2.0$ $k_1 = 2.0$			$H = 2.0$ $k_1 = 20.0$			$H = 2.0$ $k_1 = 200.0$		
	(ZZ1 - RR1)	(ZZ2 - RR2)	(ZZ2 - RR3)	(ZZ1 - RR1)	(ZZ2 - RR2)	(ZZ2 - RR3)	(ZZ1 - RR1)	(ZZ2 - RR2)	(ZZ2 - RR3)	(ZZ1 - RR1)	(ZZ2 - RR2)	(ZZ2 - RR3)
	$k_2 = 0.2$			$k_2 = 0.2$			$k_2 = 0.2$			$k_2 = 0.2$		
0.1	0.00121	0.00060	0.00302	0.00545	0.00041	0.00203	0.00968	0.00014	0.00068	0.01350	0.00003	0.00015
0.2	0.00477	0.00240	0.01202	0.02155	0.00162	0.00809	0.03839	0.00055	0.00273	0.05366	0.00012	0.00058
0.4	0.01821	0.00939	0.04695	0.08266	0.00634	0.03172	0.14845	0.00216	0.01078	0.20911	0.00046	0.00232
0.8	0.06106	0.03422	0.17112	0.28226	0.02349	0.11744	0.52414	0.00820	0.04101	0.76035	0.00180	0.00901
1.6	0.13660	0.09826	0.49131	0.67844	0.07109	0.35545	1.41720	0.02740	0.13698	2.29698	0.00649	0.03244
3.2	0.12889	0.15705	0.78523	0.79393	0.12583	0.62913	2.38258	0.06384	0.31919	5.28589	0.01912	0.09562
	$k_2 = 2.0$			$k_2 = 2.0$			$k_2 = 2.0$			$k_2 = 2.0$		
0.1	0.00098	0.00339	0.00170	0.00555	0.00188	0.00094	0.01219	0.00051	0.00025	0.01737	0.00009	0.00004
0.2	0.00389	0.01350	0.00675	0.02199	0.00750	0.00375	0.04843	0.00203	0.00101	0.06913	0.00036	0.00018
0.4	0.01495	0.05288	0.02644	0.08465	0.02950	0.01475	0.18857	0.00803	0.00401	0.27103	0.00142	0.00071
0.8	0.04977	0.19467	0.09733	0.29365	0.11080	0.05540	0.68382	0.03093	0.01547	1.00808	0.00553	0.00277
1.6	0.10924	0.57811	0.28905	0.75087	0.35515	0.17757	2.04134	0.10864	0.05432	3.27990	0.02043	0.01021
3.2	0.12296	1.00199	0.50100	1.17294	0.77434	0.38717	4.60426	0.30709	0.15354	9.02195	0.06838	0.03319
	$k_2 = 20.0$			$k_2 = 20.0$			$k_2 = 20.0$			$k_2 = 20.0$		
0.1	0.00056	0.00825	0.00041	0.00652	0.00378	0.00019	0.01563	0.00094	0.00005	0.02160	0.00014	0.00001
0.2	0.00221	0.03268	0.00164	0.02588	0.01507	0.00075	0.06236	0.00374	0.00019	0.08604	0.00058	0.00003
0.4	0.00819	0.12933	0.00647	0.10017	0.05958	0.00298	0.24425	0.01486	0.00074	0.33866	0.00229	0.00011
0.8	0.02431	0.48595	0.02430	0.35641	0.22795	0.01140	0.90594	0.05789	0.00289	1.27835	0.00901	0.00045
1.6	0.03070	1.55804	0.07790	1.00785	0.78347	0.03917	2.91994	0.21190	0.01060	4.35311	0.03390	0.00170
3.2	-0.00926	3.39883	0.16994	2.16033	2.13215	0.10661	7.95104	0.67732	0.03387	13.26873	0.11666	0.00583
	$k_2 = 200.0$			$k_2 = 200.0$			$k_2 = 200.0$			$k_2 = 200.0$		
0.1	0.00032	0.01234	0.00006	0.00778	0.00542	0.00003	0.01927	0.00131	0.00001	0.02687	0.00019	0.00000
0.2	0.00124	0.04922	0.00025	0.03090	0.02163	0.00011	0.07675	0.00524	0.00003	0.10310	0.00075	0.00000
0.4	0.00436	0.19450	0.00097	0.12030	0.08578	0.00043	0.30182	0.02085	0.00010	0.40676	0.00300	0.00002
0.8	0.00955	0.74256	0.00371	0.43693	0.33214	0.00166	1.13555	0.08180	0.00041	1.54951	0.01183	0.00006
1.6	-0.02172	2.52847	0.01264	1.32870	1.19190	0.00596	3.83254	0.30676	0.00153	5.43705	0.04515	0.00023
3.2	-0.15589	6.69835	0.03349	3.40664	3.67558	0.01838	11.55403	1.04794	0.00524	17.58810	0.16107	0.00081

Fuente: YODER, Eldon Joseph y WITCZAK, Matthew. Principles of pavement design. Segunda edición. John Wiley & Sons. Nueva York, 1975. p. 68.

Cuadro 10f. Factores de esfuerzo tricapa. $H = 4.0$, $k_1 = 2.0$ a 200.0, $k_2 = 2.0$ a 200.0.

a_1	$H = 4.0$ $k_1 = 0.2$			$H = 4.0$ $k_1 = 2.0$			$H = 4.0$ $k_1 = 20.0$			$H = 4.0$ $k_1 = 200.0$		
	(ZZ1 - RR1)	(ZZ2 - RR2)	(ZZ2 - RR3)	(ZZ1 - RR1)	(ZZ2 - RR2)	(ZZ2 - RR3)	(ZZ1 - RR1)	(ZZ2 - RR2)	(ZZ2 - RR3)	(ZZ1 - RR1)	(ZZ2 - RR2)	(ZZ2 - RR3)
	$k_2 = 0.2$			$k_2 = 0.2$			$k_2 = 0.2$			$k_2 = 0.2$		
0.1	0.00028	0.00023	0.00114	0.00128	0.00014	0.00071	0.00233	0.00004	0.00021	0.00334	0.00001	0.00004
0.2	0.00112	0.00091	0.00454	0.00511	0.00057	0.00284	0.00932	0.00017	0.00085	0.01333	0.00003	0.00016
0.4	0.00444	0.00380	0.01801	0.02022	0.00226	0.01129	0.03692	0.00068	0.00340	0.05295	0.00013	0.00065
0.8	0.01686	0.01394	0.06988	0.07722	0.00877	0.04984	0.14242	0.00266	0.01331	0.20621	0.00051	0.00256
1.6	0.05529	0.04909	0.24545	0.25955	0.03133	0.15666	0.49826	0.00983	0.04914	0.74824	0.00195	0.00975
3.2	0.11356	0.12870	0.63352	0.58704	0.08500	0.42501	1.31627	0.02990	0.14951	2.25046	0.00660	0.03298
	$k_2 = 2.0$			$k_2 = 2.0$			$k_2 = 2.0$			$k_2 = 2.0$		
0.1	0.00026	0.00130	0.00065	0.00147	0.00065	0.00032	0.00312	0.00015	0.00007	0.00437	0.00002	0.00001
0.2	0.00104	0.00518	0.00259	0.00587	0.00260	0.00130	0.01245	0.00029	0.00029	0.01746	0.00009	0.00005
0.4	0.00412	0.02057	0.01028	0.02324	0.01032	0.00516	0.04944	0.00235	0.00117	0.06947	0.00036	0.00018
0.8	0.01574	0.07977	0.03989	0.08957	0.04031	0.02015	0.19247	0.00924	0.00462	0.27221	0.00144	0.00072
1.6	0.05311	0.28357	0.14178	0.31215	0.14735	0.07368	0.69749	0.03488	0.01744	1.01140	0.00553	0.00277
3.2	0.12524	0.75651	0.37825	0.81908	0.43632	0.21816	2.09049	0.11553	0.05776	3.28913	0.01951	0.00975
	$k_2 = 20.0$			$k_2 = 20.0$			$k_2 = 20.0$			$k_2 = 20.0$		
0.1	0.00018	0.00325	0.00016	0.00201	0.00128	0.00006	0.00413	0.00025	0.00001	0.00545	0.00003	0.00000
0.2	0.00072	0.01298	0.00085	0.00803	0.00510	0.00026	0.01651	0.00099	0.00005	0.02178	0.00014	0.00001
0.4	0.00283	0.05159	0.00258	0.03191	0.02032	0.00102	0.06569	0.00366	0.00020	0.08873	0.00054	0.00003
0.8	0.01089	0.20134	0.01007	0.12427	0.07991	0.00400	0.25739	0.01565	0.00078	0.34131	0.00215	0.00011
1.6	0.03790	0.73322	0.03666	0.45100	0.29991	0.01500	0.05622	0.05993	0.00300	1.28773	0.00833	0.00042
3.2	0.10841	2.13666	0.10683	1.36427	0.97701	0.04885	3.10980	0.20905	0.01045	4.38974	0.03010	0.00150
	$k_2 = 200.0$			$k_2 = 200.0$			$k_2 = 200.0$			$k_2 = 200.0$		
0.1	0.00019	0.00487	0.00002	0.00263	0.00180	0.00001	0.00515	0.00033	0.00000	0.00852	0.00004	0.00000
0.2	0.00078	0.01947	0.00010	0.01050	0.00720	0.00004	0.02056	0.00131	0.00001	0.02806	0.00017	0.00000
0.4	0.00309	0.07752	0.00039	0.04179	0.02870	0.00014	0.08191	0.00524	0.00003	0.10389	0.00068	0.00000
0.8	0.01199	0.30432	0.00152	0.16380	0.11334	0.00057	0.32231	0.02077	0.00010	0.40907	0.00289	0.00001
1.6	0.04352	1.13373	0.00567	0.60898	0.43251	0.00216	1.21587	0.08034	0.00040	1.56284	0.01049	0.00005
3.2	0.14445	3.59608	0.01798	1.98899	1.49306	0.00747	4.14395	0.28961	0.00145	5.48870	0.03886	0.00019

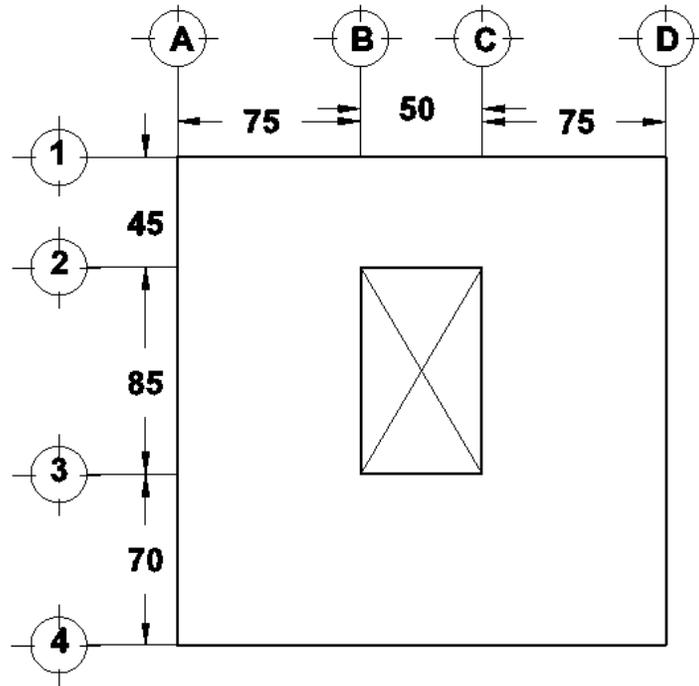
Fuente: YODER, Eldon Joseph y WITCZAK, Matthew. Principles of pavement design. Segunda edición. John Wiley & Sons. Nueva York, 1975. p. 69.

A.2.4 Factores de esfuerzo tricapa. $H=8$, $K_1=2.0$ a 200 , $K_2=2.0$ a 200 .

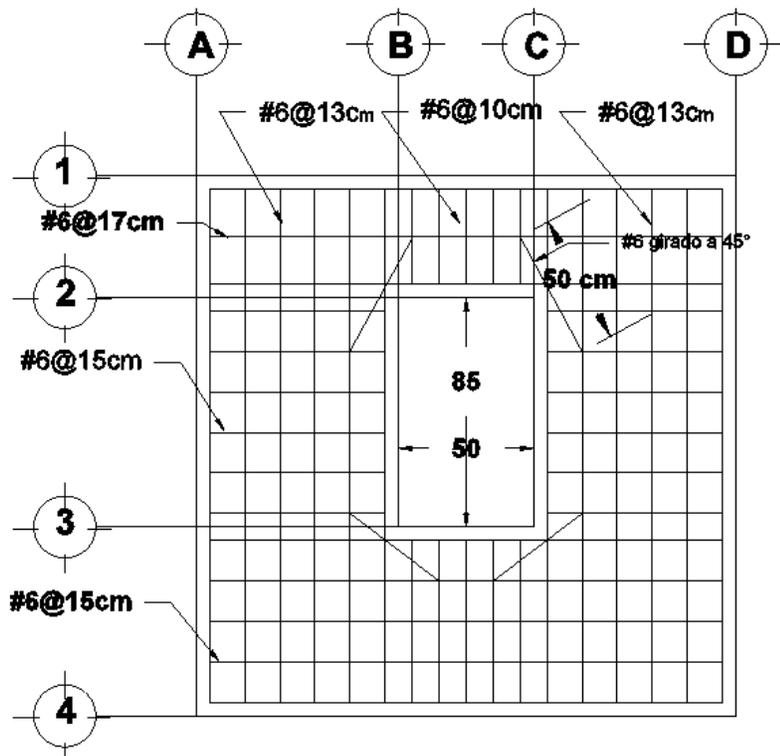
a_1	$H = 8.0$ $k_1 = 0.2$			$H = 8.0$ $k_1 = 2.0$			$H = 8.0$ $k_1 = 20.0$			$H = 8.0$ $k_1 = 200.0$		
	$(ZZ1 - RR1)$	$(ZZ2 - RR2)$	$(ZZ2 - RR3)$	$(ZZ1 - RR1)$	$(ZZ2 - RR2)$	$(ZZ2 - RR3)$	$(ZZ1 - RR1)$	$(ZZ2 - RR2)$	$(ZZ2 - RR3)$	$(ZZ1 - RR1)$	$(ZZ2 - RR2)$	$(ZZ2 - RR3)$
	$k_2 = 0.2$			$k_2 = 0.2$			$k_2 = 0.2$			$k_2 = 0.2$		
0.1	0.00006	0.00007	0.00036	0.00028	0.00004	0.00022	0.00056	0.00001	0.00006	0.00083	0.00000	0.00001
0.2	0.00023	0.00028	0.00142	0.00111	0.00017	0.00087	0.00223	0.00005	0.00025	0.00330	0.00001	0.00005
0.4	0.00090	0.00113	0.00567	0.00444	0.00069	0.00347	0.00889	0.00020	0.00099	0.01320	0.00004	0.00018
0.8	0.00354	0.00449	0.02246	0.01752	0.00275	0.01373	0.03522	0.00079	0.00393	0.05242	0.00014	0.00072
1.6	0.01335	0.01725	0.08824	0.06662	0.01060	0.05298	0.13569	0.00306	0.01528	0.20411	0.00056	0.00282
3.2	0.04270	0.05907	0.29533	0.22014	0.03693	0.18466	0.47240	0.01105	0.05524	0.74013	0.00212	0.01058
	$k_2 = 2.0$			$k_2 = 2.0$			$k_2 = 2.0$			$k_2 = 2.0$		
0.1	0.00008	0.00041	0.00021	0.00039	0.00020	0.00010	0.00070	0.00004	0.00002	0.00100	0.00001	0.00000
0.2	0.00030	0.00165	0.00083	0.00157	0.00078	0.00039	0.00316	0.00016	0.00008	0.00438	0.00002	0.00001
0.4	0.00121	0.00660	0.00330	0.00628	0.00311	0.00156	0.01260	0.00064	0.00032	0.01748	0.00009	0.00005
0.8	0.00480	0.02616	0.01308	0.02487	0.01237	0.00618	0.05007	0.00253	0.00127	0.06956	0.00037	0.00018
1.6	0.01841	0.10080	0.05040	0.09597	0.04802	0.02401	0.19496	0.00993	0.00496	0.27262	0.00145	0.00072
3.2	0.06307	0.35008	0.17504	0.33606	0.17188	0.08594	0.70709	0.03678	0.01839	1.01322	0.00547	0.00273
	$k_2 = 20.0$			$k_2 = 20.0$			$k_2 = 20.0$			$k_2 = 20.0$		
0.1	0.00010	0.00105	0.00005	0.00061	0.00037	0.00002	0.00106	0.00006	0.00000	0.00136	0.00001	0.00000
0.2	0.00040	0.00421	0.00021	0.00242	0.00149	0.00007	0.00425	0.00025	0.00001	0.00546	0.00003	0.00000
0.4	0.00158	0.01679	0.00084	0.0967	0.00596	0.00030	0.01696	0.00100	0.00005	0.02181	0.00013	0.00001
0.8	0.00629	0.06664	0.00333	0.03845	0.02369	0.00118	0.06751	0.00398	0.00020	0.08687	0.00052	0.00003
1.6	0.02463	0.25871	0.01294	0.15010	0.09274	0.00464	0.26466	0.01565	0.00078	0.64202	0.00204	0.00010
3.2	0.09123	0.92478	0.04624	0.54942	0.34233	0.01712	0.98450	0.05892	0.00295	1.29190	0.00777	0.00039
	$k_2 = 200.0$			$k_2 = 200.0$			$k_2 = 200.0$			$k_2 = 200.0$		
0.1	0.00015	0.00162	0.00001	0.00082	0.00052	0.00000	0.00133	0.00008	0.00000	0.00163	0.00001	0.00000
0.2	0.00059	0.00548	0.00003	0.00328	0.00206	0.00001	0.00531	0.00032	0.00000	0.00654	0.00004	0.00000
0.4	0.00235	0.02587	0.00013	0.01310	0.00825	0.00004	0.02122	0.00128	0.00001	0.02813	0.00016	0.00000
0.8	0.00938	0.10287	0.00051	0.05216	0.03287	0.00016	0.08453	0.00509	0.00003	0.10417	0.00063	0.00000
1.6	0.03710	0.40238	0.00201	0.20491	0.12933	0.00065	0.33268	0.02009	0.00010	0.41121	0.00249	0.00001
3.2	0.14226	1.48097	0.00740	0.76769	0.48719	0.00244	1.25614	0.07660	0.00038	1.56843	0.00957	0.00005

Fuente: YODER, Eldon Joseph y WITCZAK, Matthew. Principles of pavement design. Segunda edición. John Wiley & Sons. Nueva York, 1975. p. 70.

A.3 Armado de los bloques de concreto (acotaciones en centímetros).



VISTA POSTERIOR



VISTA DE PERFIL: Armado para ambos lechos

