



INSTITUTO BOLIVIANO DEL CEMENTO Y EL HORMIGÓN



**DIMENSIONAMIENTO DE PAVIMENTOS
CON CAPAS DE ESTABILIZADAS
CON CEMENTO**

TRADUCCIÓN AUTORIZADA

AUTOR:

ING. MÁRCIO ROCHA PITTA

TRADUCCIÓN:

INSTITUTO BOLIVIANO DEL CEMENTO Y EL HORMIGÓN

La Paz, Octubre – 2002

SUMARIO

| | |
|---|-----------|
| SUMARIO | 1 |
| 1. INTRODUCCIÓN | 2 |
| 2. CARACTERÍSTICA TECNOLÓGICA DE LOS MATERIALES ESTABILIZADOS CON CEMENTO..... | 2 |
| 3. DESCRIPCIÓN Y ANÁLISIS DE LOS MÉTODOS USUALES DE DIMENSIONAMIENTO | 4 |
| 3.1 MÉTODO DNER..... | 4 |
| 3.1.1 Descripción Conceptual..... | 4 |
| 3.1.2 Validación Analítica..... | 11 |
| 3.2 MÉTODO DE PCA..... | 13 |
| 3.2.1 Descripción conceptual | 13 |
| 3.2.2 Validación Analítica..... | 30 |
| 4. EJEMPLOS..... | 31 |
| 4.1 DATOS GENERALES..... | 31 |
| 4.2 CÁLCULOS DE TRÁFICO..... | 33 |
| 4.3 DIMENSIONAMIENTO DE PAVIMENTOS | 38 |
| REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS..... | 48 |

1. INTRODUCCIÓN

El dimensionamiento de pavimentos que contengan capas estabilizadas con cemento – las cuales no se encuentran estrictamente en la familia de pavimentos flexibles o rígidos – exige conocimiento y criterio del proyectista, principalmente en cuanto a la elección de un procedimiento de cálculo cuya base teórica sea compatible con las características tecnológicas y el comportamiento elástico de los materiales. Una simple atribución a ellos de un coeficiente de equivalencia estructural – en general, función de una resistencia mecánica – puede no garantizar un adecuado funcionamiento sobre las acciones de agentes externos, sí, en la concepción del método de dimensionamiento, una parte específica de sus propiedades no ha sido considerada, lo que dará origen a resultados de sucesión aleatoria.

El único método de dimensionamiento realizado particularmente para un material de éste tipo, es el dado por la Portland Cement Association (PCA), que se aplica directamente a suelo – cemento, y se basa en una profunda investigación sobre el interrelacionamiento de las funciones de carga, soporte, estado de esfuerzos y de fatiga del pavimento. Otro método conocido en el Brasil es el DNER (Departamento Nacional de Estradas de Rodagem). El asunto se resume en discutir, para los materiales analizados, cuales son los ajustes que ellos se merecen para tener una mejor adecuación, tanto desde el punto de vista técnico como el económico.

Para un análisis crítico de los dos procedimientos, el camino a seguir debe comenzar por la caracterización tecnológica de los materiales estabilizados con cemento, principalmente determinando que tipo de comportamiento se debe esperar cuando están en servicio, y entonces, averiguar si el método de dimensionamiento está aparejado para tomar en cuenta las propiedades de los materiales y a su respuesta a las solicitaciones. Se pretende para cada uno de los tipos de estabilización – suelo cemento, suelo mejorado con cemento y grava graduada tratada con cemento -, discutir la aplicabilidad de cada uno de los métodos, con ejemplos de los procedimientos de cálculo.

2. CARACTERÍSTICA TECNOLÓGICA DE LOS MATERIALES ESTABILIZADOS CON CEMENTO

Para los fines específicos de este texto, se dividen en tres tipos de materiales estabilizados con cemento: suelo – cemento, suelo mejorado con cemento y grava graduada tratada con cemento.

- a) **Suelo – Cemento (SC)**, es un producto endurecido resultante del curado húmedo de una mezcla homogénea compactada de suelo pulverizado, cemento y agua, que sigue patrones rígidos de calidad – básicamente la durabilidad, y alternativamente, la resistencia a compresión simple. En el ensayo de durabilidad, se determina la pérdida de masa registrada en el cuerpo de prueba de doce ciclos de humedecimiento, secado y cepillado, comparándola con patrones directamente relacionados a la clasificación del suelo; la cantidad de cemento que estabiliza el material es la menor entre los ensayados, con los cuales el producto cumpla el límite máximo admisible de pérdida. En otro criterio, ciertas características de granulometría permiten fijar la resistencia mínima admisible para los cuerpos de prueba; la cantidad de cemento indicada será aquella que confiera una resistencia media igual o superior a la mínima exigible. En la práctica brasileña se ha tendido a utilizar, la mayor parte de las veces, suelos que permitan una dosificación por medio de la resistencia mecánica, o sea, materias primas casi siempre granulares. De cualquier modo, se convino que la cantidad mínima admisible de cemento para el suelo cemento conforme a lo definido es en este texto de 5 % en peso.
- b) **Suelo mejorado con cemento (SMC)**, tiene características físicas y mecánicas inferiores a las de un suelo – cemento tradicional, para comenzar el índice de contenido de cemento: varía entre 3 y 5 % en peso. A pesar de no ser de consenso, se entiende casi siempre, que la medida de calidad de SMC, para fines de dosificación, debe relacionarse a la verificación de la influencia del cemento en tres propiedades del suelo original: capacidad portante, índices de consistencia y sensibilidad al agua, lo que se busca en la práctica es por la adición de cemento, aumentar el valor del índice de soporte de California y reducir la plasticidad y la variación volumétrica, de modo de posibilitar el empleo de materiales normalmente no encuadrados en las especificaciones comunes de pavimentado.
- c) **Grava graduada tratada con cemento (GGTC)**, usada en Brasil, tiene su origen en *Cement Treated Base* del Estado de California. Se trata de material pétreo triturado, que debe obedecer las fajas granulométricas estrictas y tener la cantidad de cemento (semejante a los SMC) determinada exclusivamente por la medida de resistencia a la compresión simple.

El *Cuadro 1*, relaciona y permite comparar valores típicos de diversas características tecnológicas de estos tres tipos de estabilización con cemento.

Cuadro 1 – Características tecnológicas típicas de los materiales estabilizados con cemento

| | | Suelo - Cemento | Suelo mejorado con cemento ⁽²⁾ | Mezcla graduada con cemento ⁽³⁾ |
|--|------------------------------------|---------------------------|---|--|
| Fajas granulométricas recomendadas | % que pasa en masa (tamices en mm) | 25 | 100 máx. | 100 |
| | | 19 | 100 máx. | 90 – 100 |
| | | 9.5 | 100 máx. | -- |
| | | 4.8 | 50 – 100 | 35 – 55 |
| | | 2.0 | -- | 1 |
| | | 0.42 | 15 – 100 | 10 – 30 |
| | | 0.075 | 0 – 50 | 2 – 9 |
| | | 0.05 | -- | -- |
| | | 0.005 | -- | -- |
| Contenido de cemento | % ⁽¹⁾ | 5 – 10 | 2 – 4 | 2 – 5 |
| | Kg/m ³ | 110 – 200 | 50 – 100 | 60 – 150 |
| Resistencia a los 7 días (Kpa) | Compresión axial | 1500 – 4000 (2500 típico) | 1000 – 2000 (1000 típico) | 3500 – 8000 (4500 típico) |
| | Tracción a flexión | 300 – 800 | 100 – 400 | 500 – 1500 |
| Módulo de elasticidad a los 28 días (GPa) ⁽⁴⁾ | | 2 – 6 | 1 – 2.5 | 4 – 10 |
| Coeficiente de Poisson | | 0.20 – 0.35 | 0.25 – 0.35 | 0.20 – 0.35 |
| Valor de cohesión a los 7 días (gf/pol) | | ≥1500 | 750 – 1000 | 750 – 1000 |

Notas: (1) Cantidad de cemento en masa.

(2) Ver DNER ES-P-11/71, para empleo como base.

(3) Para empleo como base; ver también DNER ES-P-10/71

(4) Estático, a compresión axial.

3. DESCRIPCIÓN Y ANÁLISIS DE LOS MÉTODOS USUALES DE DIMENSIONAMIENTO

En esta sección serán realizadas las descripciones conceptuales y la evaluación analítica de cada uno de los métodos de dimensionamiento mencionados, sobre el enfoque de adecuación exclusivo de sus premisas a las propiedades elásticas y mecánicas de los materiales.

3.1 MÉTODO DNER

3.1.1 Descripción Conceptual

Se basa en el trabajo original de Porter (Porter, O. J. Development of the original method for highway design, American Society of Civil Engineers, Proc., New York, 75(1): 11 – 7, Jan 1949), sobre el dimensionamiento de pavimentos flexibles a partir de los índices de soporte de California (CBR), mejorándose con conceptos más modernos, como el de equivalencia de operaciones entre diferentes cargas por eje y la carga por eje patrón, los coeficientes de equivalencia estructural de los diferentes materiales componentes del pavimento y los factores climáticos regionales.

La capacidad de soporte de subrasante y de los materiales granulares sin adiciones es medida por el ensayo de CBR en laboratorio, admitiéndose que, en ciertas condiciones, se usa un valor corregido, del lado de la seguridad, llamado índice de soporte (IS). Se exige que los materiales para sub – base y base tengan un CBR mínimo de 20 % y 80 %, respectivamente; si los materiales fueran estabilizados con cemento, se mantiene la exigencia para la base, pasando a un 30 % de CBR mínimo para la sub – base. Son fijados, así, límites para la expansión volumétrica (subrasante, sub – base y base) y los índices de consistencia.

Los materiales de base granular siguen una de cuatro fajas granulométricas y tienen requisitos especiales de calidad. Las especificaciones generales de DNER, por su lado, establecen otros requisitos para SC o SMC, no teniendo hasta la fecha una especificación particular para GGTC.

La consideración de tráfico está, específicamente, ligada a la determinación de su poder destructivo sobre el pavimento, a través de la transformación de todo el universo de cargas solicitantes en un número único de operaciones de un eje de simple patrón de 8.2 tf:

$$N = V_t \times F_E \times F_C = V_t \times F_V \quad (1)$$

Donde:

- N = Número de operaciones equivalentes del eje patrón de 8.2 tf.
- V_t = Número total previsto de operaciones de ejes durante el periodo del proyecto.
- F_E = Factor de eje, igual al número total de ejes dividido por el número total de operaciones de ejes.
- F_C = Factor de carga, igual a la sumatoria total de las equivalencias individuales de las cargas con relación al eje patrón.
- F_V = Factor de vehículo total, media ponderada de factores de vehículos individuales para las diferentes categorías de vehículos, determinados en una estación de pesaje representativa de una región.

Las equivalencias de operaciones fueron propuestas en 1962 por *TURNBULL FOSTER* y *AHLVIN*, a través de gráficos simples para ejes simples y tándem dobles, (*Figuras 1 y 2*); la propuesta de reformulación del método, editada en 1979, considera una alternativa de establecimiento de factores de equivalencia para ejes tándem triples, de gran incidencia en la flota de carga brasileña (*Cuadro 2*).

El medio ambiente tiene una influencia marcada por el factor climático regional (F_R), el que es función exclusivamente de la mayor o menor pluviosidad local; en el método normado se menciona que, como se ha embebido las probetas de ensayo de CBR por 96 horas, se asume casi siempre por el lado de la seguridad adoptándose F_R igual a una unidad.

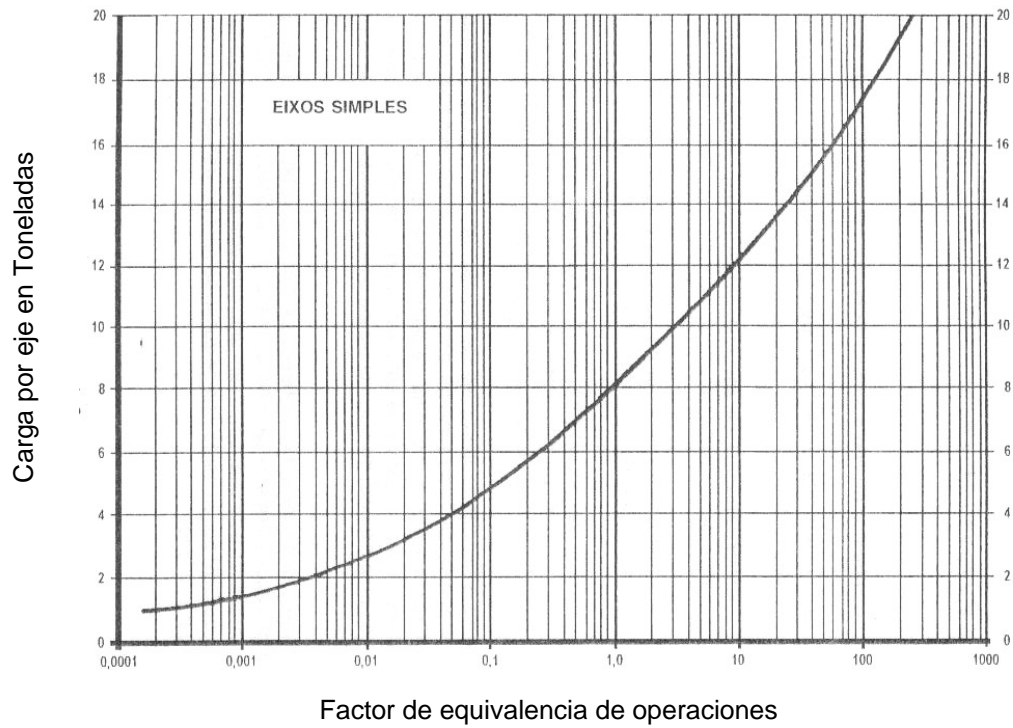


Figura 1 – Factores individuales de equivalencia de operaciones para ejes simples, método de DNER

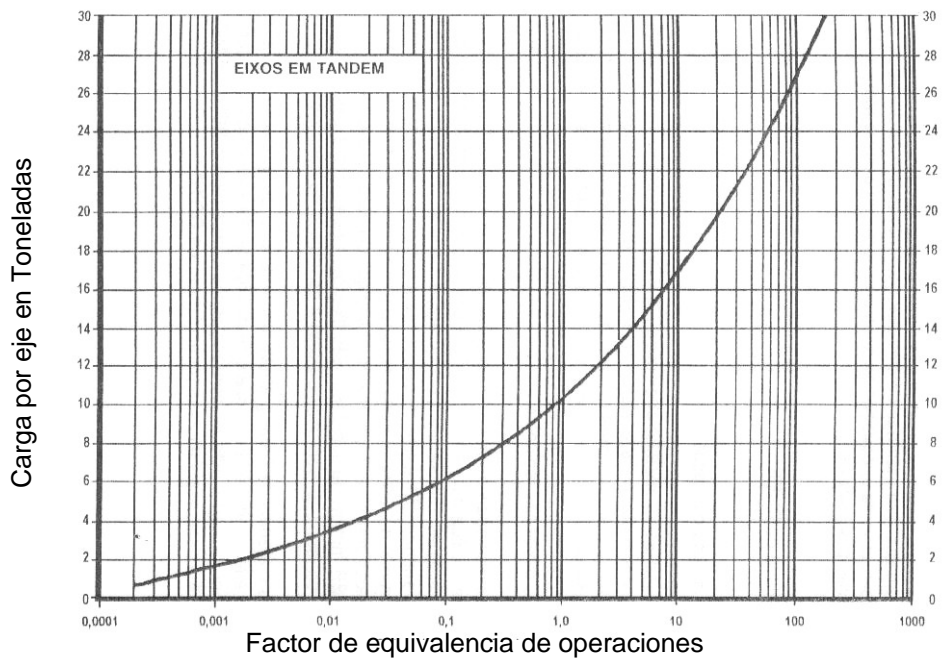


Figura 2 – Factores individuales de equivalencia de operaciones para ejes tandem dobles, método de DNER

Cuadro 2 – Factores individuales de equivalencia, ejes tándem triples, versión de 1979
- método DNER

| Carga por eje tándem triple (tf) | Factor de equivalencia |
|----------------------------------|------------------------|
| 6 | 0.04 |
| 8 | 0.08 |
| 10 | 0.18 |
| 12 | 0.29 |
| 14 | 0.58 |
| 16 | 0.92 |
| 18 | 1.50 |
| 20 | 2.47 |
| 22 | 5.59 |
| 24 | 6.11 |
| 26 | 9.88 |
| 28 | 14.82 |
| 30 | 20.80 |
| 32 | 40.30 |
| 34 | 46.80 |
| 36 | 59.80 |
| 38 | 91.00 |
| 40 | 130.00 |

Para cada material potencialmente utilizable en pavimento, se establece un coeficiente de equivalencia estructural (K), multiplicador de espesor real de construcción, que posibilita el cálculo de espesor equivalente; el material puramente granular, no cohesivo, y el patrón unitario – o sea, tiene K igual a 1.0. El método confiere al SC coeficientes de 1.0, 1.4 y 1.7 conforme a su resistencia de compresión a los 7 días sea, respectivamente, inferior a 2.1 MPa, entre 2.1 MPa y 4.5 MPa y superior a 4.5 MPa, conforme al *cuadro 3*; en la propuesta de reformulación, los coeficientes de equivalencia estructural son iguales a 1.0, 1.2, 1.4 y 1.7 para las resistencias respectivas de hasta 2.1 MPa, entre 2.1 MPa y 2.8 MPa, entre 2.8 MPa y 4.5 MPa y mayor a 4.5 MPa. Para la sub – base el refuerzo de subrasante, siempre que su CBR fuera menor o inferior a tres veces el valor de CBR de la subrasante, el coeficiente estructural de la sub – base o de refuerzo de subrasante será variable entre 0.72 y 1.00 (ver *cuadro 4*), calculado por la ecuación:

$$K = \sqrt[3]{\frac{E_1}{3 \cdot E_2}} \quad (2)$$

Donde:

E_1 = CBR de sub – base o de refuerzo de subrasante
 E_2 = CBR de subrasante

Cuadro 3 – Factores de equivalencia estructural, método DNER/1966

| Componentes de pavimento | Coefficiente K |
|--|----------------|
| Base o revestimiento de concreto bituminoso | 2.00 |
| Base o revestimiento premezclado en caliente de graduación densa | 1.70 |
| Base o revestimiento premezclado en frío, de graduación densa | 1.40 |
| Base o revestimiento bituminoso por penetración | 1.20 |
| Base granular | 1.00 |
| Sub – base granular | variable |
| Refuerzo de subrasante | variable |
| SC con resistencia a compresión a los 7 días superior a 4.5 MPa | 1.70 |
| SC con resistencia a compresión a los 7 días entre 4.5 MPa y 2.1 MPa | 1.40 |
| SC con resistencia a compresión a los 7 días inferior a 2.1 MPa | 1.00 |

Cuadro 4 – Factor de mayoración de espesor de sub – base (f) y coeficiente de equivalencia estructural de sub – base o de refuerzo de subrasante (K), en función, respectivamente, de la relación entre los índices de soporte California de materiales sub – base y de refuerzo (para f) y de los materiales de sub – base y de refuerzo del subrasante (K)

| $\frac{E_1}{E_2}$ | $f = \left(\frac{I}{E_1 \div 3E_2} \right)^{\frac{1}{3}}$ | $K = \left(\frac{E_1}{3E_2} \right)^{\frac{1}{3}}$ |
|-------------------|--|---|
| 1.1 | 1.39 | 0.72 |
| 1.2 | 1.33 | 0.75 |
| 1.3 | 1.32 | 0.76 |
| 1.4 | 1.28 | 0.78 |
| 1.5 | 1.25 | 0.80 |
| 1.6 | 1.22 | 0.82 |
| 1.7 | 1.20 | 0.83 |
| 1.8 | 1.18 | 0.85 |
| 1.9 | 1.16 | 0.86 |
| 2.0 | 1.14 | 0.88 |
| 2.1 | 1.11 | 0.90 |
| 2.2 | 1.10 | 0.91 |
| 2.3 | 1.09 | 0.92 |
| 2.4 | 1.06 | 0.94 |
| 2.5 | 1.05 | 0.95 |
| 2.6 | 1.04 | 0.96 |
| 2.7 | 1.03 | 0.97 |
| 2.8 | 1.02 | 0.98 |
| 2.9 | 1.01 | 0.99 |
| 3.0 | 1.00 | 1.00 |

El método propuesto en 1979 no considera la variación, adoptando K igual a 1.0 para cualquier capa granular.

El método oficial recomienda que, para bases de comportamiento puramente granular, el tipo y el espesor mínimo de revestimiento bituminoso sea fijado de acuerdo con el tráfico, lo que la proposición actual también hace. (Ver Cuadro 5); entretanto, para tráficos más significativos, los espesores indicados en este último punto, son de 25 % a 50 % superiores a los valores del procedimiento en uso. En ambos procesos parece implícito que los espesores mínimos aconsejados pueden ser disminuidos en el caso que la base sea cohesiva (como en los materiales estabilizados con cemento); sin embargo, ninguna recomendación adicional para este caso consta en textos disponibles.

Cuadro 5 – Tipos de espesores recomendados de revestimientos bituminosos, método de DNER

| Tráfico | Tipo de revestimiento | Espesor mínimo (cm) | |
|-------------------------------|--|---------------------|--------------------------|
| | | Método en uso | Método propuesto en 1979 |
| $N < 10^6$ | Tratamientos superficiales bituminosos | -- | -- |
| $10^6 \leq N < 5 \times 10^6$ | Revestimientos bituminosos | -- | 5 |
| $5 \times 10^6 \leq N < 10^7$ | Concreto bituminoso | 5 | 7.5 |
| $10^7 \leq N < 5 \times 10^7$ | Concreto bituminoso | 7.5 | 10 |
| $N \geq 5 \times 10^7$ | Concreto bituminoso | 10 | 12.5 |

En las dos versiones del método, el dimensionamiento del pavimento se hace por la resolución de un sistema de inecuaciones, debiéndose determinar gráficamente, de antemano, el espesor total del pavimento, en función del tráfico (N) y del valor de soporte (CBR o IS), como si todas las capas de pavimento fuesen granulares – o sea, tuviesen K igual a una unidad (ver Figura 3). En el mismo gráfico, se determina el espesor del pavimento necesario para proteger la capa sub – base; el soporte de éste, para el dimensionamiento es fijo y constante, igual a 20 %, aún si fuese superior a este valor.

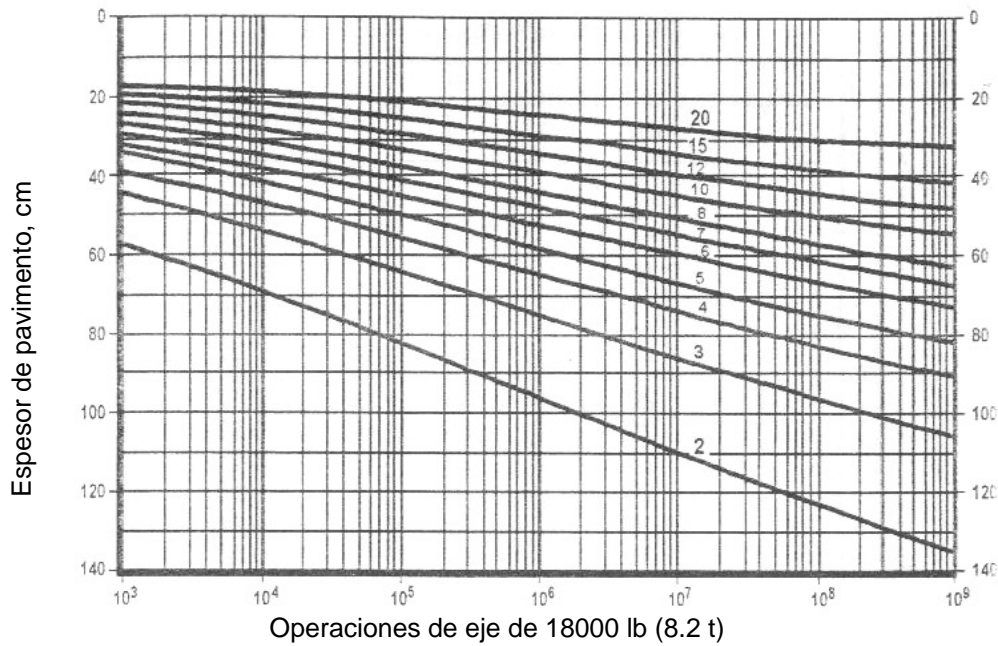
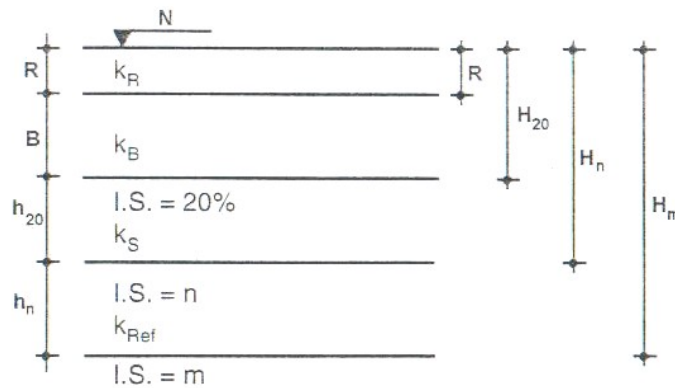


Figura 3 – Espesores de capas granulares de pavimento, en función del índice de soporte de California y del número equivalente de solicitaciones por eje patrón.

La Figura 4 muestra un modelo esquematizado de dimensionamiento, siendo el sistema de inequaciones que se muestra a continuación:



$$\begin{aligned}
 k_R R + k_B B &\geq H_{20} \\
 k_R R + k_B B + k_S h_{20} &\geq H_{20} \\
 k_R R + k_B B + k_S h_{20} + k_{Ref} h_n &\geq H_m
 \end{aligned}$$

Figura 4 – Esquema general de fórmulas de cálculo de espesores de pavimento, método DNER

$$\begin{aligned}
 RK_R + BK_B &\geq H_{20} & (3) \\
 RK_R + BK_B + h_{20}K_S &\geq H_{20} & (4) \\
 RK_R + BK_B + h_{20}K_S + h_n k_{Ref} &\geq H_m & (5)
 \end{aligned}$$

Siendo:

R, B, h_{20}, h_n = Espesores de revestimiento, de base, sub – base, y de refuerzo de subrasante, respectivamente.

K_R, K_B, K_S, K_{Ref} = Coeficientes de equivalencia estructural de revestimiento, de base, sub – base, y de refuerzo de subrasante, respectivamente.

H_{20} = Espesor equivalente de base más revestimiento.

H_n = Espesor equivalente de base más revestimiento y refuerzo.

H_m = Espesor equivalente total de pavimento.

La versión publicada en 1966 establece que el espesor mínimo de capas granulares es de 10 cm; que, cuando el CBR de la sub – base fuera igual o superior a 40 % y N igual o menor a 10^6 , el valor de H_{20} será multiplicado por el factor 0.80; para N igual o mayor que 10^7 , que H_{20} será multiplicado por 1.2. Establece también que, si el CBR de la sub – base fuera inferior al triple del índice de soporte del refuerzo de subrasante, el espesor h_{20} será afectado por un coeficiente f , variable entre 1.01 y 1.39 (ver Cuadro 4) conforme a la siguiente expresión:

$$f = \sqrt[3]{\frac{I}{3 \cdot E_2}} \quad (6)$$

La sugerencia de 1979 incorpora las tres primeras premisas (eleva, entre tanto, para 15 cm el espesor mínimo de capas granulares), desapareciendo la última de ellas (f).

3.1.2 Validación Analítica

Dos puntos deben ser abordados críticamente, con respecto a la adecuación del método y naturaleza de su comportamiento estructural de los materiales estabilizados con cemento: Primero, el establecimiento de coeficientes de equivalencia estructural; y segundo, la cuestión de espesores mínimos de revestimiento bituminoso.

La función del coeficiente de equivalencia estructural, en el método analizado, es la de tomar en cuenta las diferentes capacidades de los materiales de resistencia a los esfuerzos y deformaciones generadas por las cargas solicitantes, tomando como patrón las capacidades de los suelos puramente granulares, al cual se le atribuye un coeficiente unitario. Los números constantes del método son adaptaciones, del lado de la seguridad, de los resultados obtenidos en pruebas experimentales de la American Association of State Highway Officials (AASHO). Para el SC, se consignan los valores ya mencionados anteriormente, en función de la resistencia a la compresión simple a los 7 días, no habiendo sido establecidos oficialmente para los otros tipos de estabilizaciones con cemento; se sabe que, para SMC, en la práctica se ha adoptado un valor para K igual a 1.0, y para GGTC, cuya resistencia característica a los 7 días es superior a los 4.5 MPa, se toma un valor de 1.7. La indagación está en la siguiente

consideración: siendo las normas de dosificación de SC una garantía de su durabilidad en servicio, para la mantención de la estabilidad ante fuerzas mecánicas y ambientales, sabiéndose que las resistencias medias obtenidas en dosificaciones raramente sobrepasan los 2.5 MPa a 3.0 MPa, ¿no estaría el método afectando indebidamente al SC, al hacer con que su valor típico de K varíe entre 1.0 y 1.4? Otro punto sobresaliente de preocupación es que, comúnmente, se acostumbra aumentar indebidamente el contenido de cemento indicado por los ensayos de dosificación, de manera de alcanzar resistencias a compresión superiores a 4.5 MPa – lo que permitiría el uso del más alto valor de coeficiente de equivalencia estructural. Lo que sucede es que, para muchos de los suelos, un exceso en la dosificación produce suelos – cementos de gran rigidez, que ya no se comportan como material semi – flexible, más asemejándose al concreto. La primera consecuencia es la pérdida del patrón de fisuración clásico de SC, o sea, aberturas de pequeña luz y pequeño espaciamiento entre sí; cuanto más rígido el SC, las juntas se tornarán de gran abertura y gran distancia entre una y otra, dejando de existir la necesaria transferencia de carga en la región de la junta, y, en el futuro, puede ocurrir una casi inevitable reflexión de las juntas en el revestimiento bituminoso, permitiendo la entrada de agua perjudicando drásticamente el funcionamiento del conjunto. Por otro lado, se sabe con certeza que son raras las fallas, en las bases de SC, debido a un espesor inadecuado, lo que asegura que sean confiables los coeficientes de equivalencia estructural adoptados por el método de DNER, por el lado de la seguridad.

El SMC, de valor estructural indefinido en el procedimiento analizado, ha sido equiparado en la práctica a los materiales puramente granulares, pues el método no considera la acción residual cementante, que confiere al producto final una cohesión interna y resistencia al cizallamiento, garantizando una capacidad estructural más duradera que la que corresponde a materiales granulares que son tomados como equivalentes. De cualquier forma, se debe tener en cuenta que el procedimiento adoptado – tomando K unitario – probablemente sobredimensiona la capa de SMC en la mayoría de los casos.

Para el GGTC, el mayor coeficiente estructural es beneficioso, puesto que su resistencia característica es superior a los 4.5 MPa (a los 7 días). La cuestión es que, en caso que las propiedades elásticas del material alcancen valores muy elevados, él podrá pasar a portarse como semi – rígido – un ejemplo de lo que puede suceder al SC, saliéndose del encuadramiento de las hipótesis fundamentadas en que se apoya el método de DNER.

Se puede concluir, exclusivamente en cuanto al coeficiente de equivalencia estructural, que el método de dimensionamiento de DNER trata de colocar al SC y al SMC del lado de la seguridad de cálculo, y a la GGTC, le fija una banda de características físicas que son particulares. Cabe advertir nuevamente, entretanto, cuando las preocupaciones al comportamiento estructural que pueden emerger de la fuga de materiales con respecto a las premisas básicas teóricas y prácticas del método, siempre que se le confiere, inapropiadamente, resistencias mecánicas mucho más elevadas de las que son obtenidas en la dosificación.

Otro punto a discutir es respecto a los espesores mínimos recomendados para revestimientos bituminosos. El método es muy claro al mencionar que los valores se

refieran a revestimientos sobre la base del comportamiento puramente granular, o sea, flexible, más no las indicaciones de cómo actuar cuando la capa es revestida tiene un comportamiento de material cohesivo – caso de estabilizaciones con cemento. Es sabido que tales materiales, por su mayor capacidad de resistencia a los esfuerzos de tracción y a las deformaciones, protegen más adecuadamente al revestimiento de sufrir una rotura precoz por fatiga; por tanto, se admite, menores espesores de capa. La falta de ensayos sobre esta cuestión permite, en el momento, estipular la cantidad de reducción; sabiendo que es función directa del espesor de la base y función inversa del tráfico previsto.

3.2 MÉTODO DE PCA

3.2.1 Descripción conceptual

Con la finalidad de establecer un método de dimensionamiento que se adecua con precisión a propiedades de suelo – cemento como material de base para pavimento, la PCA elaboró un extenso programa de investigación, iniciando en los años 60, donde se pretendía:

- a) Determinar la relación entre carga y deformación en una base de suelo – cemento.
- b) Avalar el comportamiento de material cuando está sometido a la acción de cargas repetidas, generadoras del efecto de fatiga por tracción por flexión.
- c) Instituir un procedimiento de cálculo de espesor de una base de suelo – cemento, respetando lo mencionado en los dos factores anteriores.

Una primera parte de los estudios establecen las relaciones matemáticas que permiten, para suelo – cemento y suelos tratados con cemento, relacionar la carga, deformación, coeficiente de balasto de fundación, radio de área cargada y espesor de capa. La ecuación general es:

$$\frac{\omega\kappa}{\rho} = \alpha \cdot \left(\frac{a}{h}\right)^{\beta} \quad (7)$$

Donde:

- | | | |
|----------|---|--|
| ω | = | <i>Deformación de suelo – cemento;</i> |
| κ | = | <i>Coficiente de balasto de fundación;</i> |
| ρ | = | <i>Presión aplicada;</i> |
| a | = | <i>Radio de área cargada;</i> |
| h | = | <i>Espesor de suelo – cemento;</i> |
| α | = | <i>Ordenada correspondiente al punto de abscisa igual a 1.0;</i> |
| β | = | <i>Inclinación de la recta de regresión (ver Figura 5).</i> |

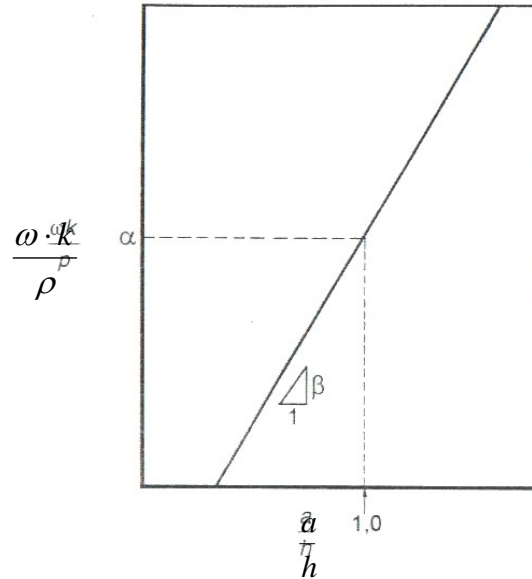


Figura 5 – Forma esquemática de ecuación general, método de la PCA

Si se coloca en un gráfico logarítmico (Figura 6), la función que muestra que una correlación no lineal sería la mejor para ajustar dos puntos del gráfico, para valores de a/h mayores a 2.0. Como la variación de ese valor varía entre 0.5 y 2.0 en la mayoría de los casos reales de pavimentos, se puede llegar a la expresión que describe el comportamiento de suelo – cemento:

$$\frac{\omega \kappa}{\rho} = 0.058 \cdot \left(\frac{a}{h} \right)^{1.52} \quad (8)$$

O, resolviendo explícitamente para el espesor considerando la carga total aplicada ($P = \rho \pi a^2$):

$$h = \frac{0.072}{a^{0.32}} \cdot \left(\frac{P}{\omega \kappa} \right)^{0.658} \quad (9)$$

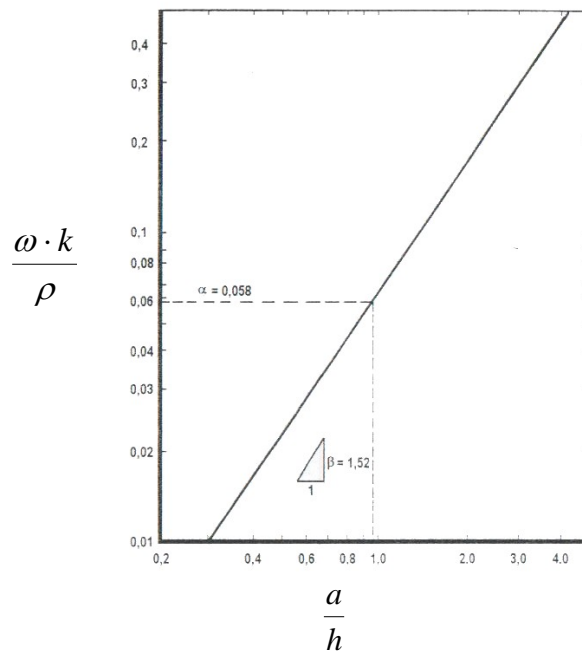


Figura 6 – Recta de regresión para las bases de suelo – cemento

Los ensayos efectuados con los mismos suelos, tratados con cantidades de cemento diferentes de la cantidad necesaria para la obtención de un suelo – cemento tradicional – o sea, aquel que permite al suelo estabilizado satisfacer los requisitos previstos por la *American Society for Testing Materials (ASTM)* y por la PCA – muestran que, en esos casos, hay una sensible influencia de la cantidad de cemento en el valor del espesor necesario para la base. Para dos suelos diferentes, uno de granulometría fina, otro granular, la determinación de α y β (por la ecuación 7) conduce a los valores colocados en el gráfico de la *Figura 7*; por donde se ve que, para suelo granular, la diferencia de espesores requeridos, para 2 % y 8 % de cemento en peso, es de unos 10 cm. Si en la misma figura fueran colocados los valores de espesores calculados para suelo – cemento (ecuación 9) será notado un casi exacto ajuste entre ese valor calculado, las cantidades de cemento determinadas por las curvas y la cantidad de cemento necesario (fijados en ensayos conforme a criterios de la ASTM/PCA), lo que confirma la precisión de la ecuación determinada. Materiales granulares parecen obedecer la siguiente ecuación:

$$\frac{\omega k}{\rho} = 0.163 \cdot \left(\frac{a}{h} \right)^{0.650} \quad (10)$$

La *Figura 8* muestra el gráfico de esta expresión, y se compara con la recta de regresión previamente calculada para suelo – cemento.

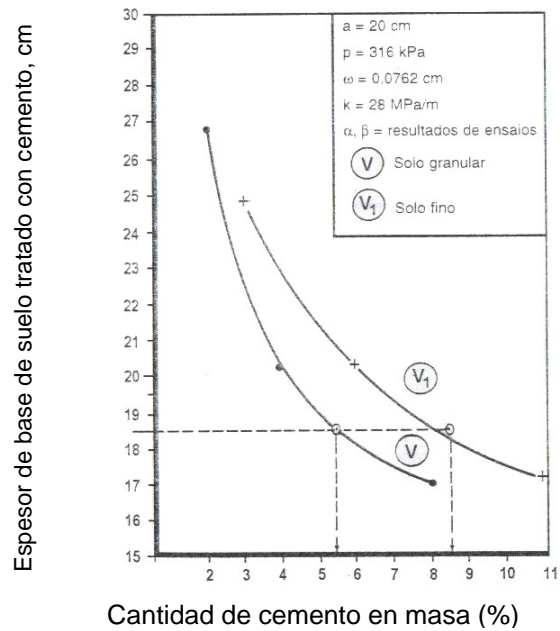


Figura 7 – Efecto de la cantidad de cemento en el espesor requerido para la base

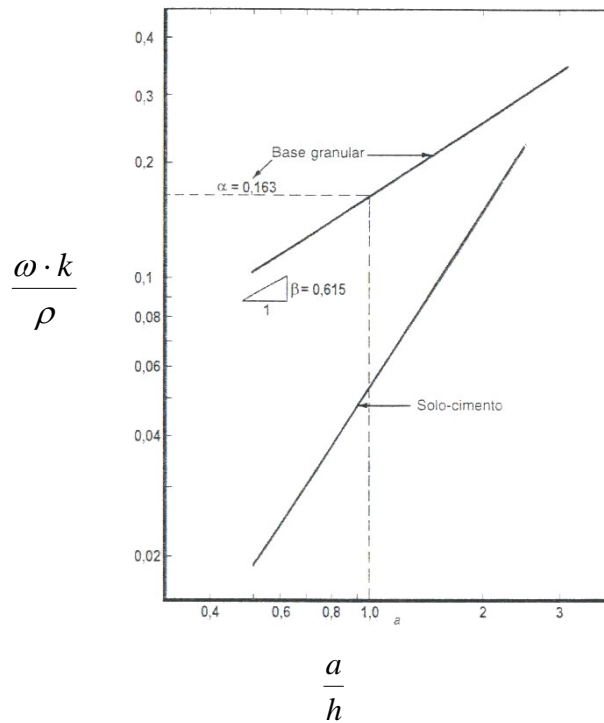


Figura 8 – Recta de regresión para bases granulares

Las conclusiones de esta etapa de investigación afirman que:

- a) Para el suelo – cemento definido convencionalmente por los criterios de dosificación de la ASTM y PCA, la deformación sobre la acción de carga es gobernada por el coeficiente de balasto de fundación, por el espesor de suelo – cemento y por el radio de área cargada, y es independiente del tipo de suelo, de la cantidad de cemento, del ambiente regional y del revestimiento bituminoso.
- b) Hay una ecuación general (ecuación 7) que puede ser utilizada para suelos estabilizados con cantidades de cemento diferentes de aquel requerido por un suelo – cemento tradicional, capaz de determinar la respuesta del material sobre la acción de cargas, en términos de deformación; para el suelo – cemento propiamente dicho, la ecuación 8 posibilita lo mismo, considerando fijos los valores de parámetros α (0.058) y β (1.52).
- c) Las ecuaciones citadas no pueden ser usadas para el dimensionamiento de espesores de suelo – cemento, puesto que no llevan la consideración de la resistencia a la fatiga del material, en los límites admisibles de deformación para suelo – cemento, tampoco – en caso de suelos tratados con cemento – la durabilidad sobre la acción de factores externos – mecánicos o ambientales.
- d) Como se ve en la *Figura 9*, la capacidad de carga de suelo – cemento con relación al material granular, para igual deformación, aumenta con el espesor de la capa, independientemente del coeficiente de balasto de la fundación, lo que demuestra el efecto de viga de suelo cemento – análogo al concreto.

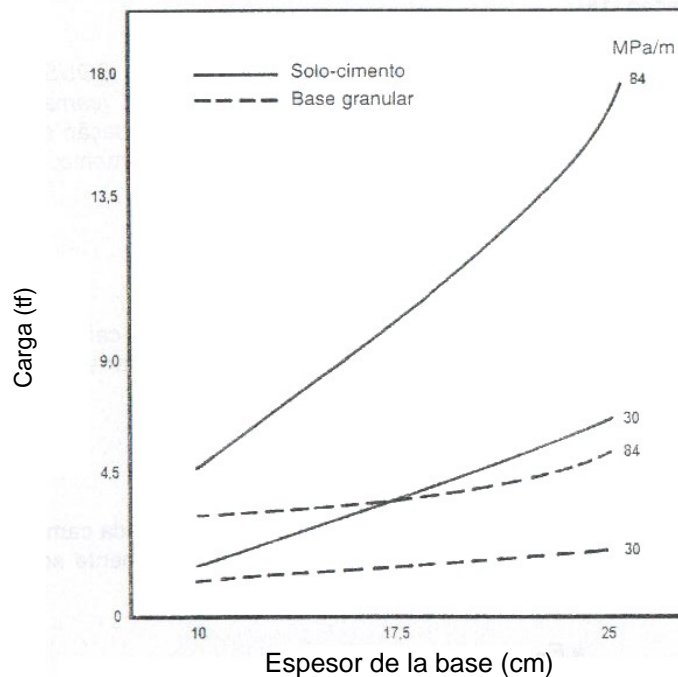


Figura 9 – Capacidad de carga comparada: bases de suelo – cemento y granulares

Para capas de 10 cm y 20 cm de espesor, el suelo – cemento demostró poseer capacidades de carga, respectivamente, de 1.5 y 3.3 veces mayor que la de material granular de base.

La investigación analizó, el valor de deformación de un pavimento como parámetro para ajustar su capacidad estructural, considerando que los pavimentos pueden tener una misma profundidad máxima de deformación (esto es, tener deformaciones máximas iguales), y al mismo tiempo, tener cavidades muy diferentes unas de otras, consecuentemente con diferentes radios de curvatura (*Figura 10*). En este caso, el pavimento con menor radio de curvatura será sometido a mayores esfuerzos, en las mismas condiciones de carga, que el pavimento de mayor radio de curvatura. De esta forma, sobre la acción de cargas repetidas capaces de provocar rotura por fatiga de material, esta se dará para un menor número de sollicitaciones de pavimento de menor radio de curvatura. Por eso, más que por deformación, la capacidad estructural de un pavimento queda mejor caracterizada por el valor del radio de curvatura. En la segunda parte del trabajo, que comprende el comportamiento de suelo – cemento a fatiga, la medida del radio de curvatura fue el principal criterio adoptado. Las afirmaciones más importantes de esta fase, concluida en 1967, fueron:

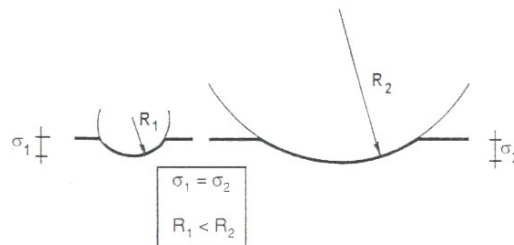


Figura 10 – Pavimentos con deformaciones máximas iguales y radios de curvatura diferentes.

- En el ensayo estático, el radio de curvatura disminuye con el aumento de carga y da un valor mínimo en el punto de eventual rotura; ese valor va a ser el *radio de curvatura crítico*.
- Es posible correlacionar el radio de curvatura en el inicio del ensayo (R), al radio crítico de curvatura (R_C) y el número de repeticiones de carga hasta la rotura (N), a través de la expresión:

$$\frac{R_C}{R} = \nu N^{-\sigma} \quad (11)$$

Donde:

- ν = Función del espesor de la base;
 σ = Coeficiente adimensional que depende del tipo de suelo.

c) La función ν se expresa por la ecuación:

$$\nu = f(h) = \frac{h^{3/2}}{2.1h - 1} \quad (12)$$

d) El coeficiente σ tiene los valores de 0.025 y 0.050 para, respectivamente, suelos granulares y suelos finos.

e) El valor de radio de curvatura crítico (R_C) y, también, función del espesor, está dado por:

$$R_C = \nu \cdot R'_C \quad (13)$$

siendo:

R'_C = *Radio de curvatura básico, igual a 14.350 cm y 8.000 cm para, respectivamente, suelos granulares y suelos finos.*

$$R_C = \frac{R'_C \cdot h^{3/2}}{2.1h - 1} \quad (14)$$

f) Sustituyendo los valores necesarios y reemplazando, la ecuación 11 se transforma en:

$$R = \frac{R'_C N^\sigma h^3}{(2.1h - 1)^2} \quad (15)$$

Ecuación general que representa la fatiga de suelo – cemento.

Con las investigaciones de laboratorio de la PCA se habilitó a desarrollar un método para el dimensionamiento del espesor de bases de suelo – cemento consideradas como características intrínsecas de material, usando la teoría de la elasticidad aplicada a un sistema de estrato singular para determinar las funciones relativas a la deformación y al radio de curvatura, por la combinación de datos derivados de las investigaciones realizadas. Procurando un proceso que generase resultados a favor de la seguridad, las relaciones carga/deformación, fueron obtenidas apenas a partir de cargas estáticas; como en un suelo, el suelo – cemento es perfectamente elástico, el ajuste entre la teoría y la práctica exigió modificaciones de esos factores.

Las funciones generales de deformación (F_ω), radio de curvatura (F_{R2}) y la función combinada (F_C) fueron tratadas matemáticamente, de modo de obtenerse una ecuación que incluya al radio de curvatura (R) y de deformación (ω). De ahí la sustitución de esa expresión en la ecuación 8 de las relaciones carga/deformación permitió incorporar al dimensionamiento el concepto de fatiga expresado por la ecuación (15).

La función F_ω fue derivada usando la ecuación de *BOUSSINESQ* para el cálculo de deformaciones y el proceso de *ODEMARK* (estrato equivalente) para convertir en un mismo sistema de dos estratos, y la ecuación de *BURMISTER* para la deformación superficial sobre el centro de carga:

$$\omega = \frac{\rho \cdot a}{E_2} \cdot F_\omega \quad (16)$$

El radio de curvatura en la parte superior de un sistema de dos estratos homogéneos isotrópicos y elásticos (R_o), sobre el centro de área cargada, es dado por la expresión:

$$R_o = R_m F_{R_2} \quad (17)$$

R_m y el radio de curvatura en la parte superior del segundo estrato y en el centro de carga, cuando la carga es aplicada directamente sobre la segunda capa, y siendo $\mu_2 = 0$:

$$R_m = \frac{aE_2}{\rho} \quad (18)$$

De ahí:

$$R = R_o = \frac{aE_2 F_{R_2}}{\rho} \quad (19)$$

La combinación de las funciones de deformación y de radio de curvatura (F_C) es obtenida de las ecuaciones 16 y 19:

$$F_C = F_\omega F_{R_2} = \frac{R_\omega}{a^2} \quad (20)$$

Esta expresión, como se ve, permite relacionar el radio de curvatura y la deformación. La ecuación 15, por su lado, posibilita obtener R a partir de las características de fatiga del material, y la fórmula final de dimensionamiento contendrá todos los parámetros que se quiera correlacionar – radio de curvatura, comportamiento a la fatiga, deformación. La expresión 20 puede ser, todavía, expresada de la siguiente forma:

$$F_C = F_\omega F_{R_2} = \frac{R_\omega}{a^2} = f\left(\frac{E_1}{E_2}, \frac{a}{h}, \mu_1, \mu_2\right) \quad (21)$$

Ante la extrema dificultad con que el investigador pasa para la determinación de E y μ , la solución teórica es inexacta. Se considera además, que las condiciones elásticas de carga asumen valores independientes de tiempo de aplicación de carga, en tanto que, para volver a este método más seguro, las relaciones entre carga y deformación están basadas en cargas estáticas – lo que las torna dependientes del tiempo. Esto obligó a

PCA a extender su investigación de laboratorio de modo de evaluar y modificar la función combinada, ajustando teoría y práctica.

Los datos experimentales mostraron que, para un pavimento con valores constantes de E_1 , E_2 , μ_1 , y μ_2 , y espesor variable, la función F_C es dependiente apenas de la relación a/h , también, del propio valor del espesor. La *Figura 11* demuestra que hay una curva para cada espesor ensayado que obedece a:

$$F_C = \phi(h) \left(\frac{a}{b} \right)^{-x} \quad (22)$$

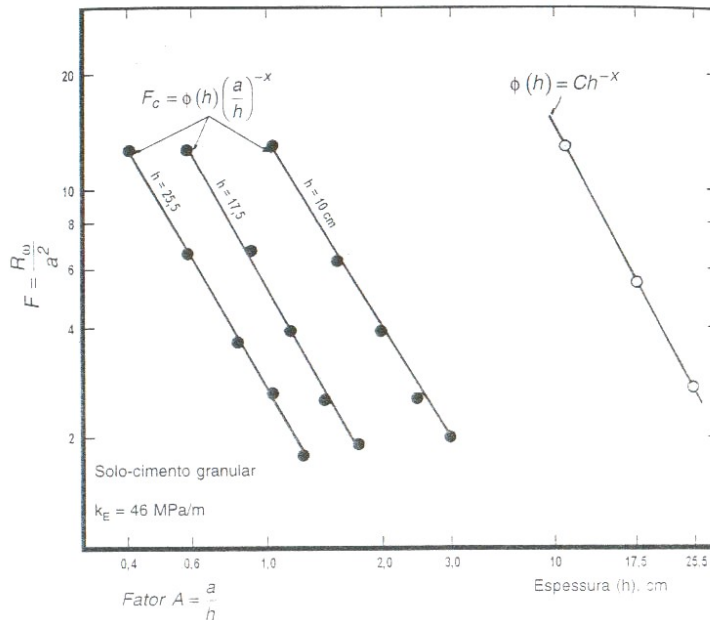


Figura 11 – Resultados de ensayos: relaciones entre a, h, F_C , R, ω

Está configurada, claramente, una diferencia entre la teoría y la experiencia práctica, indicando que hay un efecto imprevisto de espesor en el valor de la función F_C .

En lado derecho de la *Figura 11* están colocados los valores de F_C para $a/h = 1$, que caracterizan la función $\phi(h)$. Este tiene el aspecto está dado por:

$$\phi(h) = C \cdot h^{-x} \quad (23)$$

En el que:

- C = constante;
- x = exponente adimensional.

Sustituyendo en 22, se tiene:

$$F_C = C \cdot a^{-x} \quad (24)$$

Otros ensayos realizados (Figura 12) muestran que la relación entre F_C y C es aproximadamente:

$$F_C = \frac{R_\omega}{a^2} = \frac{C}{a^2} \quad (25)$$

ó

$$C = R_\omega = \psi \left(\frac{E_1}{E_2}, \psi_1, \psi_2 \right) \quad (26)$$

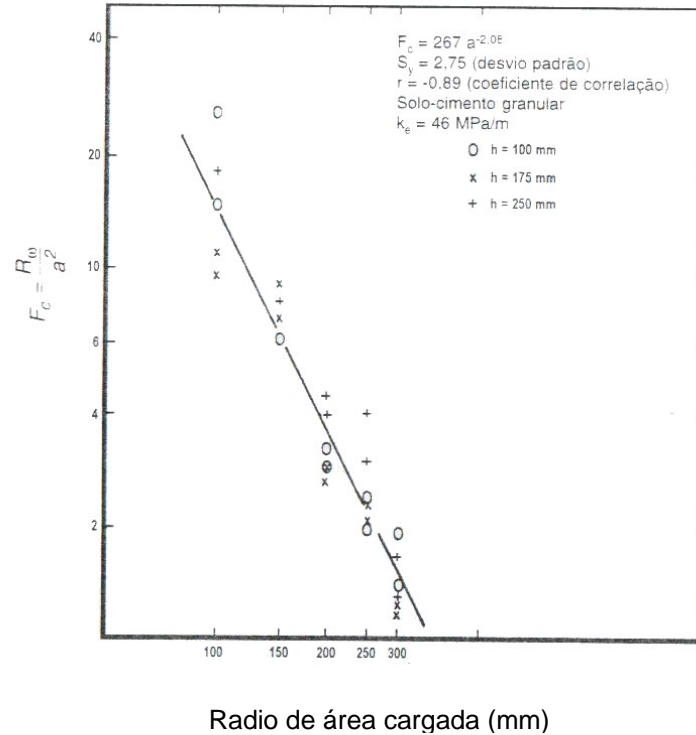


Figura 12 – Resultados de ensayos: valores de F_C en función de h y a

Esto quiere decir, que C (que es una función combinada modificada) depende el tipo de suelo natural usado en la estabilización (por E_1, μ_1) y del suelo de fundación (E_2, μ_2). La Figura 13 muestra el hecho: que hay dos curvas que correlacionan el coeficiente de balasto elástico (k_E) y C , cuyas ecuaciones conforme al suelo sea granular o fino, son:

$$C = 10^4 k_E^{-0.700} \quad (\text{suelo granular}) \quad (27)$$

$$C = 0.58 \times 10^4 k_E^{-0.685} \quad (\text{suelo fino}) \quad (28)$$

Transponiendo la ecuación 26 y sustituyendo R :

$$\omega = \frac{C}{R} = \frac{C(2.1h - 1)^2}{R_C h^3 N^\sigma} \quad (29)$$

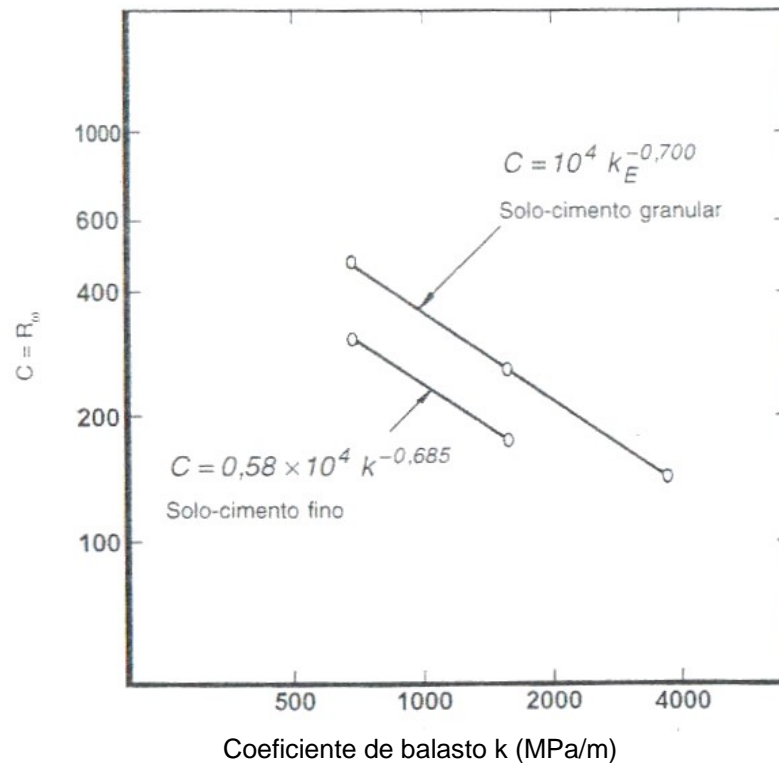


Figura 13 – Relación entre k , C y tipo de suelo – cemento

Tomando $P = \rho \pi a^2$ y sustituyendo en la ecuación 29, la ecuación básica de carga / deformación para suelo – cemento, es:

$$\frac{(2.1h - 1)^2}{h^{1.5}} = f(h) = \frac{\alpha \cdot P \cdot R'_C \cdot N^\sigma}{\pi \cdot a^{1/2} \cdot k_E \cdot C} \quad (30)$$

Se llegan a ecuaciones que deben ser aplicadas cuando sea necesario calcular el espesor de suelo – cemento, para una carga dada, con un área definida de contacto y una cierta configuración del eje (tomándose los valores experimentales de C , R'_C , α y σ):

$$f(h) = 10.4 \frac{P \cdot N^{0.025}}{a^{1/2} \cdot k_E^{0.300}} \quad (\text{granular}) \quad (31)$$

$$f(h) = 10.0 \frac{P \cdot N^{0.050}}{a^{1/2} \cdot k_E^{0.315}} \quad (\text{fino}) \quad (32)$$

La solución general, para un tráfico mixto, exige la introducción del concepto de consumo de resistencia a la fatiga.

Con las ecuaciones 26 y 9 se obtiene que:

$$R = R_a = \frac{C \cdot k \cdot \pi \cdot a^{1/2} \cdot h^{1.5}}{P \cdot \alpha} \quad (33)$$

La relación entre el radio de curvatura crítico, R_C , y ese radio de curvatura (para una dada condición de carga) R_a que es dado, entonces por:

$$\frac{\text{ecuación 26}}{\text{ecuación 33}} = \frac{R_C}{R_a} = \left[\frac{R'_C \cdot \alpha}{(2.1h - 1)k \cdot \pi \cdot C} \right] \left[\frac{P}{a^{1/2}} \right] \quad (34)$$

En esta ecuación está caracterizado el dimensionamiento en función del pavimento y en función de la carga, separadamente, y ella representa el coeficiente de consumo de resistencia a la fatiga influido por una cierta carga. El consumo admisible de resistencia a la fatiga es calculado por la relación:

$$\frac{R_C}{R_{adm}} = \frac{2.1h - 1}{h^{3/2} \cdot N^\sigma} \quad (35)$$

Relacionando el coeficiente de consumo de resistencia a la fatiga adquirida y el valor admisible, y colocando en función del número admisible de repeticiones de carga:

$$N = \left[\frac{(2.1h - 1)^2 C \cdot k_E \cdot \pi}{R'_C \alpha \cdot h^{3/2}} \right]^{1/\sigma} \cdot \left[\frac{a^{1/2}}{P} \right]^{1/\sigma} \quad (36)$$

Y, finalmente, sustituyendo los valores obtenidos experimentalmente, las ecuaciones finales de dimensionamiento son:

- **Suelo Granular:**

$$N = \left[\frac{(1.77k)^{0.3} \cdot (2.1h - 1)^2}{10.0 \cdot h^{3/2}} \right]^{40} \cdot \left[\frac{a^{1/2}}{P} \right]^{40} \quad (37)$$

- *Suelo Fino:*

$$N = \left[\frac{(1.77k)^{0.3} \cdot (2.1h - 1)^2}{10.4 \cdot h^{3/2}} \right]^{20} \cdot \left[\frac{a^{1/2}}{P} \right]^{20} \quad (38)$$

Para mayor claridad, véase la Figura 14. Ella representa la curva de fatiga, que relaciona entre el número de repeticiones de carga (N) y los coeficientes de consumo de resistencia a fatiga $\left(\frac{R_C}{R}\right)$. Por la ecuación 34, se determina el consumo de resistencia a la fatiga debida a una carga dada, siendo el valor función única de P y de a , desde que se mantiene en el mismo pavimento. La curva de fatiga es dada por la ecuación 35, y N , en el gráfico, y el número admisible de solicitaciones de carga (ecuación 36) corresponde a la intersección de la curva de fatiga por el coeficiente de consumo de resistencia a fatiga aplicado por la carga sobre la estructura. En la misma figura es posible visualizar el consumo de la resistencia a la fatiga (C_{RF}) y es igual a:

$$C_{RF}(\%) = \frac{N'}{N} \times 100 \quad (39)$$

Siendo:

- N' = Número real de solicitaciones de carga;
- N = Número admisible de solicitaciones de carga.

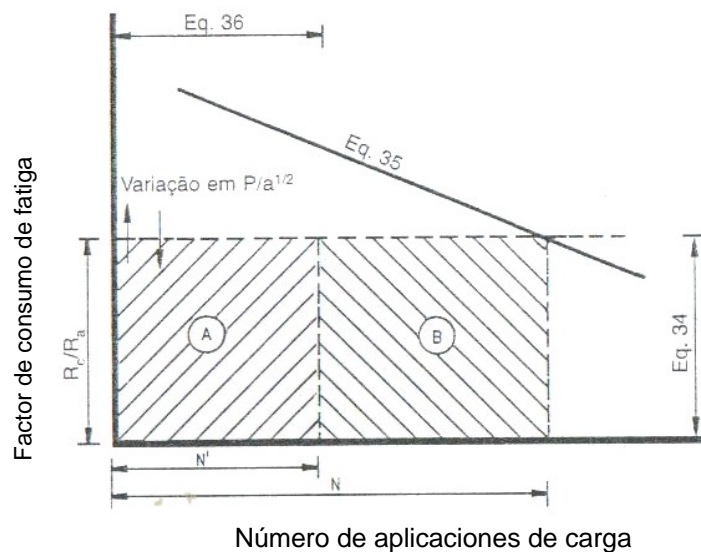


Figura 14 – Curva típica de fatiga de SC

El área A es la resistencia a la fatiga consumida por una carga P' cualquiera, numéricamente igual a:

$$N' \left(\frac{R_C}{R_a} \right);$$

y el área $A + B$ corresponde a la resistencia a la fatiga total disponible del pavimento, igual a:

$$N \left(\frac{R_C}{R_a} \right);$$

luego, el área B es la resistencia a la fatiga que sobra para ser consumida por otras cargas que no tienen relación con P' .

El *Cuadro 6* clasifica a los suelos adoptados por el método, separándolos en finos y granulares; el *Cuadro 7* contiene los coeficientes de consumo de fatiga para los diferentes tipos de ejes. Las *Figuras 15* y *16* son ábacos de dimensionamiento, en el que el espesor de la base de SC es una función del factor de fatiga (calculado a partir de los datos de tráfico) y del coeficiente de balasto de fundación; La *Figura 17* permite determinar la reducción de espesor de base, conforme al tipo de espesor del revestimiento bituminoso.

Cuadro 6 – Clasificación de suelos de AASHTO, modificada por PCA para fines exclusivos de uso en el dimensionamiento de pavimentos de SC.

| Clasificación genérica de la AASHTO | Materiales granulares (35 % o menos que pasa el tamiz # 200) | | | | | | | Materiales limo – arcillosos (35 % o menos que pasa el tamiz # 200) | | | |
|---|--|------------------|------------------|--------|--------|--------------|--------|---|--------|--------|--------|
| | A – 1 | | A – 3 | A – 2 | | | | A – 4 | A – 5 | A – 6 | A – 7 |
| Grupos | A-1-a | A-1-b | | A-2-4 | A-2-5 | A-2-6 | A-2-7 | | | | |
| Porcentaje que pasa los tamices: Nº 10 Nº 40 Nº 200 | 50 max 30 max 15 max | 50 max 25 max | 51 min 10 max | 35 max | 35 max | 35 max | 35 max | 36 min | 36 min | 36 min | 36 min |
| Límite de liquidez (%) | | | 40 max | 41 min | 41 min | 40 max | 41 min | 40 max | 41 min | 40 max | 41 min |
| Índice de plasticidad (%) | 6 max | NP | 10 max | 10 max | 10 max | 11 min | 11 min | 10 max | 10 max | 11 min | 11 min |
| Clasificación genérica de la PCA (para fines de dimensionamiento de SC) | Suelos granulares | | | | | Suelos Finos | | | | | |

Cuadro 7 – Coeficientes de consumo de fatiga (F_i) para ejes simples, tándem dobles y tándem triples, método de la PCA

| Carga por eje (t) | Coeficiente de consumo de fatiga (F_i) | |
|----------------------------|--|------------|
| | Suelo granular | Suelo fino |
| Ejes simples | | |
| 15 | 337.000.000 | 15.100 |
| 14 | 32.567.000 | 5.083 |
| 13 | 2.873.500 | 1.579 |
| 12 | 188.600 | 447 |
| 11 | 11.260 | 113 |
| 10 | 542 | 25 |
| 9 | 21 | 4,8 |
| 8 | 0,54 | 0,75 |
| 7 | 0,078 | 0,09 |
| 6 | 0,00006 | 0,008 |
| Ejes tándem dobles | | |
| 22 | 4.181.000 | 1.998 |
| 21 | 961.000 | 959 |
| 20 | 188.600 | 444 |
| 19 | 40.411 | 195 |
| 18 | 7.297 | 84 |
| 17 | 1.195 | 34,2 |
| 16 | 175 | 13,2 |
| 15 | 21 | 4,8 |
| 14 | 2,6 | 1,6 |
| 13 | 0,24 | 0,5 |
| 12 | 0,019 | 0,14 |
| 11 | 0,0012 | 0,036 |
| 10 | 0,00006 | 0,008 |
| Ejes tándem triples | | |
| 35 | 6.531.370 | 2.400 |
| 30 | 166.335 | 391 |
| 29 | 72.614 | 260 |
| 28 | 31.450 | 172 |
| 27 | 13.125 | 112 |
| 26 | 5.265 | 71 |
| 25 | 2.056 | 45 |
| 24 | 805 | 28 |
| 23 | 287 | 17 |
| 22 | 106 | 10 |
| 21 | 35,1 | 0,907 |
| 20 | 10,9 | 3,352 |
| 15 | 0,009 | 0,101 |
| 12 | 0,00004 | 0,007 |

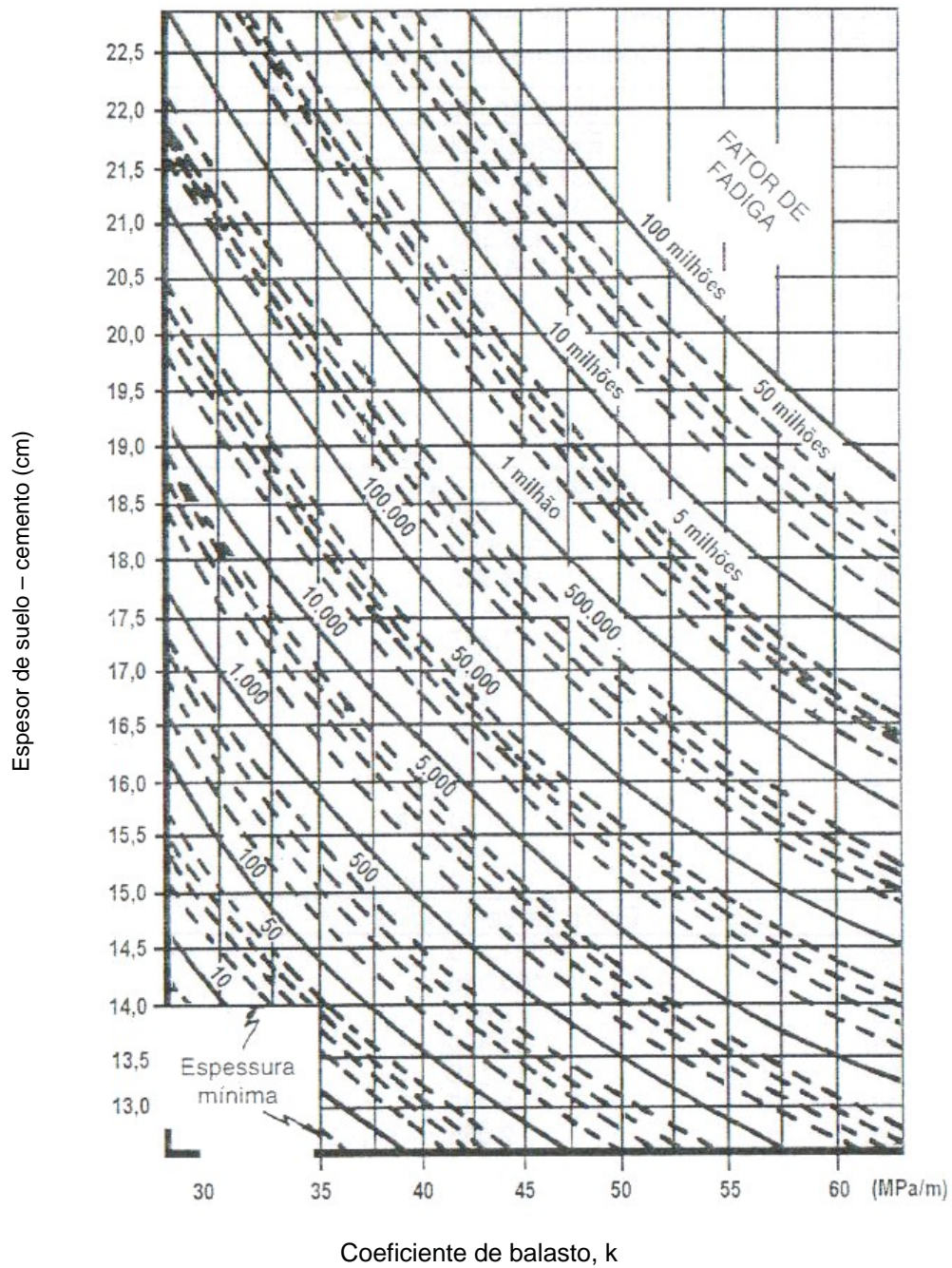


Figura 15 – Espesores de base de suelo - cemento, en función de coeficiente de balasto y del factor de fatiga, para suelo - cemento granular.

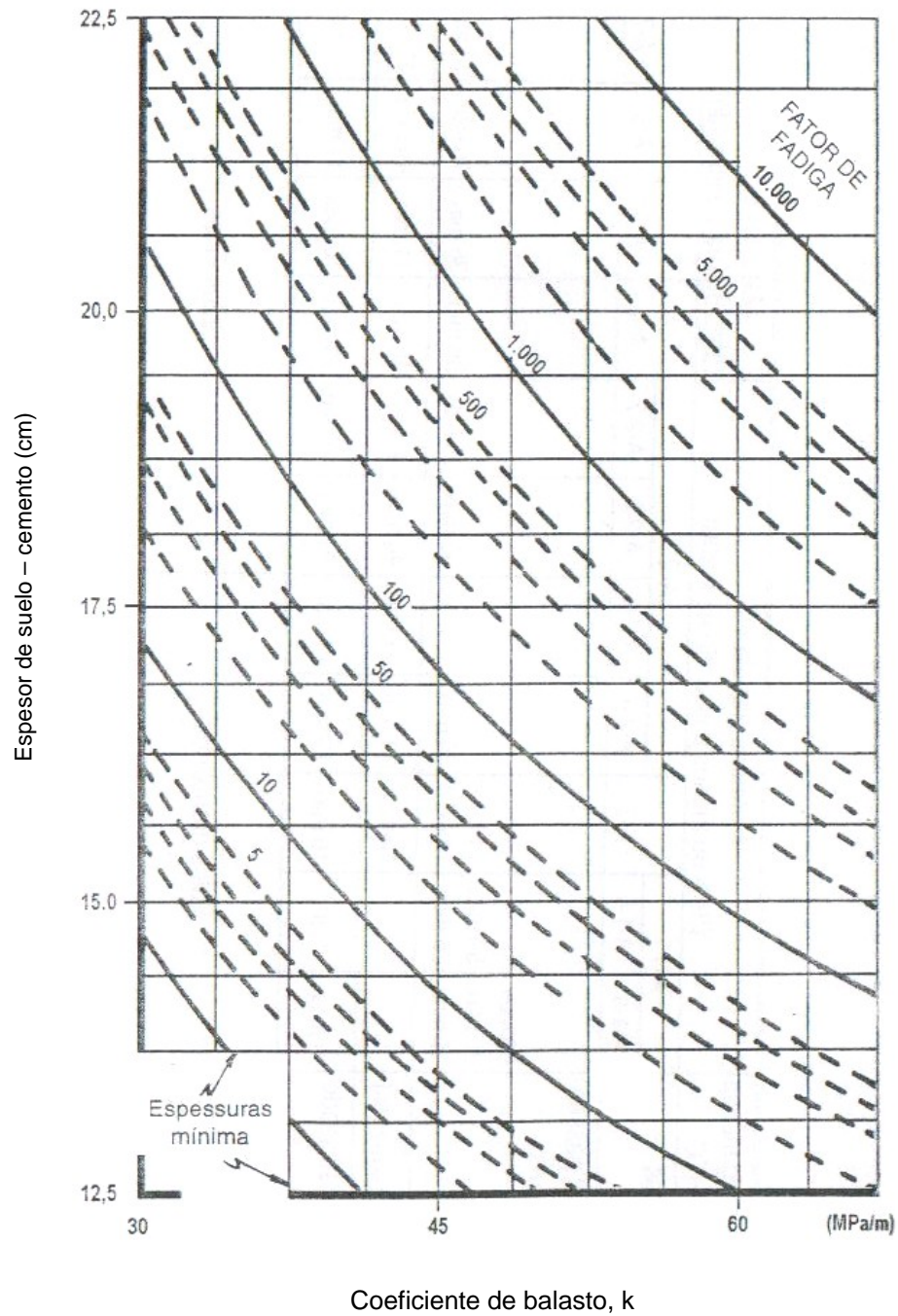


Figura 16 – Espesores de base de suelo - cemento, en función de coeficiente de balasto y del factor de fatiga, para suelo - cemento fino.

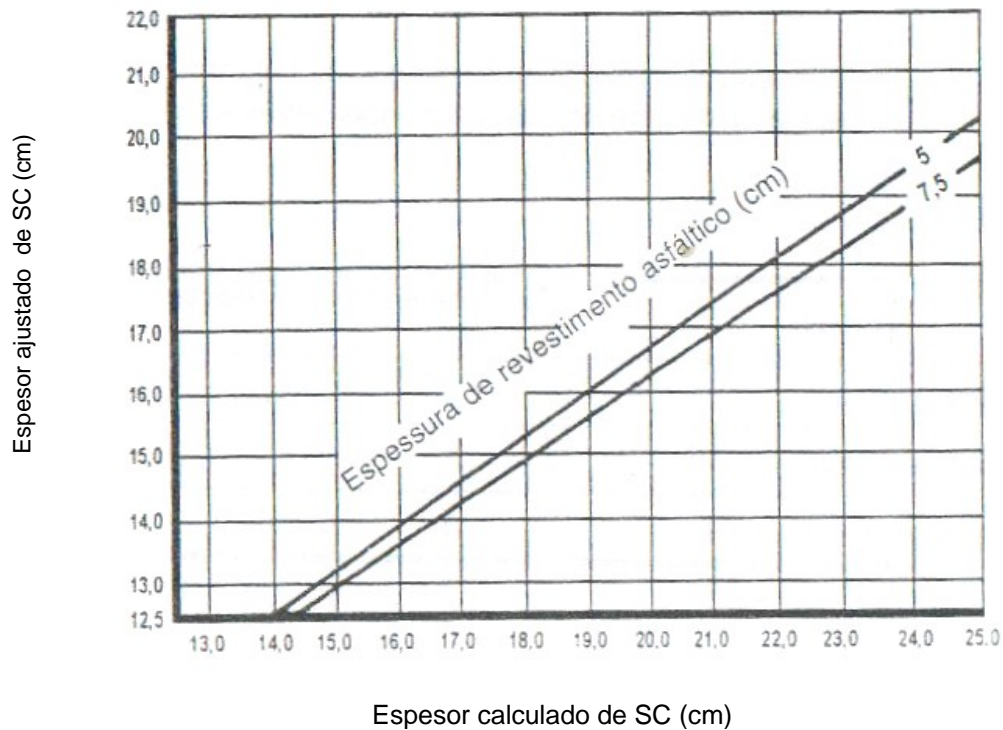


Figura 17 – Espesor ajustado de SC, en función del espesor de revestimiento asfáltico.

3.2.2 Validación Analítica

Dentro de una conceptualización bastante actual, el método de la PCA permite considerar directamente las características elásticas intrínsecas al suelo – cemento. Es muy importante la determinación que se hace del comportamiento del material a la fatiga y el establecimiento de este hecho a través de investigaciones conducidas específicamente para esa finalidad.

Se destaca que el método propuesto aún no tiene suficiente experimentación práctica que permita avalarlo convenientemente. Al optar por su empleo, el proyectista debe tener la bastante sensibilidad para juzgar su aplicabilidad al tipo de tráfico esperado, además de cuidar que la dosificación de la materia prima del suelo sea hecha por un proceso que permita la obtención de un producto que, realmente, se ajuste a los requisitos y tenga las propiedades básicas de SC como lo entiende la PCA. Para una mejor visualización de las características que permiten este enunciado, véase el Cuadro 8, donde el material que siga las fajas numéricas de variación de las propiedades allá fijadas, puede tener un espesor determinado por el método. Se puede afirmar, a priori, que los SMC tienen una pequeña probabilidad de armonizar con los requisitos generales, lo que virtualmente impedirá la aplicación de procedimiento a esa clase de estabilización con cemento.

Cuadro 8 – Propiedades típicas de SC, conforme a la PCA

| Propiedades | Valores a los 28 días |
|---|------------------------------|
| Resistencia a la compresión axial (KPa) | 2800 – 6300 |
| Resistencia a la tracción por flexión, dos cortes (KPa) | 560 – 1250 |
| Módulo de elasticidad estático a flexión (MPa) | 4000 – 14000 |
| Coefficiente de Poisson | Variable |
| Radio crítico de curvatura (cm) en vigas de 15 cm x 15 cm x 76 cm | 10000 – 19000 |

La rígida división de suelos en dos grupos, finos y granulares, de comportamiento estructural muy distinto, sólo podrá ser averiguada su validez después de algún tiempo de experimentación; al momento, parece bastante abrupta y sin matices.

El ejemplo del método DNER (versión 1966) no cuenta con medios capaces de resolver el caso de ejes tándem triples, se propone aquí en primera instancia, una correlación, calculada a partir de la fórmula de fatiga, que tiene carácter experimental (*Cuadro 7*).

4. EJEMPLOS

Los dos métodos de dimensionamiento analizados serán, en esta sección, analizados con ejemplos y comparados entre sí en las mismas condiciones de tráfico y de soporte, resguardándose, evidentemente, la elección de cada opción al proyectista o al órgano vial como una cuestión de filosofía de trabajo, en la cual tiene peso no sólo el conocimiento teórico del problema como la experiencia en la formación personal.

4.1 DATOS GENERALES

a) Tráfico

El tráfico del proyecto está incluido en los *Cuadros 9 y 10*, que muestran, respectivamente, la distribución de frecuencia de cargas por tipo de eje y la categoría de los vehículos y la frecuencia del tráfico, por categoría de vehículo comercial.

El volumen medio diario (V_m) en el periodo del proyecto (fijado en 15 años P) toma los valores de 2×10^2 , 2×10^3 y 2×10^4 vehículos en una dirección.

b) Fundación

El *Cuadro 11* muestra los valores de soporte de la subrasante utilizados en el dimensionamiento, en cada uno de los procedimientos analizados.

Cuando es necesaria la capa de sub base, ella es granular y tiene los valores de soporte mínimos necesarios mostrados en el mismo cuadro.

c) Materiales de base y de revestimiento

En el *Cuadro 12* se relacionan datos tecnológicos hipotéticos de tres tipos de materiales, potencialmente utilizables como SC, SMC y GGTC, indicando

además su relación con cada uno de los métodos de dimensionamiento estudiados.

En cuanto al revestimiento bituminoso, se siguen las indicaciones contenidas en los procedimientos de la PCA y DNER.

Cuadro 9 – Distribución de frecuencia de cargas por tipo de eje y categoría de vehículo.

| Carga por eje (t) | Frecuencia (%) | | | | |
|----------------------------|-------------------|------------------|------------------------------|-----------|--------|
| | Camiones medianos | Camiones pesados | Remolques y semi - remolques | Total | |
| | | | | Por clase | Global |
| Ejes simples | | | | | |
| 10 | | 3 | 11 | 6.0 | 4.66 |
| 9 | | 3 | 11 | 6.0 | 4.66 |
| 8 | | 3 | 4 | 3.0 | 2.33 |
| 7 | | 3 | 6 | 4.0 | 3.10 |
| 6 | | 2 | 4 | 2.5 | 1.94 |
| 5 | 6 | 14 | 5 | 11.0 | 8.55 |
| 4 | 18 | 15 | 15 | 20.5 | 15.93 |
| 3 | 23 | 16 | 10 | 21.0 | 16.32 |
| 2 | 46 | 7 | 1 | 23.0 | 17.87 |
| 1 | 7 | | | 3.0 | 2.33 |
| | | | | 100.0 | 77.70 |
| Ejes tándem dobles | | | | | |
| 17 | | 4 | 7 | 30.5 | 3.66 |
| 16 | | 4 | 4 | 22.0 | 2.64 |
| 15 | | 4 | 2 | 17.0 | 2.04 |
| 14 | | 2 | 1 | 8.5 | 1.02 |
| 13 | | 1 | 1 | 5.5 | 0.66 |
| 12 | | 1 | 1 | 5.5 | 0.66 |
| 11 | | 1 | 1 | 5.5 | 0.66 |
| 10 | | 2 | | 5.5 | 0.66 |
| | | | | 100.0 | 12.00 |
| Ejes tándem triples | | | | | |
| 26 | | 5 | 3 | 26.0 | 2.68 |
| 25 | | 5 | 6 | 35.5 | 3.66 |
| 24 | | 4 | 4 | 26.0 | 2.68 |
| 23 | | 1 | 2 | 9.5 | 0.98 |
| 22 | | | 1 | 3.0 | 0.31 |
| | | | | 100.0 | 10.30 |
| | | | | | 100.00 |

Cuadro 10 – Distribución de frecuencia del tráfico, por categoría de vehículo comercial.

| Vehículo | Factor de eje (F_{ei}) | Frecuencia (%) P_i |
|------------------------------|----------------------------|----------------------|
| Camiones medianos | 2 | 60 |
| Camiones pesados | 2 | 20 |
| Remolques o semi - remolques | 3 | 20 |
| | | 100 |

Cuadro 11 – Relación entre índice de soporte de California (CBR) y coeficiente de balasto (k)

| | | |
|-------------|----|----|
| CBR (%) | 3 | 10 |
| R (%) | 19 | 43 |
| k (MPa/m) | 28 | 56 |

Cuadro 12 – Resultados de ensayos de caracterización tecnológica de diferentes materiales, con posibilidad de su utilización en los diferentes métodos de dimensionamiento analizados.

| Tipo de estabil. | Datos de material | | | | | | | | | | Datos de material estabilizado | | | | | | | | | |
|---------------------|---|-----|-----|------------|------|-------|---------------|----|----|----------------|--------------------------------|-------------------------|---------------------|---------------------------------|-------|------|-------------------------|--------------------------------|---------------------------|------------------|
| | Granulometría (%) en masa que pasa (mm) | | | | | | | | | Clasif. AASHTO | Índices físicos (%) | | | Durabilidad por mojado y secado | | | Cantidad de cemento (%) | Resistencia a compresión (KPa) | Valor de cohesión (g/pol) | Valor de ISC (%) |
| | 25 | 19 | 9.5 | 4.8 2.0 | 0.42 | 0.075 | 0.05 0.005 | LL | LP | | IP | Cantidad de cemento (%) | Pérdida de masa (%) | | | | | | | |
| SC | 100 | 100 | 100 | 100 | 96 | 59 | 21 | 16 | 6 | A2-4(0) | - | - | NP | 5 ⁽¹⁾ | 5.5 | 14 | 5 ⁽¹⁾ | 2.758 | 1.806 | - |
| | | | | | | | | | | | | | | 6 | 3.6 | | 6 | 3.494 | 2.322 | - |
| | | | | | | | | | | | | | | 8 | 2.4 | | | | | |
| SMC ⁽²⁾ | 100 | 100 | 100 | 100 | 100 | 100 | 35 | 24 | 23 | A2-6(0) | 26 | 14 | 12 | (5) | (8.2) | (10) | 3 ⁽³⁾ | - | 1.139 | 36 |
| | | | | | | | | | | | | | | (7) | (4.6) | | 4 ⁽⁴⁾ | - | 1.272 | 82 |
| | | | | | | | | | | | | | | (9) | (3.6) | | | | | |
| GGTC ⁽⁵⁾ | 100 | 95 | 60 | 45 | 38 | 18 | 5 | 2 | 0 | A1a(0) | - | - | NP | 3 | 16.1 | 14 | 3 ⁽⁶⁾ | 4.752 | 810 | - |
| | | | | | | | | | | | | | | 4 ⁽⁷⁾ | 9.0 | | 4 | 6.935 | 1.215 | - |

Notas:

- (1) Cantidad de cemento indicada para SC, en cualquiera de los métodos de dimensionamiento.
- (2) No podría ser diseñado por el método PCA, por no atender los requisitos de durabilidad por humedecimiento y secado.
- (3) Cantidad de cemento indicada para SMC, método de Hveem/ABCP ($c \geq 750$ g/pol.).
- (4) Cantidad de cemento indicada para SMC, método de DNER ($ISC \geq 80$ %, $K = 1.0$).
- (5) Podría ser dimensionada por el método PCA, idénticamente a un SC, por atender los requisitos de resistencia a la compresión y de durabilidad. No toma en cuenta el requisito del valor de cohesión, para el método de Hveem/ABCP ($c \geq 1500$ g/pol.).
- (6) Cantidad de cemento indicada para GGTC, método de DNER ($f_{c7} \geq 45$ Kg/cm², $K = 1.7$).
- (7) Cantidad de cemento indicada para el dimensionamiento como un SC, método PCA.

4.2 CÁLCULOS DE TRÁFICO

Método de DNER

a) Volumen total de vehículos

El volumen total de vehículos en el periodo del proyecto en una dirección (V_t) está dado por:

$$V_t = 365 \times P \times V_m$$

Donde:

V_m = Volumen medio diario de vehículos en periodo de proyecto y en una dirección, variable e igual a 2×10^2 , 2×10^3 y 2×10^4 vehículos.

P = periodo de proyecto en años.

El Cuadro 13, relaciona los V_t calculados, en función a V_m prefijados.

Cuadro 13 – Volumen total de vehículos en el periodo de proyecto (V_t) en función de volumen medio diario en el mismo periodo

| V_m | V_t |
|-----------------|--------------------|
| 2×10^2 | 1095×10^3 |
| 2×10^3 | 1095×10^4 |
| 2×10^4 | 1095×10^5 |

b) *Factores de carga y de vehículo*

El cálculo de los factores de carga (F_C) se representa en los Cuadros 14, 15 y 16 para camiones medianos, camiones pesados, remolques y semi – remolques, respectivamente, y sus valores están en el Cuadro 17.

Cuadro 14 – Equivalencias parciales y totales por carga de ejes simples, para camiones medianos, método de DNER.

| Ejes simples (t) | % | EWL DNER | Equivalencia DNER |
|------------------|----|----------|-------------------|
| 5 | 6 | 0.1 | 0.60 |
| 4 | 18 | 0.04 | 0.72 |
| 3 | 23 | 0.01 | 0.23 |
| 2 | 46 | 0.003 | 0.14 |
| 1 | 7 | 0.0001 | 0.0007 |
| | | | 1.69 |

Cuadro 15 - Equivalencias parciales y totales por carga de ejes simples, tándem dobles y tándem triples, para camiones pesados, método de DNER.

| Ejes simples (tf) | % | EWL DNER | Equivalencia DNER |
|--------------------------|----|----------|-------------------|
| 10 | 3 | 4 | 12 |
| 9 | 3 | 2 | 6 |
| 8 | 3 | 1 | 3 |
| 7 | 3 | 0.6 | 1.8 |
| 6 | 2 | 0.3 | 0.6 |
| 5 | 14 | 0.1 | 1.4 |
| 4 | 15 | 0.04 | 0.6 |
| 3 | 16 | 0.01 | 0.16 |
| 2 | 7 | 0.003 | 0.02 |
| | | | 25.58 |
| Ejes tándem dobles (tf) | | | |
| 17 | 4 | 9 | 36 |
| 16 | 4 | 7 | 28 |
| 15 | 4 | 5 | 20 |
| 14 | 2 | 3.5 | 7 |
| 13 | 1 | 2.5 | 2.5 |
| 12 | 1 | 1.5 | 1.5 |
| 11 | 1 | 1 | 1 |
| 10 | 2 | 6 | 12.0 |
| | | | 108.0 |
| Ejes tándem triples (tf) | | | |
| 26 | 5 | 9.88 | 49.40 |
| 25 | 5 | 7.80 | 39.00 |
| 24 | 4 | 6.11 | 24.44 |
| 23 | 1 | 4.80 | 4.80 |
| | | | 117.64 |
| | | | 251.22 |

Cuadro 16 - Equivalencias parciales y totales por carga de ejes simples, tándem dobles y tándem triples, para remolques y semi - remolques, método de DNER.

| Ejes simples (tf) | % | EWL DNER | Equivalencia DNER |
|--------------------------|----|----------|-------------------|
| 10 | 11 | 4 | 44 |
| 9 | 11 | 2 | 22 |
| 8 | 4 | 1 | 4 |
| 7 | 6 | 0.6 | 3.6 |
| 6 | 4 | 0.3 | 1.2 |
| 5 | 5 | 0.1 | 0.5 |
| 4 | 15 | 0.04 | 0.6 |
| 3 | 10 | 0.01 | 0.1 |
| 2 | 1 | 0.003 | 0.003 |
| | | | 76.00 |
| Ejes tándem dobles (tf) | | | |
| 17 | 7 | 9 | 63 |
| 16 | 4 | 7 | 28 |
| 15 | 2 | 5 | 10 |
| 14 | 1 | 3.5 | 3.5 |
| 13 | 1 | 2.5 | 2.5 |
| 12 | 1 | 1.5 | 1.5 |
| 11 | 1 | 1 | 1 |
| | | | 109.5 |
| Ejes tándem triples (tf) | | | |
| 26 | 3 | 9.88 | 49.40 |
| 25 | 6 | 7.80 | 39.00 |
| 24 | 4 | 6.11 | 24.44 |
| 23 | 2 | 4.80 | 4.80 |
| 22 | 1 | 5.59 | 5.59 |
| | | | 116.07 |
| | | | 301.57 |

Cuadro 17 – Factores de eje (F_E), de carga (F_C) y de vehículos (F_V) por categoría de vehículo, conforme al método de dimensionamiento de DNER.

| | | Categoría de vehículo | | |
|---------------------------------|------|---------------------------------|--------------------------------|-------------------------------|
| | | Camiones medianos ($F_E = 2$) | Camiones pesados ($F_E = 2$) | Remolques, etc. ($F_E = 3$) |
| Factores de carga (F_C) | DNER | 0.017 | 2.51 | 3.02 |
| Factores de vehículos (F_V) | DNER | 0.034 | 5.02 | 9.06 |

c) *Número de repeticiones equivalentes del eje patrón*

La ecuación 1, determina el número de repeticiones equivalentes de eje patrón (N y EWL) durante el periodo del proyecto; los resultados, en función del método de dimensionamiento, F_{Vt} y de V_t están en el Cuadro 18.

Cuadro 18 – Factor de vehículo total (F_{Vt}) y número de repeticiones equivalentes de eje patrón (N) método DNER

| Método de dimensionamiento | Factor de vehículo total (F_{Vt}) | Número de repeticiones equivalentes de eje patrón (N) | | |
|----------------------------|---------------------------------------|---|--------------------------|--------------------------|
| | | $V_t = 1095 \times 10^3$ | $V_t = 1095 \times 10^4$ | $V_t = 1095 \times 10^5$ |
| DNER | 2.84 | 3.1×10^6 | 3.1×10^7 | 3.1×10^8 |

Método de la PCA

El método de la PCA, no fija una carga patrón, considerando cada carga por si sola, y calculando sus efectos individuales y el total de la fatiga. En el Cuadro 19, las columnas 1, 2 y 3 trazan las cargas por eje, sus frecuencias porcentuales y numéricas (estas expresadas obligatoriamente en millares de ejes durante el periodo del proyecto), la columna 5 muestra los efectos de las fatigas individuales y totales, en función de V_t y de los coeficientes individuales de consumo de fatiga F_i .

Cuadro 19 – Cálculo de los efectos de fatiga (T_i), método de la PCA

| 1 Carga por eje (tf) | 2 % | 3 Frecuencia en el periodo de proyecto en millares de ejes | | | 4 Coeficiente de consumo de fatiga (F_i) | 5 Efectos de fatiga (T_i) | | |
|-------------------------|--------|---|--------------------------|--------------------------|---|----------------------------------|--------------------------|--------------------------|
| | | $V_t = 1095 \times 10^3$ | $V_t = 1095 \times 10^4$ | $V_t = 1095 \times 10^5$ | | $V_t = 1095 \times 10^3$ | $V_t = 1095 \times 10^4$ | $V_t = 1095 \times 10^5$ |
| Ejes simples | | | | | | | | |
| 10 | 4.66 | 51.027 | 510.27 | 5102.7 | 542 | 27657 | 276570 | 2765700 |
| 9 | 4.66 | 51.027 | 510.27 | 5102.7 | 21 | 1072 | 10720 | 107200 |
| 8 | 2.33 | 25.5135 | 255.135 | 2551.35 | 0.54 | 14 | 140 | 1400 |
| 7 | 3.10 | 33.945 | 339.45 | 3394.5 | 0.0078 | 0 | 3 | 26 |
| 6 | 1.94 | 21.243 | 212.43 | 2124.3 | 0.00006 | 0 | 0 | 0 |
| Ejes tándem dobles | | | | | | | | |
| 17 | 3.66 | 40.077 | 400.77 | 4007.7 | 1195 | 47892 | 478920 | 4789200 |
| 16 | 2.64 | 28.908 | 289.08 | 2890.8 | 175 | 5059 | 50590 | 505900 |
| 15 | 2.04 | 22.338 | 223.38 | 2233.8 | 21 | 469 | 4690 | 46900 |
| 14 | 1.02 | 11.169 | 111.69 | 1116.9 | 2.6 | 29 | 290 | 2900 |
| 13 | 0.66 | 7.227 | 72.27 | 722.7 | 0.24 | 2 | 20 | 200 |
| 12 | 0.66 | 7.227 | 72.27 | 722.7 | 0.019 | 0 | 0 | 0 |
| 11 | 0.66 | 7.227 | 72.27 | 722.7 | 0.0012 | 0 | 0 | 0 |
| 10 | 0.66 | 7.227 | 72.27 | 722.7 | 0.00006 | 0 | 0 | 0 |
| Ejes tándem triples | | | | | | | | |
| 26 | 2.68 | 29.346 | 293.46 | 2934.6 | 5265 | 154507 | 1545070 | 15450700 |
| 25 | 3.65 | 39.9675 | 399.675 | 3996.75 | 2056 | 82173 | 821730 | 8217300 |
| 24 | 2.68 | 29.346 | 293.46 | 2934.6 | 805 | 23624 | 236240 | 2362400 |
| 23 | 0.98 | 10.731 | 107.31 | 1073.1 | 287 | 3080 | 30800 | 308000 |
| 22 | 0.31 | 3.3945 | 33.945 | 339.45 | 106 | 360 | 3600 | 36000 |
| Total | 38.99 | 426.9405 | 4269.405 | 42694.05 | | 345938 | 3459380 | 34593800 |

Notas:

Columnas 1 y 2 – Conocidas a partir del levantamiento de tráfico.

Columna 3 – Columna 2 x V_r

Columna 4 – Cuadro 7

Columna 5 – Columna 3 x Columna 4

4.3 DIMENSIONAMIENTO DE PAVIMENTOS

Método de DNER

El modelo esquemático de dimensionamiento adoptado se muestra en la *Figura 4*. Las ecuaciones de dimensionamiento a aplicar son las 3, 4 y 5. Conforme al método, y analizando los datos constantes del *Cuadro 12*, se tiene que los coeficientes de equivalencia estructural correspondientes a las alternativas de materias componentes de las capas de pavimento serán los mostrados en el *Cuadro 20*, que es auto explicativo.

Cuadro 20 – Factores de equivalencia estructural a adoptar, en función de los resultados de ensayo (ver Cuadro 12)

| | | DNER | | | |
|------------------------|------|-----------------------------|-----------------------------|------------------|-----|
| | | Exigencia atendida | | Factor a adoptar | |
| | | (1) | (2) | (1) | (2) |
| Tipo de estabilización | SC | f_{cT} entre 21 y 4.5 MPa | f_{cT} entre 28 y 4.5 MPa | 1.4 | 1.4 |
| | SMC | CBR \geq 80 % | CBR \geq 80 % | 1.0 | 1.0 |
| | GGTC | $f_{cT} \geq$ 4.5 MPa | $f_{cT} \geq$ 4.5 MPa | 1.7 | 1.7 |

Notas:

(1) Método normado

(2) Método propuesto en 1979

En función de N , el *Cuadro 5* establece el tipo de espesor recomendado para un revestimiento bituminoso, conforme al procedimiento oficial de la proposición de 1979.

Los coeficientes de equivalencia estructural para los materiales de sub – base o de refuerzo de subrasante están en el *Cuadro 4*, dados a partir de las relaciones entre sus CBR y los de su subrasante, y serán usados en el método original. En el mismo cuadro se obtienen los factores de corrección del espesor de sub – base, cuando el CBR es inferior al triple del correspondiente al refuerzo de subrasante, sólo en el método original.

El ejemplo del desempeño del dimensionamiento es dado a continuación, para uno de los niveles de tráfico y valor de soporte.

Ejemplo para:

$$CBR_{\text{subrasante}} = 3 \%$$

$$N = 3.1 \times 10^6$$

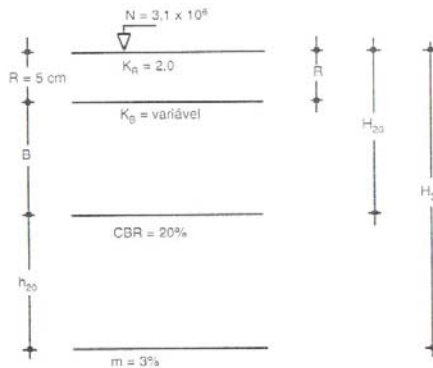
Método normado:

Determinación de H_3 y H_{20}

En la *figura 3*, entrando con los valores de N y CBR correspondientes a subrasante y a sub – base, se tiene:

$$H_3 = 81 \text{ cm}$$

$$H_{20} = 27 \text{ cm}$$



Determinación de B

De la ecuación 3, se sabe que:

$$RK_R + BK_B \geq H_{20}$$

Los valores de R , K_R y K_B proceden de los cuadros 3, 5 y 20 siendo iguales a:

$$R = 5 \text{ cm de concreto bituminoso producido en caliente}$$

$$K_R = 2.0$$

$$K_B = \begin{cases} SC & \rightarrow 1.4 \\ SMC & \rightarrow 1.0 \\ GGTC & \rightarrow 1.7 \end{cases}$$

De ahí:

$$5 \times 2.0 + \begin{Bmatrix} 1.0 \\ 1.4 \\ 1.7 \end{Bmatrix} \times B \geq 27$$

$$B \geq \begin{Bmatrix} 17.0 \\ 12.0 \\ 10.0 \end{Bmatrix}$$

Los valores efectivamente adoptados para el espesor de la base serán estos mismos.

Determinación de h_{20}

De la ecuación 4:

$$RK_R + BK_B + h_{20}K_S \geq 81$$

Del cuadro 4, teniendo en cuenta que:

$$\begin{aligned} E_1 &= CBR_{sub\ base} &= & 20 \% \\ E_2 &= m &= & 3 \% \end{aligned}$$

$$\frac{E_1}{E_2} > 3 \quad \therefore \quad K_S = 1.0$$

y:

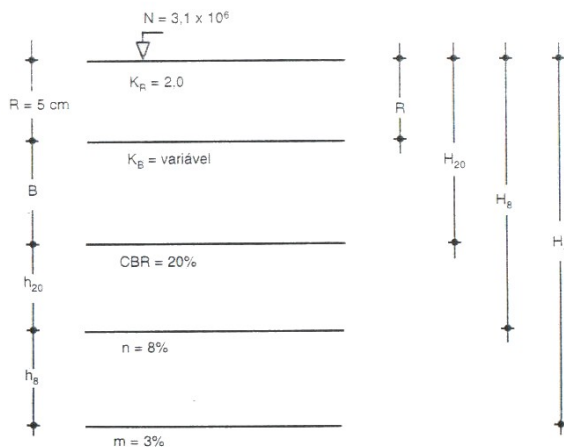
$$5 \times 2.0 + 16 + 1.0 h_{20} \geq 81$$

$$h_{20} \geq 55.0$$

Se adopta: $h_{20} = 55 \text{ cm}$

En el caso que ocurriese una alternativa de material viable para refuerzo de subrasante, suponiendo que su CBR fuese igual a 8 % ($n = 8 \%$), el pavimento sería dimensionado de la siguiente manera:

$$N = 3.1 \times 10^6$$



Datos ya determinados

$$H_3 = 81 \text{ cm}$$

$$H_{20} = 27 \text{ cm}$$

$$B = \begin{cases} SC & \rightarrow 12 \text{ cm} \\ SMC & \rightarrow 17 \text{ cm} \\ GGTC & \rightarrow 10 \text{ cm} \end{cases}$$

$$K_B = \begin{cases} SC & \rightarrow 1.4 \\ SMC & \rightarrow 1.0 \\ GGTC & \rightarrow 1.7 \end{cases}$$

$$K_S = 1.0$$

Determinación de H_8

De la figura 3, se tiene:

$$H_8 = 48 \text{ cm}$$

Determinación de h_{20}

Se tiene que la relación entre el CBR de la sub – base y el refuerzo de subrasante ($E_1 = 20 \%$, $E_2 = 8 \%$) es menor que 3, de ahí:

$$f = \sqrt[3]{\frac{1}{\frac{20}{3 \times 8}}}$$

$$f = 1.06$$

Entonces:

$$RK_R + BK_B + h_{20}K_S \geq H_{20}$$

$$26 + 1.06 + 1.0 h_{20} \geq 48$$

$$h_{20} \geq 20.8$$

Se adopta: $h_{20} = 21 \text{ cm}$

Determinación de h_8

El coeficiente de equivalencia estructural del refuerzo de subrasante (K_{ref}), teniendo los CBR de refuerzo de subrasante y de subrasante ($E_1 = 8 \%$, $E_2 = 3 \%$, $E_1/E_2 < 3$), y:

$$K_{Ref} = \sqrt[3]{\frac{8}{3 \times 3}}$$

$$K_{Ref} = 0.96$$

Luego:

$$RK_R + BK_B + fk_S h_{20} + k_{Ref} h_8 \geq H_3$$

$$48 + 0.96 \times h_8 \geq 81$$

$$h_8 \geq 33.3$$

Se adopta: $h_8 = 34 \text{ cm}$

Método modificado (1979)

La proposición de 1979, en el dimensionamiento consideraría:

- a) Igual tipo de espesor del revestimiento bituminoso, debido a que el valor de N está entre 10^6 y 5×10^6 ;
- b) En cualquier situación, el coeficiente de equivalencia estructural de las capas de sub – base y del refuerzo de subrasante es igual a la unidad, sin variar en función de la relación entre los respectivos CBR;
- c) No existe un factor de mayoración (f) de espesor de sub base.

Numéricamente, en el caso ejemplificado, los cambios serían:

| | Método en vigor | Proposición de 1979 |
|-----------|---|--|
| K_s | Es función de la relación entre los CBR de sub base y subrasante, en este caso igual a 1.0 | Es fijo, igual a 1.0 (en el caso estudiado es igual al usado en el método oficial) |
| K_{ref} | Es función de la relación entre los CBR de sub base y subrasante, en este caso igual a 0.96 | Es fijo, igual a 1.0 |
| f | Es función de la relación entre los CBR de sub base y subrasante, en este caso igual a 1.06 | Inexistente |

De ahí se tiene:

$$H_3 = 81 \text{ cm}$$

$$H_8 = 34 \text{ cm}$$

$$H_{20} = 27 \text{ cm}$$

$$K_R = 2.0$$

$$K_B = \begin{cases} 1.0 \text{ cm} & \rightarrow \text{SMC} \\ 1.4 \text{ cm} & \rightarrow \text{SC} \\ 1.7 \text{ cm} & \rightarrow \text{GGTC} \end{cases}$$

$$K_S = 1.0$$

$$K_{ref} = 1.0$$

$$R = 5 \text{ cm}$$

$$K_B = \begin{cases} 10 \text{ cm} & \rightarrow \text{SMC} \\ 12 \text{ cm} & \rightarrow \text{SC} \\ 17 \text{ cm} & \rightarrow \text{GGTC} \end{cases}$$

$$h_{20} = 55 \text{ cm (sin refuerzo de subrasante)}$$

Con refuerzo:

$$h_{20} = \frac{20.8 \times 1.06}{1.06} = 22 \text{ cm}$$

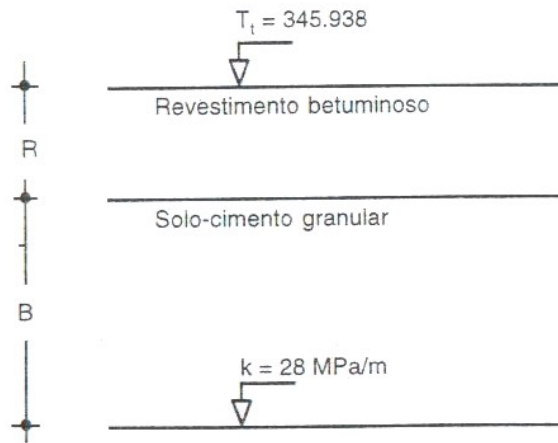
$$h_{ref} = 32 \text{ cm}$$

Método de la PCA

El pavimento será dimensionado en las mismas condiciones de soporte y de tráfico que las usadas en el ejemplo del otro método estudiado. Se tomará la base de SC granular asentada directamente sobre una subrasante compactada, sin sub base ni refuerzo, dado que la contribución de una capa de esas sólo es considerada de forma directa en el método. En caso que sea deseable construirla, el coeficiente de balasto para el cálculo del espesor de SC será medido por una prueba de carga ya evaluada, en la parte superior de la sub base, cuyo espesor será adoptado por el proyectista.

Para el ejemplo:

$$\begin{aligned} CBR_{subrasante} &= 3 \% \text{ correspondiendo a un} \\ K_{subrasante} &= 28 \text{ MPa/m} \\ T_t &= 345.938 \end{aligned}$$



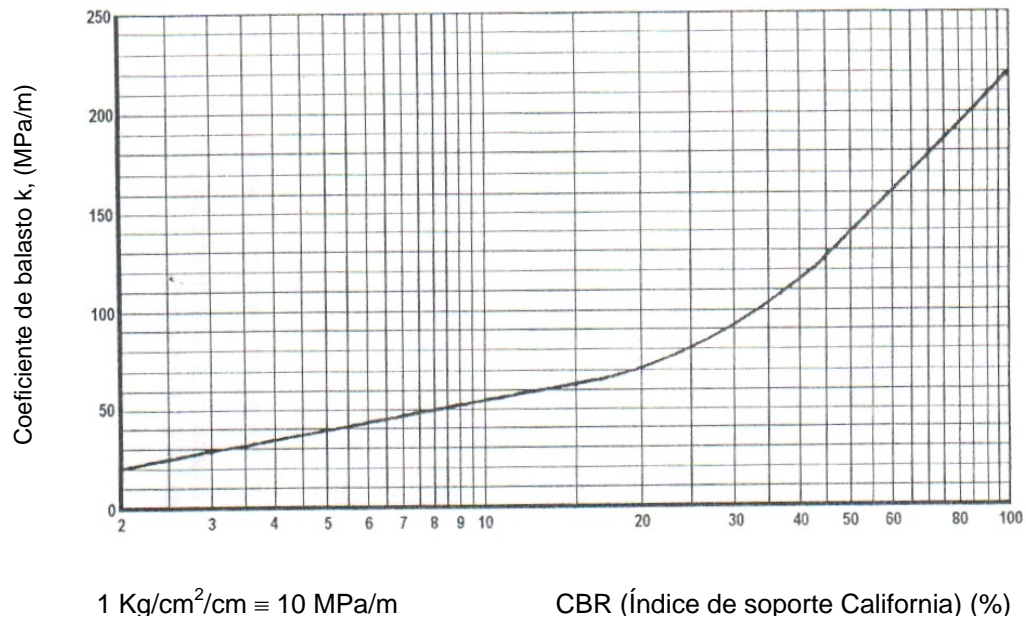


Figura 18 – Relación entre CBR y k

Determinación de B

En la Figura 15, para:

$$T_t = 350000$$

$$K = 28 \text{ MPa/m}$$

Se tiene:

$$B = 21.5 \text{ cm}$$

Determinación de R

Conforme al Cuadro 21, el revestimiento bituminoso de una base de SC con 21.5 cm de espesor tendrá entre 5 y 7.5 cm; será adoptado aquí, un concreto bituminoso mezclado en caliente (CBMC), con espesor de 5 cm.

Cuadro 21 – Espesor y tipo de revestimiento recomendado, en función del espesor de la base suelo – cemento

| Espesor de base de suelo – cemento (cm) | Espesor recomendado de revestimiento bituminoso (cm) | Tipo de revestimiento bituminoso |
|---|--|----------------------------------|
| 12 a 15 | 2.0 a 3.5 | Tratamiento superficial simple |
| > 15 a 18 | 3.5 a 5.0 | Tratamiento superficial doble |
| > 18 a 20 | 3.5 a 6.5 | Revestimiento bituminoso |
| > 20 | 5.0 a 7.5 | Concreto bituminoso |

Ajuste de B

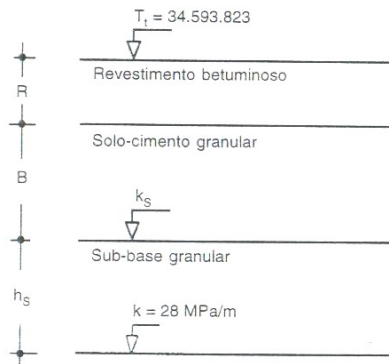
La *figura 17* permite ajustar el valor de espesor de base de SC, a partir de espesor de CBMC; el espesor ajustado pasa a ser 18 cm.

Es importante, para conocer la necesidad de una sub base, analizar los casos aquí incluidos en que el coeficiente de balasto de subrasante es insuficiente para el tráfico previsto – o sea, la intersección entre los datos de entrada se dan fuera del ábaco de dimensionamiento. Está claro que esta interrogante podría ser resuelta por la aplicación directa de las ecuaciones de dimensionamiento, obteniendo un espesor de base superior a la máxima señalada en el ábaco; Otra solución es usar una sub base de tipo y espesor tales que eleven el valor del coeficiente original de balasto a un nivel suficiente y compatible con el tráfico. La *Figura 19* permite validar el aumento de k , a partir de su valor inicial (referente a la subrasante) y el espesor de la sub base granular, lo que se aplicará en el ejemplo siguiente.

Ejemplo para:

$$K_{\text{subrasante}} = 28 \text{ MPa/m}$$

$$T_t = 34593823$$



Determinación de h_s

Una simple inspección del ábaco de la *Figura 15*, indica que el valor mínimo de k_s , para que se pueda usar el procedimiento gráfico de dimensionamiento, es de unos 40 MPa/m.

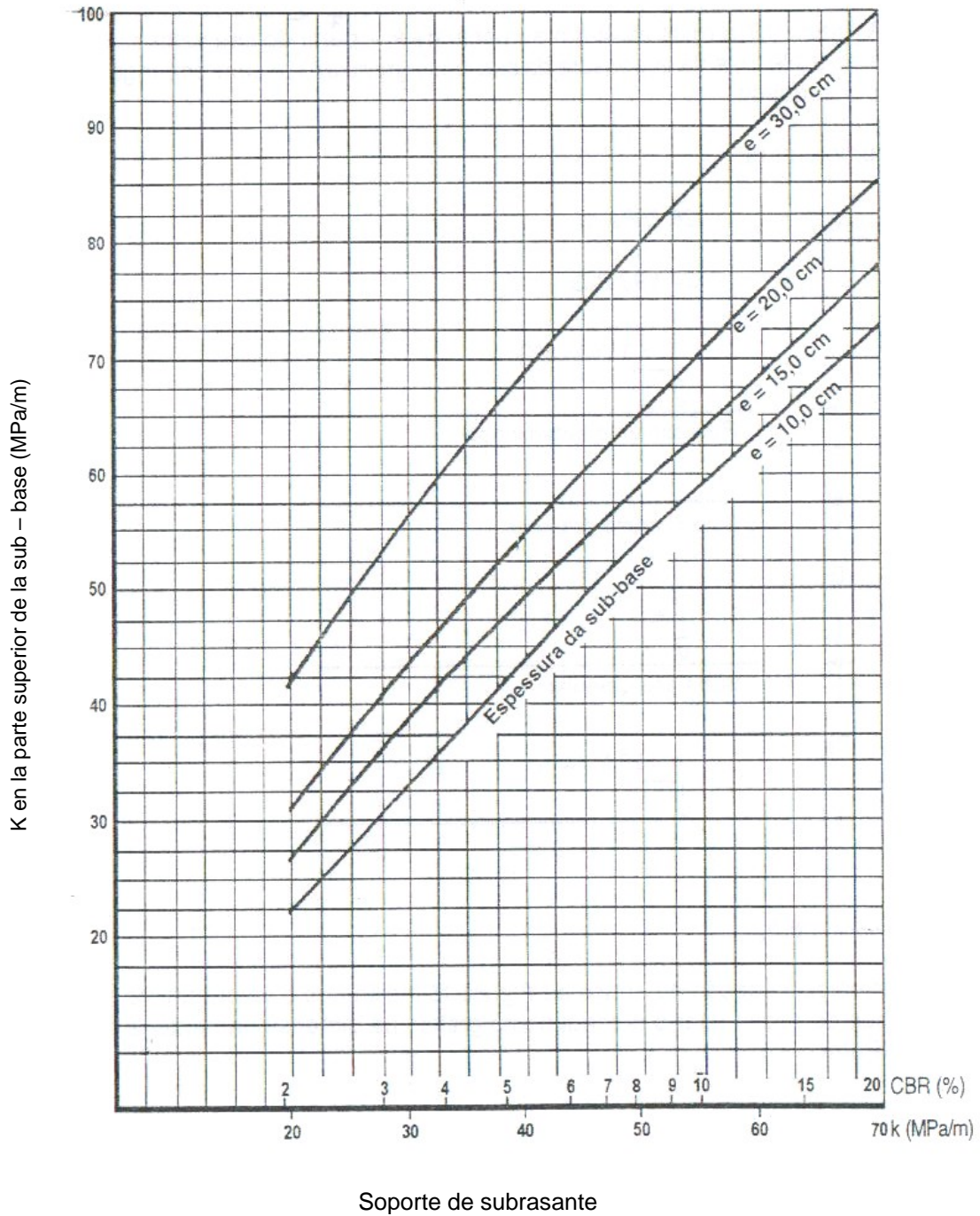


Figura 19 – Aumento de k debido a la presencia de sub base granular

En la Figura 19, se tiene a partir de $k = 28 \text{ MPa/m}$ y $k_s = 40 \text{ MPa/m}$, que el espesor mínimo de sub base granular para garantizar el valor deseado de k_s es:
 $h_s \geq 19 \text{ cm}$

Determinación de B

De la figura 15, para:

$$\begin{aligned} T_t &= 35000000 \\ K &= 40 \text{ MPa/m} \end{aligned}$$

Se tiene:

$$B = 22.5 \text{ cm}$$

Determinación de R

Del Cuadro 21, se adopta un CBMC con 7.5 cm de espesor.

Ajuste de B

La Figura 17 proporciona, para 7.5 cm de revestimiento bituminoso, un espesor ajustado de base de:

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

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

1. SOUZA, Murillo Lopes de. *Método de projeto de pavimentos flexíveis*. Recife, IPR, 1971.
2. _____. *Método de projeto de pavimentos flexíveis*. Rio de Janeiro, IPR, 1971.
3. PITTA, Marcio Rocha. *Dimensionamento dos pavimentos flexíveis; método de Hveem/ABCP*, 1980. (ET-37).
4. PORTLAND CEMENT ASSOCIATION (PCA). *Thickness design for soil – cement pavements*. Skokie, 1970. (EBO68-01S).
5. PITTA, Marcio Rocha. *Um método alternativo para dimensionamento de pavimentos semi-flexíveis*. In: ASSOCIACAO Brasileira de Pavimentacao (ABPv). *Anais da 16ª reuniao anual de pavimentacao*, Olinda, 24 a 28 de agosto de 1981, Recife, DER/PE. V.1, p. 450-511.