



Universidad Nacional Autónoma de México

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES
"ARAGON"

Coeficientes de Equivalencia para Evaluar el Tránsito
en el Diseño de Pavimentos Flexibles; y Comparación
de la Variabilidad en las pruebas de vrs de Especí-
menes Estática y Dinámicamente Compactados

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE

I N G E N I E R O C I V I L

P R E S E N T A

ALEJANDRO MURILLO MEDINA

MEXICO, D. F.

1984



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



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.

C A P I T U L O I

I N T R O D U C C I O N

A últimas fechas, para el dimensionamiento de la sección transversal de una vía terrestre, está haciéndose uso de los factores de equivalencia, con los que se trata de tomar en cuenta las características de los vehículos que van a transitar por ella. La manera de valuar estos factores, de acuerdo a los diferentes métodos que se utilizan, ha despertado el interés de los investigadores y tratan de ver la posibilidad de modificar los criterios a ese respecto.

Los factores de equivalencia más usados en la actualidad son los de la American Association of State Highway and Transportation-Oficiales (AASHTO) y los dados por el Instituto de Ingeniería de la UNAM.

Esta tesis es una aportación para dar mayor luz sobre la obtención de esos factores, por lo que, en los capítulos V, VI y VII se hace un estudio de estos.

Un elemento que debe tomarse en cuenta conjuntamente con el número de ejes estándar durante la vida útil de un camino, es el de la capacidad o nivel de servicio de este, lo cual se trata en el capítulo VIII, de esta tesis.

Finalmente, en cuanto a las características de los materiales, estos de por si mismo tienen una sobrada variabilidad en la naturaleza, y dado que los métodos de prueba, de laboratorio y campo, también inducen variación en las características de los materiales, se

deben valorar estas variaciones, ya que cuando se tienen diferentes métodos de prueba, para una misma característica, de acuerdo a esas variaciones se puede decir el número de ensayos que se requieran, en cada uno de los procedimientos de prueba, para obtener un mismo nivel de seguridad en el resultado obtenido. A este respecto en los capítulos X y XI, de esta tesis, se presenta un estudio en el que se compara la variabilidad en los resultados obtenidos de dos procedimientos de prueba, diferentes, midiendo el mismo parámetro, en este caso, el valor relativo de soporte.

ESFUERZOS Y DEFORMACIONES EN LOS SUELOS

Uno de los principales problemas de la Mecánica de Suelos al que se enfrenta el ingeniero dentro del proyecto de pavimentos es el de conocer la forma en que los esfuerzos aplicados en la superficie de una masa de suelo, se distribuyen a todos los puntos de esa masa, problema que en realidad se puede decir no ha sido resuelto en una forma satisfactoria, pues las soluciones que actualmente se aplican están basadas en la Teoría de la Elasticidad, -- teoría únicamente válida para medios que sean semiinfinitos, homogéneos, isótropos y linealmente elásticos, condiciones no dadas en los suelos, de ahí que las soluciones obtenidas basadas en esta teoría no estén exentas de defectos prácticos acarreados por la suposición de hipótesis que se hacen necesarias para poder llegar a una resolución matemática del problema. Sin embargo hasta hoy la Mecánica de Suelos no ha sido capaz de desarrollar sus propias soluciones que más se adapten a sus realidades, por lo cual resulta imprescindible recurrir a las teorías elásticas. Los resultados obtenidos de las aplicaciones prácticas de estas teorías deberán de verse siempre con el debido criterio y no pocas veces ajustarse con la experiencia.

II.1 ESFUERZOS EN LOS PAVIMENTOS FLEXIBLES.

Los pavimentos flexibles son estructuras de tipo estratificado ya que están formados por una carpeta asfáltica relativamente delgada, una capa de base y otra de sub-base, granulares, que son usados para transmitir adecuadamente a las terracerías los esfuerzos inducidos por el tránsito. Este tipo de pavimento se diseñó --

primeramente basado en datos empíricos, con la teoría jugando solo un papel secundario.

Al paso del tiempo, el diseño y la construcción de pavimentos han cambiado debido primeramente al incremento de las cargas por rueda de los vehículos, niveles de tránsito más altos y el recono cimiento de varios modos de fatiga contribuyendo a la falla del pavimento (tales como baches, fracturas, dislocaciones), y esto ha conducido, en ocasiones, a utilizar materiales de base y subbase estabilizados. Como estabilizadores se utiliza asfalto, cal y cemento, y son frecuentemente usados para mejorar la resistencia del pavimento.

Debido a estas razones, se ha hecho un esfuerzo concentrado en los últimos años para desarrollar análisis de diseño más racionales para pavimentos con base natural (flexibles) o estabilizada (semirígidos). En el sentido estricto, en el presente no existe un único procedimiento de diseño basado en la teoría que sea aceptado para el proyecto de pavimentos. Sin embargo, ultimamente se han desarrollado métodos de proyecto que utilizan la teoría de Boussinesq o estratificada como los desarrollos de Westergaard, Alhvin y Ullery.

El ingeniero debe entender que para cualquier procedimiento de diseño de pavimentos, para ser racional en su naturaleza, debe darse una consideración total a tres elementos, que son:

- 1.- Teoría utilizada para predecir el parámetro de falla.
- 2.- La evaluación de las propiedades pertinentes del material necesarias para la teoría seleccionada.
- 3.- La determinación de la relación entre la magnitud del parámetro y la falla o comportamiento al nivel deseado.

Aunque la mayoría de los materiales usados en la construcción de pavimentos, difieren de las suposiciones de la teoría y los valores correctos de los esfuerzos, deformación o deflexión pueden diferir de los niveles proyectados, el entendimiento de estas teorías, es indispensable para el ingeniero debido a su importancia para el conocimiento de los factores fundamentales sobre los que se basa el diseño de pavimentos.

II.2 CONCEPTOS FUNDAMENTALES DEL SISTEMA ESTRATIFICADO.

La figura II.1 ilustra el concepto general de un sistema elástico multiestrato. Generalmente la solución analítica al estado de esfuerzos o deformación tiene varias suposiciones, estas son: (1) las propiedades de cada estrato son homogéneas, esto es, la propiedad en un punto A_1 es la misma en el punto B_1 ; (2) cada estrato tiene un espesor finito excepto para el más bajo, e infinito en las direcciones laterales; (3) cada estrato es isótropo, esto es, la propiedad en un punto específico como A_1 es la misma en toda dirección y orientación; (4) la fricción completa entre los estratos se desarrolla en cada superficie de contacto; (5) en la superficie del sistema no se presentan fuerzas cortantes y (6) las soluciones a los esfuerzos se caracterizan por dos propiedades de los materiales para cada estrato: el módulo de Poisson, ν , y el módulo de elasticidad, E .

De la teoría se muestra que en un punto dado dentro de un estrato existen nueve tipos de esfuerzos. Estos esfuerzos comprenden tres esfuerzos normales ($\sigma_z, \sigma_r, \sigma_t$) que actúan perpendicularmente a las caras del elemento, y seis esfuerzos cortantes ($\tau_{rt}, \tau_{tr}, \tau_{rz}, \tau_{rz}, \tau_{tz}, \tau_{zt}$) actuando paralelos a las caras. De las condiciones de equilibrio estático en el elemento presentado, los esfuerzos cortantes que actúan en caras perpendiculares, son igua

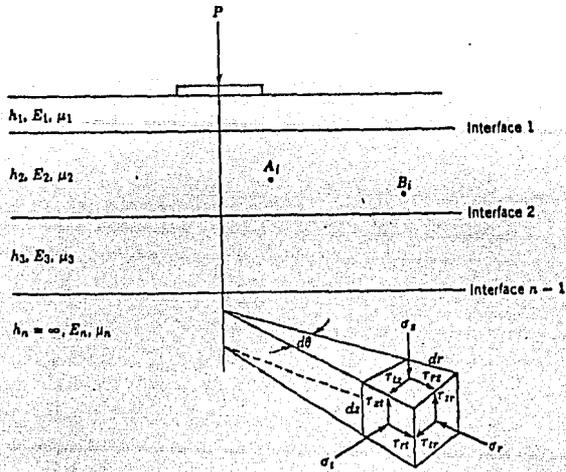


FIGURA II.1.- Sistema elástico multiestrato.

les, esto es, $\bar{\epsilon}_{zr} = \bar{\epsilon}_{rz}$, $\bar{\epsilon}_{rt} = \bar{\epsilon}_{tr}$ y $\bar{\epsilon}_{zt} = \bar{\epsilon}_{tz}$. En cada punto del sistema existe una orientación del elemento donde los esfuerzos cortantes en cada cara, son nulos. Los esfuerzos normales bajo esta condición se definen como esfuerzos principales y se denotan por σ_1 (esfuerzo mayor), σ_2 (intermedio) y σ_3 (menor). Dado el estado triaxial de esfuerzos de cualquier elemento, las deformaciones unitarias pueden obtenerse por las siguientes ecuaciones.

$$\epsilon_z = \frac{1}{E} (\sigma_z - \mu(\sigma_r + \sigma_t)) \quad (2.1)$$

$$\epsilon_r = \frac{1}{E} (\sigma_r - \mu(\sigma_t + \sigma_z)) \quad (2.2)$$

$$\epsilon_t = \frac{1}{E} (\sigma_t - \mu(\sigma_r + \sigma_z)) \quad (2.3)$$

El tipo de teoría usado es generalmente distinguido por referencia a tres propiedades del comportamiento de la respuesta del material. Estas propiedades son la relación entre esfuerzo y defor

mación (lineal o no lineal), la dependencia del tiempo de deformación bajo un nivel constante de esfuerzo (viscoso o no viscoso) y el grado de rebote o recuperación de la deformación del material después de remover o quitar el esfuerzo (plástico o elástico). La figura II.2 muestra estos conceptos en forma generalizada.

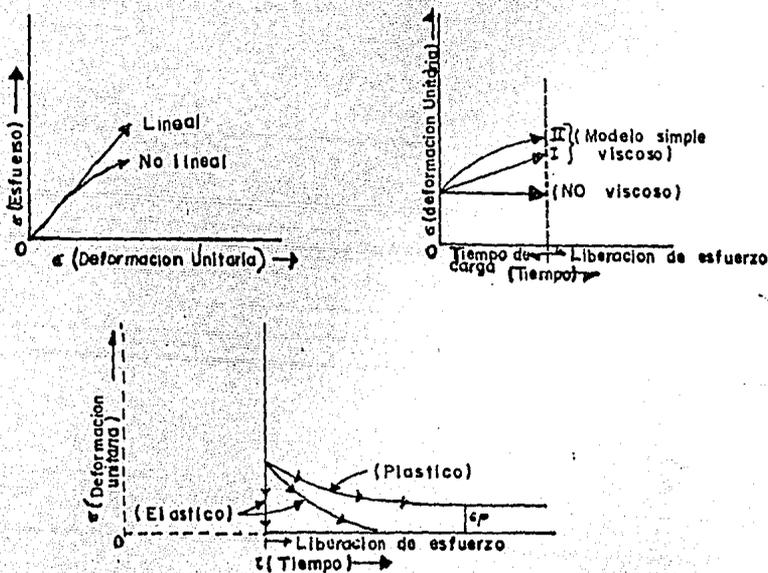


FIGURA II.2.- Características del material.

En la figura II.2a se presenta la diferencia fundamental entre una reacción lineal y una no lineal, de un material. Aunque la mayoría de los materiales para pavimentos son no lineales, el uso del modelo lineal será suficiente para demostrar que los estados de esfuerzos son bajos. La figura II.2b ilustra lo respectivo para un material viscoso. Como puede verse para los dos modelos -

presentados, la magnitud de la deformación es una función del tiempo en que el espécimen se somete a esfuerzo. El modelo I es un sistema simple tipo Maxwell, el cual consta de un resorte y un amortiguador en serie. La deformación puede denotarse

$$e_t = \frac{\sigma}{E} - \frac{\sigma t}{\eta} \quad (2.4)$$

Donde t es el tiempo y η es el coeficiente de viscosidad del sistema amortiguador. Nótese que la deformación total consta de dos partes; una es la deformación instantánea y completamente recuperable, porción simulada por el resorte, mientras que la otra parte es dependiente del tiempo e irre recuperable.

El sistema Kelvin se ilustra por el modelo II. Este sistema se caracteriza por un resorte y un amortiguador en paralelo. La deformación dependiente del tiempo para este sistema es

$$e(t) = \frac{\sigma}{E} (1 - e^{-Et/\eta}) \quad (2.5)$$

Para el sistema Kelvin, cuando el tiempo de carga se aproxima a infinito, la deformación se aproxima al valor elástico. En la liberación de carga toda la deformación se recupera totalmente. La mayoría de los materiales viscosos de pavimentos, como las mezclas asfálticas a elevadas temperaturas y suelos muy cohesivos, no siguen ninguno de estos casos ideales y como consecuencia se han desarrollado varias combinaciones para simular la reacción del material.

La figura II.2c representa la distinción básica entre un material elástico y otro plástico. Idealmente, esta diferencia se refiere a que si todo lo deformado es recuperado (elástico) sobre la liberación de carga o si quedó alguna deformación (plástico),

esto último se representa por la deformación permanente o irre-
cuperable ϵ_p .

Lo anterior explica el porque de la teoría lineal viscoeláti-
ca es usada para predecir la deformación permanente de los siste-
mas de pavimento.

Con esto en mente, el ingeniero debe poseer un entendimiento-
general de las limitaciones y conceptos de cualquier modelo espe-
cífico teórico; tal como elástico no lineal o viscoplástico li-
neal.

CAPITULO III

METODOS TEORICOS Y/O PRACTICOS PARA LA EVALUACION DE LOS ESFUERZOS

III.1 TEORIA DE BOUSSINESQ.

Los esfuerzos inducidos en los puntos de cualquier vertical trazada en un medio semiinfinito, homogéneo, isótropo y linealmente elástico, por una sola carga vertical concentrada actuante en un punto de la superficie horizontal de ese medio, fueron calculados por vez primera por Boussinesq.

La figura III.1 representa la porción de un medio, con una carga P concentrada actuante en la superficie horizontal de este; (x, y, z) son las coordenadas del punto en donde se calculan los esfuerzos, A' es un punto de la superficie contenido en la vertical que pasa por A. De acuerdo con Boussinesq los esfuerzos debidos a la carga P en el punto A, pueden obtenerse por medio de las siguientes expresiones

$$\sigma_z = \frac{3P}{2\pi} \frac{\cos^5 \theta}{z^2} = \frac{3P}{2\pi} \frac{z^3}{R^5} \quad (3.1)$$

$$\sigma_r = \frac{P}{2\pi z^2} \left[3 \cos^3 \theta \operatorname{Sen}^2 \theta - (1-2\mu) \frac{\cos^2 \theta}{1+\cos \theta} \right] \quad (3.2)$$

$$\sigma_\theta = - (1 - 2\mu) \frac{P}{2\pi z^2} \left[\cos^3 \theta - \frac{\cos^2 \theta}{1+\cos \theta} \right] \quad (3.3)$$

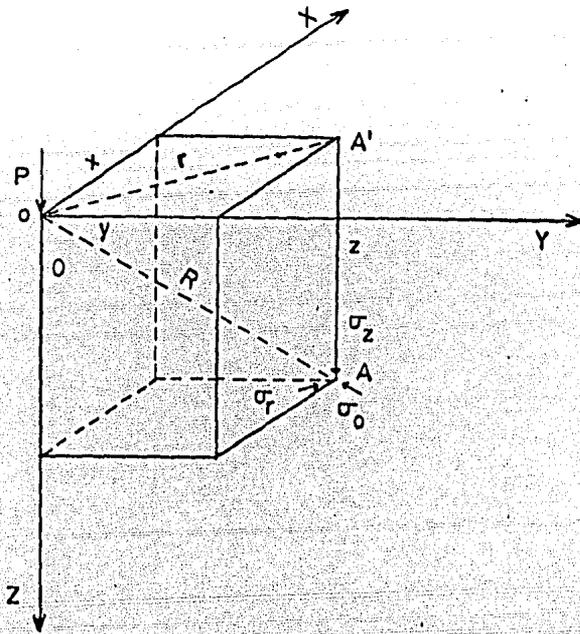


FIGURA III.1.- Esfuerzos provocados en un punto de una masa de suelo por una carga concentrada.

$$\sigma_{rz} = \frac{3P}{2\pi z^2} \left[\cos^4 \theta \operatorname{sen} \theta \right] \quad (3.4)$$

En donde μ representa al módulo de Poisson y θ el ángulo entre el vector de posición de A(R) y el eje Z.

De estas expresiones la más utilizada en la práctica de la Mecánica de Suelos es la ecuación 3.1, siendo conveniente expresarla como sigue

$$\sigma_z = \frac{3P}{2\pi} \frac{z^2}{(r^2 + z^2)^{5/2}} \quad (3.5)$$

En esta ecuación se observa que el esfuerzo vertical, σ_z , depende de la profundidad z y la distancia radial r , y es independiente de las propiedades de los medios de transmisión.

La distribución de esfuerzos verticales obtenida a partir de la ecuación 3.5, a lo largo de cualquier vertical, toma la forma de una superficie acampanada, y la vertical para la cual los esfuerzos son máximos es aquella que contiene al punto de aplicación de carga.

La expresión 3.5 también puede escribirse en forma adimensional

$$\sigma_z \frac{z^2}{P} = \frac{3}{2\pi} \left[\frac{1}{1 + (r/z)^2} \right]^{5/2} \quad (3.6)$$

en donde si

$$P_0 = \frac{3}{2\pi} \left[\frac{1}{1 + (r/z)^2} \right]^{5/2} \quad (3.7)$$

entonces

$$\sigma_z \frac{z^2}{P} = P_0 \quad (3.8)$$

Dado que el valor de P_0 depende del valor que tome la relación r/z , en la tabla 3-1 se encuentran tabulados los valores de P_0 correspondientes a distintas relaciones r/z . Así, para encontrar el

Valores de influencia para el caso de carga concentrada

Solución de Boussinesq

$$\sigma_x = \frac{P}{z^3} \cdot P_s$$

r/z	P _s						
0.00	0.4775	0.40	0.3294	0.80	0.1386	1.20	0.0513
1	0.4773	1	0.3238	1	0.1353	1	0.0501
2	0.4770	2	0.3181	2	0.1320	2	0.0489
3	0.4764	3	0.3124	3	0.1288	3	0.0477
4	0.4756	4	0.3068	4	0.1257	4	0.0466
5	0.4745	5	0.3011	5	0.1226	5	0.0454
6	0.4732	6	0.2955	6	0.1196	6	0.0443
7	0.4717	7	0.2899	7	0.1166	7	0.0433
8	0.4699	8	0.2843	8	0.1138	8	0.0422
9	0.4679	9	0.2788	9	0.1110	9	0.0412
0.10	0.4657	0.50	0.2733	0.90	0.1083	1.30	0.0402
1	0.4633	1	0.2679	1	0.1057	1	0.0393
2	0.4607	2	0.2625	2	0.1031	2	0.0384
3	0.4579	3	0.2571	3	0.1005	3	0.0374
4	0.4548	4	0.2518	4	0.0981	4	0.0365
5	0.4516	5	0.2466	5	0.0956	5	0.0357
6	0.4482	6	0.2414	6	0.0933	6	0.0348
7	0.4446	7	0.2363	7	0.0910	7	0.0340
8	0.4409	8	0.2313	8	0.0887	8	0.0332
9	0.4370	9	0.2263	9	0.0865	9	0.0324
0.20	0.4329	0.60	0.2214	1.00	0.0844	1.40	0.0317
1	0.4286	1	0.2165	1	0.0823	1	0.0309
2	0.4242	2	0.2117	2	0.0803	2	0.0302
3	0.4197	3	0.2070	3	0.0783	3	0.0295
4	0.4151	4	0.2024	4	0.0764	4	0.0288
5	0.4103	5	0.1978	5	0.0744	5	0.0282
6	0.4054	6	0.1934	6	0.0727	6	0.0275
7	0.4004	7	0.1889	7	0.0709	7	0.0269
8	0.3954	8	0.1846	8	0.0691	8	0.0263
9	0.3902	9	0.1804	9	0.0674	9	0.0257
0.30	0.3849	0.70	0.1762	1.10	0.0658	1.50	0.0251
1	0.3796	1	0.1721	1	0.0641	1	0.0245
2	0.3742	2	0.1681	2	0.0626	2	0.0240
3	0.3687	3	0.1641	3	0.0610	3	0.0234
4	0.3632	4	0.1603	4	0.0595	4	0.0229
5	0.3577	5	0.1565	5	0.0581	5	0.0224
6	0.3521	6	0.1527	6	0.0567	6	0.0219
7	0.3465	7	0.1491	7	0.0553	7	0.0214
8	0.3408	8	0.1455	8	0.0539	8	0.0209
9	0.3351	9	0.1420	9	0.0526	9	0.0204
1.60	0.0200	2.10	0.0070	2.60	0.0029	3.10	0.0013
1	0.0195	1	0.0069	1	0.0028	1	0.0013
2	0.0191	2	0.0068	2	0.0028	2	0.0013
3	0.0187	3	0.0066	3	0.0027	3	0.0012
4	0.0183	4	0.0065	4	0.0027	4	0.0012
5	0.0179	5	0.0064	5	0.0026	5	0.0012
6	0.0175	6	0.0063	6	0.0026	6	0.0012
7	0.0171	7	0.0062	7	0.0025	7	0.0012
8	0.0167	8	0.0060	8	0.0025	8	0.0012
9	0.0163	9	0.0059	9	0.0025	9	0.0011
1.70	0.0160	2.20	0.0058	2.70	0.0024	3.20	0.0011
1	0.0157	1	0.0057	1	0.0024	1	0.0011
2	0.0153	2	0.0056	2	0.0023	2	0.0011
3	0.0150	3	0.0055	3	0.0023	3	0.0011
4	0.0147	4	0.0054	4	0.0023	4	0.0011
5	0.0144	5	0.0053	5	0.0022	5	0.0011
6	0.0141	6	0.0052	6	0.0022	6	0.0010
7	0.0138	7	0.0051	7	0.0022	7	0.0010
8	0.0135	8	0.0050	8	0.0021	8	0.0010
9	0.0132	9	0.0049	9	0.0021	9	0.0010
1.80	0.0129	2.30	0.0048	2.80	0.0021	3.30	0.0010
1	0.0126	1	0.0047	1	0.0020	1	0.0009
2	0.0124	2	0.0047	2	0.0020	2	0.0009
3	0.0121	3	0.0046	3	0.0020	3	0.0009
4	0.0119	4	0.0045	4	0.0019	4	0.0009
5	0.0116	5	0.0044	5	0.0019	5	0.0009
6	0.0114	6	0.0043	6	0.0019	6	0.0009
7	0.0112	7	0.0043	7	0.0019	7	0.0009
8	0.0109	8	0.0042	8	0.0018	8	0.0009
9	0.0107	9	0.0041	9	0.0018	9	0.0009
1.90	0.0105	2.40	0.0040	2.90	0.0018	3.40	0.0009
1	0.0103	1	0.0040	1	0.0017	1	0.0008
2	0.0101	2	0.0039	2	0.0017	2	0.0008
3	0.0099	3	0.0038	3	0.0017	3	0.0008
4	0.0097	4	0.0038	4	0.0017	4	0.0008
5	0.0095	5	0.0037	5	0.0016	5	0.0008
6	0.0093	6	0.0036	6	0.0016	6	0.0008
7	0.0091	7	0.0036	7	0.0016	7	0.0008
8	0.0089	8	0.0035	8	0.0016	8	0.0008
9	0.0087	9	0.0034	9	0.0015	9	0.0008
2.00	0.0085	2.50	0.0034	3.00	0.0015	3.50	0.0007
1	0.0084	1	0.0033	1	0.0015	a	0.0007
2	0.0082	2	0.0033	2	0.0015	3.61	
3	0.0081	3	0.0032	3	0.0014	3.62	
4	0.0079	4	0.0032	4	0.0014	a	0.0006
5	0.0078	5	0.0031	5	0.0014	3.74	
6	0.0076	6	0.0031	6	0.0014	3.75	
7	0.0075	7	0.0030	7	0.0014	a	0.0005
8	0.0073	8	0.0030	8	0.0013	3.90	
9	0.0072	9	0.0029	9	0.0013		

TABLA 3-1

-15-

valor del esfuerzo vertical, σ_z , con la ayuda de esta tabla, basta medir la distancia r del punto de aplicación de la carga al punto de la superficie (A') exactamente arriba del punto de la masa en que se quiere medir el esfuerzo (A), y dividir este valor entre la z correspondiente al plano horizontal que contiene al punto A (distancia entre A y A'). Con el valor de esta relación, r/z , se busca en la tabla el valor de P_0 correspondiente y se calcula el esfuerzo con la ecuación 3.8.

Cabe mencionar que las expresiones antes descritas y en particular la 3.1, se han obtenido suponiendo que el material en cuyo seno se producen los esfuerzos que se calculan con estas, es homogéneo, isótropo, semiinfinito y linealmente elástico. Es evidente que el suelo no es homogéneo, pues sus propiedades mecánicas no son las mismas en todos los puntos de su masa; ni isótropo, pues en un punto dado esas propiedades varían en las distintas direcciones del espacio; ni linealmente elástico, pues las relaciones esfuerzo deformación de los suelos no son las que corresponden a ese comportamiento y por último ninguna masa de suelo es semiinfinita.

Un caso de especial importancia en la práctica, es el que corresponde al cálculo de los esfuerzos verticales a lo largo de una normal por el centro de una área circular uniformemente cargada tal como se muestra en la figura III.2.

El esfuerzo vertical, σ_z , en cualquier punto de la vertical bajada por el centro de un círculo de carga uniformemente distribuida puede obtenerse integrando en todo el área circular la ecuación de Boussinesq, utilizada para calcular los esfuerzos verticales inducidos por una sola carga vertical concentrada (ecuación 3.1). El proce

so que se sigue para llegar a la expresión que permite conocer el -
 esfuerzo vertical para este tipo de carga, se realiza a continua --
 ción haciendo referencia a la figura III.2

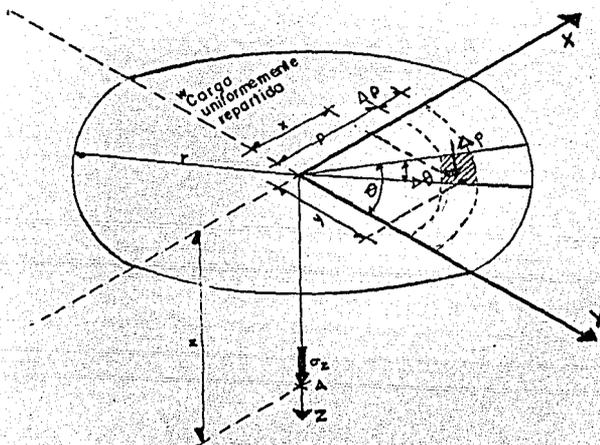


FIGURA III.2.- Distribución del esfuerzo bajo el centro de una su -
 perficie circular uniformemente cargada.

Definiendo un incremento de área, ΔA , como se indica en la ci -
 tada figura, entonces

$$\Delta A = \rho \Delta \rho \Delta \theta$$

y en ese ΔA estará actuando una carga ΔP , y

$$\Delta P = w \rho \Delta \rho \Delta \theta$$

esta carga según la expresión 3.1 induce en un punto A a la profun-

dad z un esfuerzo vertical $\Delta\sigma_z$, por lo que

$$\Delta\sigma_z = \frac{3\Delta P}{2\pi} \frac{z^3}{(x^2 + y^2 + z^2)^{5/2}}$$

sustituyendo ΔP por W y $x^2 + y^2 = \rho^2$, resulta

$$\Delta\sigma_z = \frac{3W}{2\pi} \frac{\rho}{(\rho^2 + z^2)^{5/2}} \rho \Delta\rho \Delta\theta$$

y el esfuerzo vertical, σ_z , producido por toda el área resultará de llevar la expresión anterior al límite y de aplicar la definición usual de integral de superficie.

entonces

$$\begin{aligned} \sigma_z &= \iint_S \frac{3Wz^3}{2\pi} \frac{\rho}{(\rho^2 + z^2)^{5/2}} d\rho d\theta = \frac{3Wz^3}{2\pi} \int_0^{2\pi} d\theta \int_0^r \frac{\rho}{(\rho^2 + z^2)^{5/2}} d\rho = \\ &= \frac{3Wz^3}{2\pi} (2\pi) \left[-\frac{1}{3} \frac{1}{(\rho^2 + z^2)^{3/2}} \right]_0^r = Wz^3 \left[\frac{1}{z^3} - \frac{1}{(r^2 + z^2)^{3/2}} \right] \end{aligned}$$

de donde, finalmente

$$\sigma_z = W \left[1 - \frac{1}{1 + (r/z)^2} \right]^{3/2} \quad (3.9)$$

lo anterior puede escribirse

$$\sigma_z = W W_0 \quad (3.10)$$

en donde

$$W_0 = 1 - \left[\frac{1}{1 + (r/z)^2} \right]^{3/2}$$

En la tabla 3-2 se encuentran tabulados los valores de W_0 correspondientes a los distintos valores de la relación r/z . Encontrando el valor de W_0 , el esfuerzo vertical, σ_z , resulta simplemente de la aplicación de la ecuación 3.10.

La distribución de esfuerzos a lo largo de la normal al círculo de carga sigue la misma forma general, como para el caso de una sola carga concentrada.

En el estudio de pavimentos flexibles, la carga actuante sobre la superficie no es un punto de carga sino que es distribuida sobre una área elíptica, por lo que las soluciones para una carga circular uniforme permiten una solución más realista y apropiada para el problema de análisis de diseño.

III.2 TEORIA DE LA DOBLE Y TRIPLE CAPA.

Burmister estudió el problema de la distribución de esfuerzos y desplazamientos en un sistema no homogéneo formado por dos capas, siendo cada una de ellas homogénea, isótropa y linealmente elástica. La primera de las capas es infinitamente horizontal, pero finita en profundidad. La segunda capa subyacente a la anterior es infinita en ambas direcciones. Se supone que entre las dos capas existe un contacto continuo, siendo la frontera plana entre ellas perfectamente

Solución de Boussinesq

$$\sigma_x = w w_x$$

r/z	w _x	r/z	w _x	r/z	w _x	r/z	w _x
.00	-0.00000	.30	-0.12126	.60	-0.36949	.90	-0.58934
1	-0.00015	1	-0.12859	1	-0.37781	1	-0.59542
2	-0.00060	2	-0.13605	2	-0.38609	2	-0.60142
3	-0.00135	3	-0.14363	3	-0.39431	3	-0.60734
4	-0.00240	4	-0.15133	4	-0.40247	4	-0.61317
5	-0.00374	5	-0.15915	5	-0.41058	5	-0.61892
6	-0.00538	6	-0.16706	6	-0.41863	6	-0.62459
7	-0.00731	7	-0.17507	7	-0.42662	7	-0.63018
8	-0.00952	8	-0.18317	8	-0.43454	8	-0.63568
9	-0.01203	9	-0.19134	9	-0.44240	9	-0.64110
.10	-0.01481	.40	-0.19959	.70	-0.45018	1.00	-0.64645
1	-0.01788	1	-0.20790	1	-0.45789	1	-0.65171
2	-0.02122	2	-0.21627	2	-0.46553	2	-0.65690
3	-0.02483	3	-0.22469	3	-0.47310	3	-0.66200
4	-0.02870	4	-0.23315	4	-0.48059	4	-0.66703
5	-0.03283	5	-0.24165	5	-0.48800	5	-0.67198
6	-0.03721	6	-0.25017	6	-0.49533	6	-0.67686
7	-0.04184	7	-0.25872	7	-0.50259	7	-0.68163
8	-0.04670	8	-0.26729	8	-0.50976	8	-0.68639
9	-0.05181	9	-0.27587	9	-0.51685	9	-0.69104
.20	-0.05713	.50	-0.28446	.80	-0.52386	1.10	-0.69562
1	-0.06268	1	-0.29304	1	-0.53079	1	-0.70013
2	-0.06844	2	-0.30162	2	-0.53763	2	-0.70457
3	-0.07441	3	-0.31019	3	-0.54439	3	-0.70894
4	-0.08057	4	-0.31875	4	-0.55106	4	-0.71324
5	-0.08692	5	-0.32728	5	-0.55764	5	-0.71747
6	-0.09346	6	-0.33579	6	-0.56416	6	-0.72163
7	-0.10017	7	-0.34427	7	-0.57058	7	-0.72573
8	-0.10704	8	-0.35272	8	-0.57692	8	-0.72976
9	-0.11408	9	-0.36112	9	-0.58317	9	-0.73373

r/z	w _x	r/z	w _x	r/z	w _x	r/z	w _x
1.20	-0.73763	1.56	-0.84283	1.91	-0.90021	3.40	-0.97753
1	-0.74147	7	-0.84495	2	-0.90143	.50	-0.97927
2	-0.74525	8	-0.84704	3	-0.90263	.60	-0.98033
3	-0.74896	9	-0.84910	4	-0.90382	.70	-0.98224
4	-0.75262			5	-0.90498	.80	-0.98352
5	-0.75622	1.60	-0.85112	6	-0.90613	.90	-0.98468
6	-0.75976	1	-0.85312	7	-0.90726		
7	-0.76324	2	-0.85607	8	-0.90838	4.00	-0.98573
8	-0.76666	3	-0.85700	9	-0.90948	.20	-0.98757
9	-0.77003	4	-0.85890			.40	-0.98911
		5	-0.86077	2.00	-0.91056	.60	-0.99041
1.30	-0.77334	6	-0.86260	2	-0.91267	.80	-0.99152
1	-0.77660	7	-0.86441	4	-0.91472		
2	-0.77981	8	-0.86619	6	-0.91672	5.00	-0.99246
3	-0.78296	9	-0.86794	8	-0.91865	.20	-0.99327
4	-0.78606					.40	-0.99396
5	-0.78911	1.70	-0.86966	2.10	-0.92053	.60	-0.99457
6	-0.79211	1	-0.87136	.15	-0.92499	.80	-0.99510
7	-0.79507	2	-0.87302	.20	-0.92914		
8	-0.79797	3	-0.87467	.25	-0.93301	6.00	-0.99556
9	-0.80083	4	-0.87628	.30	-0.93661	.50	-0.99648
		5	-0.87787	.35	-0.93997		
1.40	-0.80364	6	-0.87944	.40	-0.94310	7.00	-0.99717
1	-0.80640	7	-0.88098	.45	-0.94603	.50	-0.99769
2	-0.80912	8	-0.88250	.50	-0.94877		
3	-0.81179	9	-0.88399	.55	-0.95134	8.00	-0.99809
4	-0.81442			.60	-0.95374	9.00	-0.99865
5	-0.81701	1.80	-0.88546	.65	-0.95599	10.00	-0.99901
6	-0.81955	1	-0.88691	.70	-0.95810	12.00	-0.99943
7	-0.82206	2	-0.88833	.75	-0.96009	14.00	-0.99964
8	-0.82452	3	-0.88974	.80	-0.96195	16.00	-0.99976
9	-0.82694	4	-0.89112	.85	-0.96371	18.00	-0.99983
		5	-0.89248	.90	-0.96536	20.00	-0.99988
1.50	-0.82932	6	-0.89382	.95	-0.96691	25.00	-0.99994
1	-0.83157	7	-0.89514			30.00	-0.99996
2	-0.83397	8	-0.89643	3.00	-0.96838	40.00	-0.99998
3	-0.83624	9	-0.89771	.10	-0.97106	50.00	-0.99999
4	-0.83847			.20	-0.97346	100.00	-1.00000
5	-0.84067	1.90	-0.89897	.30	-0.97561	∞	-1.00000

TABLA 3-2

rugosa y que el estrato superficial está libre de desgarramiento y esfuerzos normales fuera del área cargada, tal como se muestra en la figura III.3.

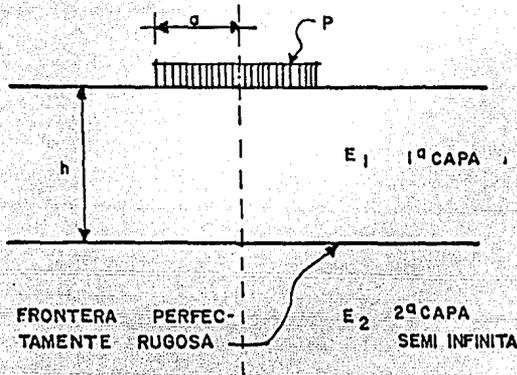


FIGURA III.3.- Sistema no homogéneo formado por dos capas.

Los valores de los esfuerzos y deformaciones obtenidos por Burmister, están en función de la relación entre los módulos de elasticidad de las dos capas, E_1/E_2 , y del módulo de Poisson, μ . La figura III.4 muestra los valores del esfuerzo vertical bajo el centro de una placa circular de carga para un sistema de dos capas, en donde el radio de la placa es igual al espesor de la primera capa y cada curva corresponde a un valor de la relación E_1/E_2 , y a un valor del módulo de Poisson, μ , de 0.5 para ambas capas. Se estudió el caso en donde $E_1 \gg E_2$, tratando con esto de representar la estructura de un pavimento.

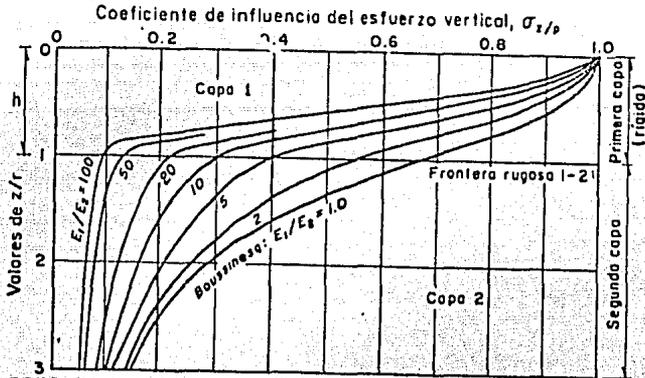


FIGURA III.4.- Curvas de influencia de esfuerzos verticales transmitidos en un sistema de dos capas elásticas.

Puede notarse que en la frontera y para el caso $E_1/E_2 = 1$, que corresponde al problema de Boussinesq ya mencionado, el esfuerzo vertical es el 70 % de la presión aplicada en la superficie, en tanto que si E_1/E_2 se considera de 100, dicho valor se reduce a solo un 10 % de la presión superficial.

En la figura III.5 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 $a/h = 1$. Esta figura se complementa con la III.4, en el sentido de que muestra los esfuerzos en cualquier punto de la masa del medio y no solo en la vertical, bajo el centro del área cargada.

Según el análisis teórico hecho por Burmister, el desplazamiento

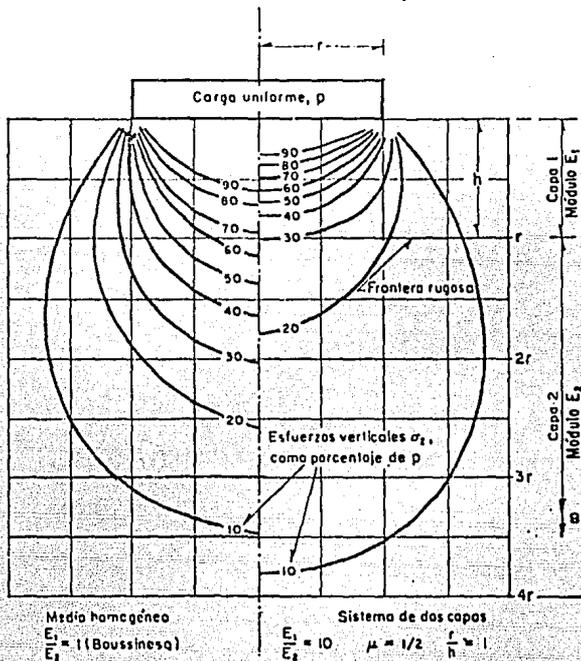


FIGURA III.5.- Comparación de la distribución de esfuerzos verticales en un medio homogéneo y en un sistema de dos capas.

vertical de la superficie del sistema de dos capas está dado por -- las siguientes expresiones

Para placa de carga flexible

$$\Delta = 1.5 F \frac{pa}{E_2} \quad (3.11)$$

Para placa de carga rígida

$$\Delta = 1.18 F \frac{pa}{E_2} \quad (3.12)$$

en donde

Δ = desplazamiento vertical en la superficie del sistema

F = factor adimensional de desplazamiento, que depende de la relación E_1/E_2 y de la relación h/r

p = presión uniforme en el área circular

a = radio del círculo cargado

E_2 = módulo de elasticidad de la segunda capa seminfinita

En la figura III.6 aparece una gráfica que da los valores de F para diferentes relaciones de las que tal factor depende.

Para el uso de esta gráfica es necesario determinar primeramente los valores de E_1 y E_2 , lo que se logra por medio de pruebas de placa.

Si se coloca una placa rígida sobre el material que va a constituir la segunda capa y se transmite presión, con la ecuación 3.12 se puede calcular el valor de E_2 , pues en tal caso $F = 1$, por tratarse de un sistema homogéneo de una sola capa. Efectuando la prueba de placa ahora en la superficie del sistema de dos capas, la expresión 3.12, nuevamente usada, permitirá conocer el valor del factor F y la gráfica de la figura III.6 proporcionará la correspondiente relación E_1/E_2 , de la cual puede obtenerse el valor de E_1 . Con los valores de E_1 y E_2 calculados, pueden obtenerse con las fórmulas anteriores y la gráfica de la figura III.6 los desplazamientos verticales bajo el centro de cualquier área circular cargada aplicada en la superficie del sistema de dos capas.

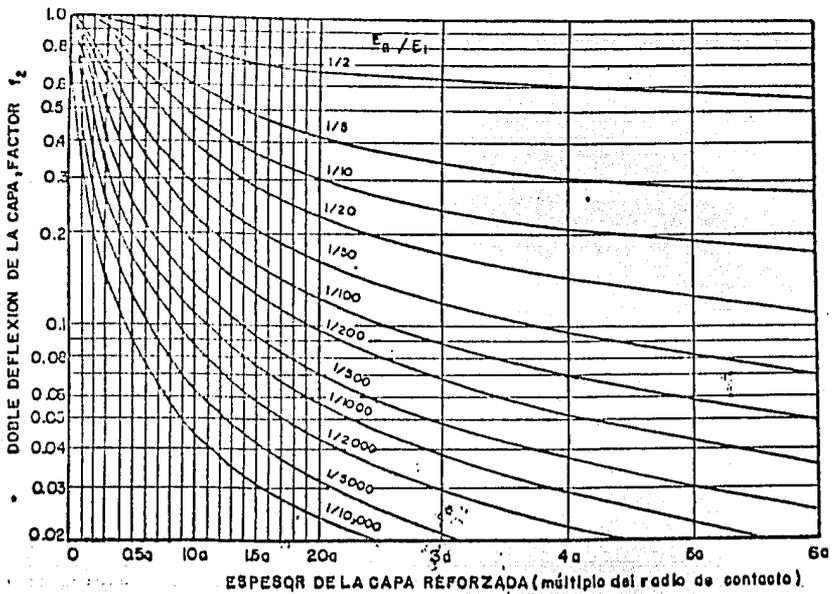


FIGURA III.6.- Factores de deformación para un sistema de dos capas.

Los resultados de Burmister se han aplicado sobre todo al diseño de pavimentos, tomando como primera capa más rígida al pavimento y - como segunda capa a las terracerías. Sin embargo hasta hoy, los métodos analíticos emanados de estas teorías son menos confiables que -- otros métodos empíricos, pero de resultados más comprobados. También debe observarse que desde el punto de vista de transmisión de esfuerzos, las teorías de Burmister rinden resultados que hacen aparecer - los obtenidos con la solución básica de Boussinesq como conservado - res.

Ejemplo 3.1

Calcule la deflexión de la superficie bajo el centro de la rueda de radio $a = 15$ cm y presión de contacto $p = 5.62$ kg/cm², para un pavimento que tiene 30 cm de espesor y módulo de elasticidad de 3515 kg/cm², apoyado en terracerías con módulo de elasticidad de 703 kg/cm², aplicando la teoría de la doble capa.

Solución:

$$z = 30 \text{ cm} \quad E_1 = 3515 \text{ kg/cm}^2$$

$$a = 15 \text{ cm} \quad E_2 = 703 \text{ kg/cm}^2$$

$$z/a = 2 \quad E_2/E_1 = 1/5$$

Con los valores de $z/a = 2$ y $E_2/E_1 = 1/5$, de la figura III.6 se obtiene el valor de $F = 0.42$ y con la ecuación 3.11

$$\Delta_t = 1.5 F \frac{pa}{E_2} = 1.5 (0.42) \frac{(5.62)(15)}{703} = 0.076 \text{ cm}$$

se determina la deflexión en la superficie del pavimento.

Para conocer el desplazamiento vertical en cualquier punto de la superficie de contacto entre las dos capas, como por ejemplo, el punto A de la figura III.7, Huang hizo una extensión de la teoría de Burmister para deflexiones en la superficie de dos estratos, desarrollando unas cartas de factores F especiales para este tipo de problema, las cuales se presentan en la figura III.8. Cada carta es para una relación modular E_1/E_2 , específica. Los valores de F están en función de la profundidad z (espesor de la primera capa) y de la dig

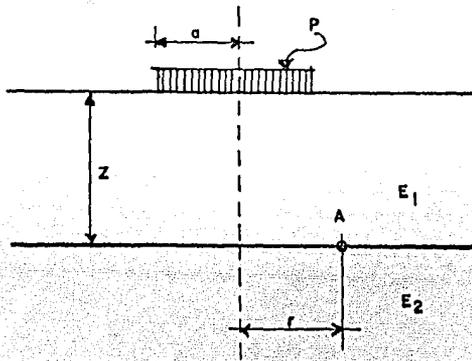


FIGURA III.7

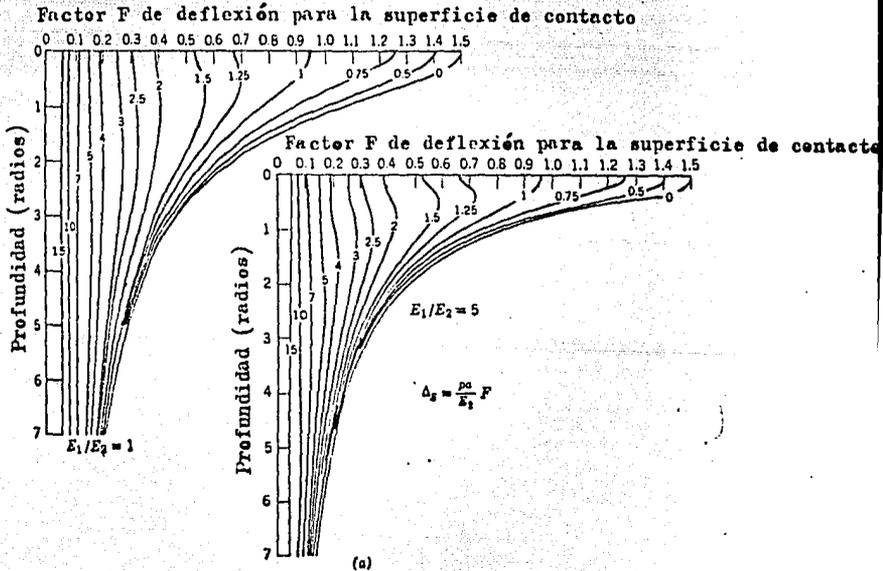


FIGURA III.8

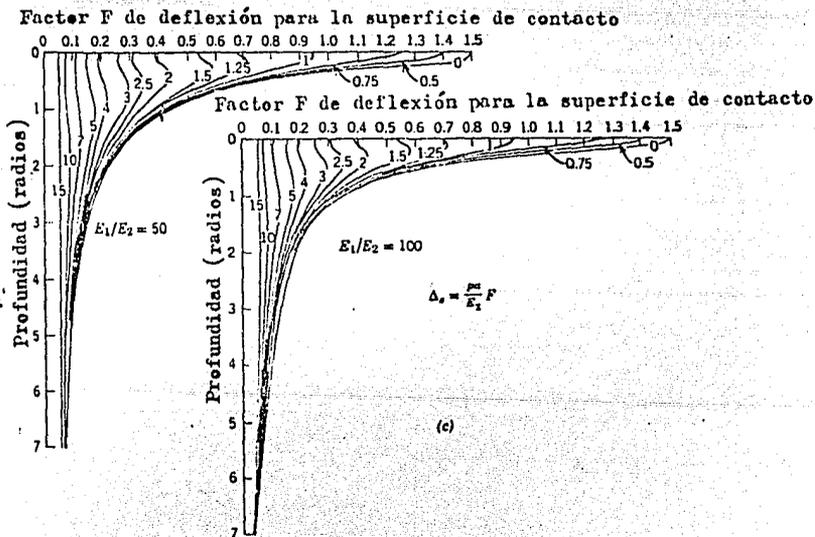
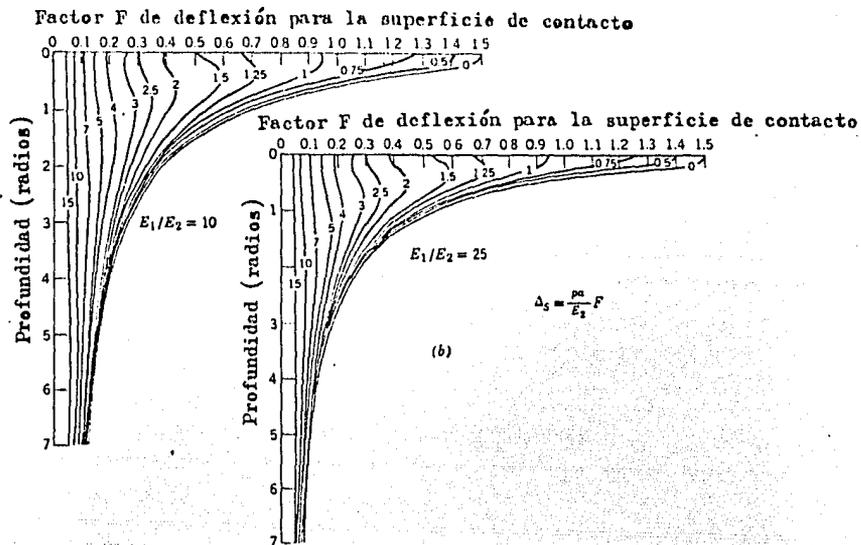


FIGURA III.8

tancia horizontal r , del punto en cuestión a la vertical que pasa por el centro de la placa de carga. Ambas distancias son expresadas en radios de placa, y al igual que en el análisis de la deflexión en la superficie, de la teoría de Burmister, estas cartas suponen un valor de la relación de Poisson, μ , de 0.5.

La deflexión de la superficie de contacto, Δ_s , se obtiene con la ecuación 3.13.

$$\Delta_s = \frac{Pa}{E_2} F \quad (3.13)$$

Ejemplo 3.2

Para el sistema dado en el ejemplo 3.1 calcule la deflexión de la superficie de contacto en un punto situado bajo el centro de la rueda mencionada, y la deflexión Δ_p , que toma lugar dentro de la primera capa (pavimento).

Solución:

Del ejemplo 3.1

$$E_1/E_2 = 5 \quad E_2 = 703 \text{ kg/cm}^2$$

$$z = 30 \text{ cm} \quad p = 5.62 \text{ kg/cm}^2$$

$$a = 15 \text{ cm}$$

Dado que el punto en que se calcula la deflexión forma parte de la vertical que pasa por el centro del círculo de carga, $r = 0$.

Con estos datos se entra en las gráficas de la figura III.8 y -

se tiene que para

$$E_1/E_2 = 5 \quad ; \quad r/a = 0 \quad ; \quad z/a = 2$$

corresponde un valor de $F = 0.48$. Con este valor y utilizando la ecuación 3.13

$$\Delta_s = \frac{pa}{E_2} F = \frac{(5.62)(15)}{703} (0.48) = 0.058$$

se obtiene el valor de la deflexión en la superficie de contacto entre el pavimento y las terracerías. Y como la deflexión total, Δ_t , en la superficie del sistema, es igual a la deflexión que toma lugar dentro de la primera capa, más la deflexión en la superficie de la segunda, que en este caso es Δ_s , tenemos que

$$\Delta_t = \Delta_p + \Delta_s$$

y del ejemplo 3.1, $\Delta_t = 0.076$ cm, por lo tanto

$$\Delta_p = \Delta_t - \Delta_s = 0.076 - 0.058 = 0.018 \text{ cm}$$

El caso de la triple capa, es aquel en el cual, se tiene en la parte superior dos capas de espesor finito (h_1 y h_2), que se apoyan sobre una tercera de espesor infinito, teniendo las tres diferentes módulos de elasticidad (E_1 , E_2 , y E_3), tal como se ilustra en la figura III.9.

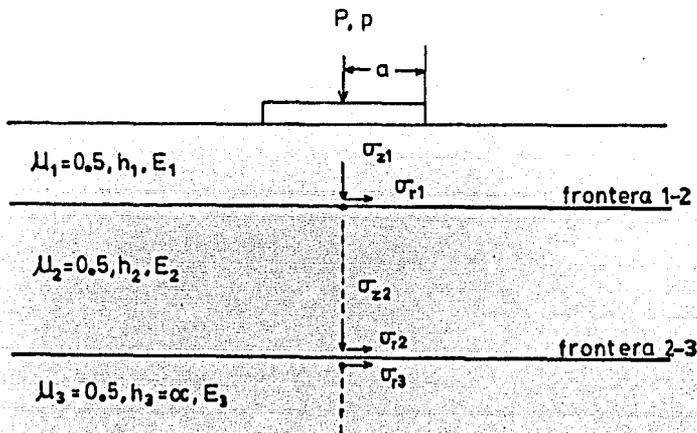


FIGURA III.9.- Sistema de tres capas.

Fox y Acum y Fox produjeron el primer compendio tabular de valores para esfuerzos normales y radiales en sistemas de tres estratos en la intersección del eje de la placa de carga con las capas de contacto (figura III.9). Subsecuentemente Jones y Peattie aumentaron estas soluciones a un rango más amplio de parámetros de solución.

Los esfuerzos verticales σ_{z1} y σ_{z2} mostrados en la figura III.9, pueden conocerse a partir de las gráficas desarrolladas por Peattie y que se presentan en la figura III.10. Asimismo los esfuerzos horizontales σ_{r1} , σ_{r2} y σ_{r3} , de la misma figura, pueden obtenerse usando las tablas 3-3 desarrolladas por Jones. La convención señalada es positiva para la compresión. Mientras que la interpolación de los factores obtenidos de estas gráficas es válida, cuando así se requiera en un problema, la extrapolación no lo es. Además se hace notar que tanto -

las tablas como las gráficas mencionadas, fueron desarrolladas para un valor del módulo de Poisson, μ , de 0.5 en cada uno de los estratos. Debido a que los esfuerzos que se calculan están a lo largo del eje de simetría de la placa de carga, $\sigma_r = \sigma_t$.

Los parámetros que intervienen en la solución tanto gráfica como en forma tabular de los esfuerzos verticales y horizontales respectivamente, son los siguientes

$$k_1 \text{ ó } K_1 = E_1/E_2 \quad ; \quad k_2 \text{ ó } K_2 = E_2/E_3$$

$$a_1 \text{ ó } A = a/h_2 \quad ; \quad H = h_1/h_2$$

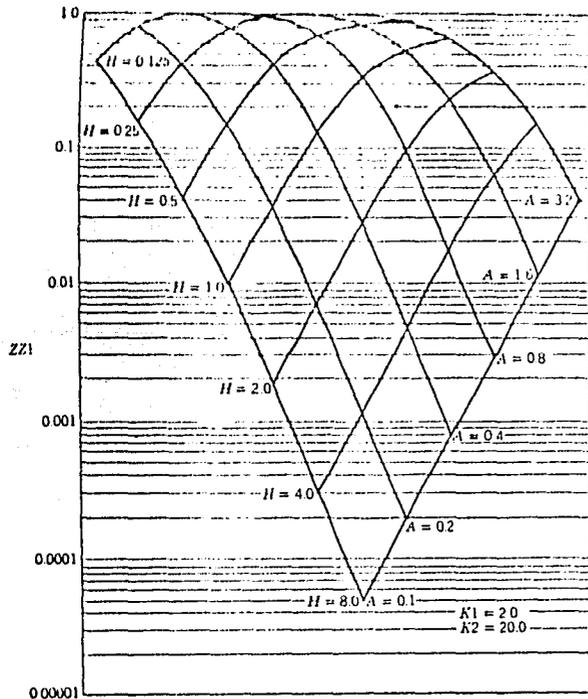
Para calcular los esfuerzos verticales σ_{z1} y σ_{z2} , de las gráficas de la figura III.10 se obtiene un valor para los factores ZZ1 y ZZ2 respectivamente, para valores particulares de K_1 , K_2 , A y H del sistema de tres capas dado, y el valor de estos esfuerzos es

$$\sigma_{z1} = p (ZZ1)$$

$$\sigma_{z2} = p (ZZ2)$$

en donde p es la presión en la superficie del sistema.

Para el caso de los esfuerzos horizontales σ_{r1} , σ_{r2} y σ_{r3} estos pueden calcularse a partir de los factores RR1, RR2 y RR3 respectivamente, que se obtienen indirectamente de las tablas 3-3 en las que se encuentran tabulados valores de la diferencia entre los factores-



(b)

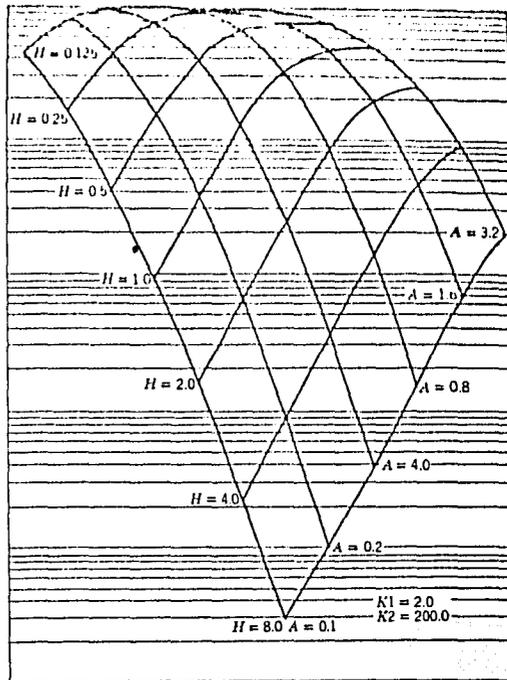


FIGURA III.10

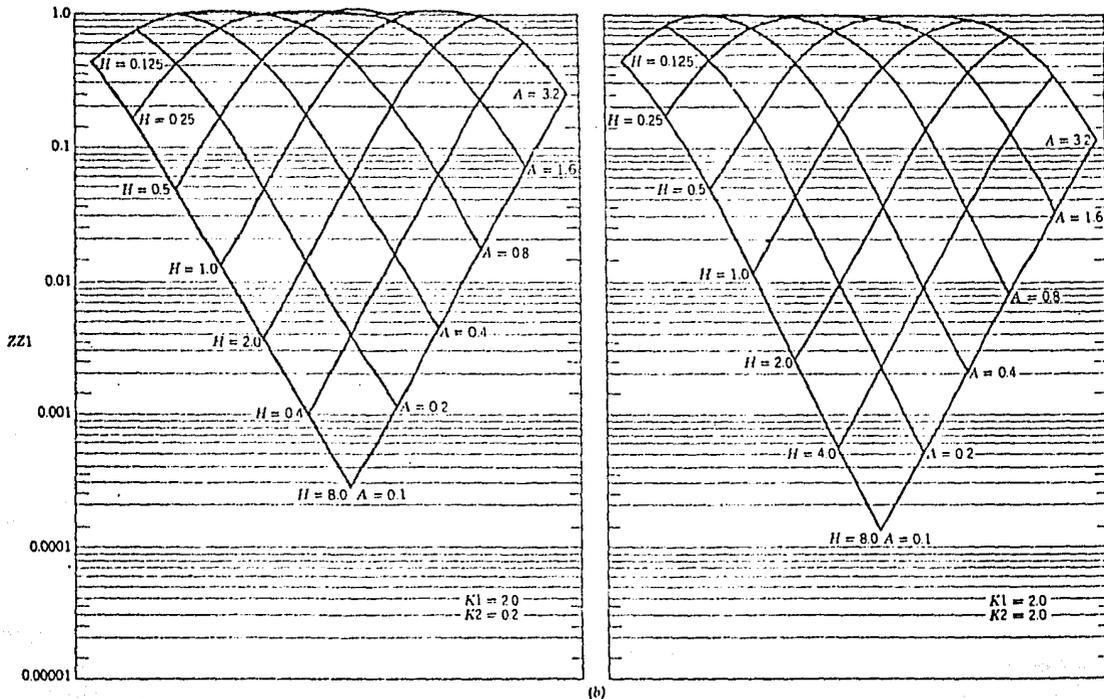


FIGURA III.10

u ₁	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)	(ZZ1-RR2)	(ZZ1-RR3)	(ZZ1-RR1)	(ZZ1-RR2)	(ZZ1-RR3)	(ZZ1-RR1)	(ZZ1-RR2)	(ZZ1-RR3)	(ZZ1-RR1)	(ZZ1-RR2)	(ZZ1-RR3)
	k ₁ = 0.2			k ₁ = 0.2			k ₁ = 0.2			k ₁ = 0.2		
0.1	0.05598	0.00274	0.01370	0.28058	0.00277	0.01381	0.81450	0.00202	0.01011	0.80914	0.00090	0.01051
0.2	0.12628	0.01600	0.05202	0.72176	0.01075	0.05377	1.76075	0.00793	0.03904	2.71354	0.00357	0.01781
0.4	0.14210	0.03741	0.18722	1.03478	0.03812	0.19211	3.59030	0.02031	0.14053	6.83021	0.01385	0.06824
0.6	0.12300	0.06839	0.39198	0.88834	0.10347	0.51687	4.58815	0.08771	0.43854	13.19061	0.04624	0.23118
1.0	0.10534	0.13917	0.89580	0.60438	0.11102	0.70510	2.31185	0.14039	0.70194	13.79134	0.10591	0.52955
3.2	0.05063	0.11114	0.55589	0.41539	0.09804	0.40020	1.21415	0.07587	0.37934	2.72901	0.08608	0.43037
	k ₁ = 2.0			k ₁ = 2.0			k ₁ = 2.0			k ₁ = 2.0		
0.1	0.05477	0.01469	0.00704	0.28362	0.01353	0.00677	0.83215	0.00962	0.00481	0.80553	0.00407	0.00203
0.2	0.12136	0.05481	0.02712	0.70225	0.05278	0.02939	1.84706	0.03781	0.01601	3.10763	0.01611	0.00890
0.4	0.12390	0.10760	0.09690	0.90634	0.19178	0.09589	3.80779	0.14459	0.07079	8.37852	0.06231	0.03110
0.6	0.06482	0.50039	0.28019	0.61885	0.55211	0.27005	5.50796	0.44710	0.22155	18.05534	0.21800	0.10030
1.0	-0.00519	0.96216	0.48108	0.17331	0.95080	0.47510	4.24281	0.90115	0.45058	31.18009	0.58553	0.29277
3.2	-0.02216	0.87221	0.43010	-0.05691	0.89390	0.44895	1.97494	0.03254	0.48027	28.98500	0.89191	0.44505
	k ₁ = 20.0			k ₁ = 20.0			k ₁ = 20.0			k ₁ = 20.0		
0.1	0.05192	0.04116	0.00150	0.27580	0.02728	0.00136	0.85003	0.01930	0.00090	1.08738	0.00801	0.00041
0.2	0.11209	0.12227	0.00611	0.67113	0.10710	0.00536	1.99693	0.07623	0.00361	3.59148	0.03421	0.00171
0.4	0.08622	0.43501	0.02275	0.84462	0.39919	0.01996	4.13976	0.29072	0.01451	10.30923	0.13365	0.00808
0.6	-0.07351	1.44285	0.07214	0.21051	1.26585	0.06328	6.48918	0.98565	0.04928	28.41112	0.40135	0.02457
1.0	-0.40231	3.37691	0.16850	-1.32411	2.94660	0.14743	8.95039	2.55231	0.12762	57.40409	1.53833	0.07692
3.2	-0.71901	5.10060	0.25563	-3.04320	4.89878	0.21404	6.05831	4.78234	0.23812	99.29031	3.80694	0.18048
	k ₁ = 200.0			k ₁ = 200.0			k ₁ = 200.0			k ₁ = 200.0		
0.1	0.01956	0.01701	0.00024	0.20776	0.03814	0.00019	0.85732	0.02711	0.00014	1.19099	0.01311	0.00017
0.2	0.10066	0.18557	0.00063	0.63873	0.15040	0.00075	1.93761	0.10741	0.00054	4.00068	0.05223	0.00020
0.4	0.04248	0.70524	0.00053	0.71020	0.57010	0.00285	1.26001	0.41450	0.00207	11.00405	0.20551	0.00103
0.6	-0.24071	2.40585	0.01204	-0.28250	1.92030	0.00903	6.91871	1.40917	0.00735	32.07361	0.77581	0.00188
1.0	-1.00743	6.82181	0.03412	-3.09856	5.35936	0.02080	8.55770	4.36821	0.02183	82.77197	2.63902	0.01320
3.2	-2.51261	15.45931	0.07730	-9.18214	12.61318	0.06322	10.83014	10.03570	0.05408	189.37430	7.60287	0.03801

TABLE 3-3

n ₁	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 ₁ = 0.2			k ₁ = 0.2			k ₁ = 0.2			k ₁ = 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	0.13516	0.01278	0.06301	1.01561	0.01348	0.06711	3.75440	0.01249	0.06214	7.44285	0.00788	0.03940
0.4	0.16428	0.04400	0.22150	0.83924	0.04669	0.21316	5.11847	0.04121	0.22105	15.41021	0.02913	0.14560
0.8	0.09011	0.10975	0.51877	0.63061	0.11481	0.57118	3.38000	0.11668	0.57342	0.70261	0.08711	0.43568
1.6	0.08777	0.13755	0.68777	0.65723	0.13726	0.68630	1.81003	0.13687	0.68408	7.02180	0.13705	0.68521
3.2	0.04120	0.10117	0.60756	0.38165	0.09467	0.47335	1.76101	0.07578	0.37800	2.35450	0.06501	0.32971
	k ₁ = 2.0			k ₁ = 2.0			k ₁ = 2.0			k ₁ = 2.0		
0.1	0.12285	0.01693	0.00846	0.70422	0.01716	0.00858	1.81178	0.01542	0.00771	3.02259	0.00669	0.00495
0.2	0.12916	0.06558	0.03270	0.97056	0.06047	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	17.61175	0.14286	0.07143
0.8	0.01823	0.62863	0.31432	0.22319	0.65063	0.31501	3.45631	0.60493	0.30247	27.27701	0.46298	0.25901
1.6	-0.04150	0.98751	0.40377	-0.19942	0.97707	0.48853	1.15211	0.07116	0.48523	23.38658	0.00861	0.15440
3.2	-0.03801	0.82102	0.41051	-0.25916	0.84030	0.42915	-0.00894	0.88358	0.44479	11.87014	0.01400	0.45733
	k ₁ = 20.0			k ₁ = 20.0			k ₁ = 20.0			k ₁ = 20.0		
0.1	0.12032	0.03687	0.00183	0.60332	0.03407	0.00173	1.80984	0.02985	0.00149	3.11763	0.01080	0.00090
0.2	0.11787	0.14336	0.00717	0.92080	0.13541	0.00677	3.74573	0.11607	0.00585	8.06697	0.07827	0.00301
0.4	0.03474	0.52091	0.02035	0.16583	0.40523	0.02476	5.05189	0.43203	0.02163	20.12239	0.29887	0.01491
0.8	-0.14872	1.61727	0.08080	-0.66535	1.40612	0.07181	2.02533	1.33736	0.06687	30.29943	1.01894	0.05095
1.6	-0.60533	3.58911	0.17047	-2.82850	3.28512	0.16426	-1.27093	2.00215	1.04091	19.40857	2.84313	0.13210
3.2	-0.80990	5.15109	0.25770	-5.27099	5.05952	0.25298	-7.35384	5.06189	0.25324	67.81369	4.80895	0.24165
	k ₁ = 200.0			k ₁ = 200.0			k ₁ = 200.0			k ₁ = 200.0		
0.1	0.11720	0.05114	0.00027	0.67488	0.04848	0.00024	1.78041	0.01010	0.00020	3.26087	0.02899	0.00011
0.2	-0.10495	0.21314	0.00170	0.85397	0.19013	0.00095	3.68017	0.15781	0.00079	9.02680	0.11130	0.00056
0.4	-0.01709	0.80109	0.00102	0.21165	0.71221	0.00056	1.80711	0.50301	0.00207	21.56482	0.43035	0.00215
0.8	-0.31427	2.67031	0.01310	-1.65951	2.32052	0.01163	1.00825	1.05709	0.00070	41.80873	1.63070	0.00765
1.6	-1.21130	7.35678	0.03880	-6.47707	6.26638	0.01131	-5.28803	5.25110	0.02620	109.03157	4.66707	0.02241
3.2	-2.80282	16.22800	0.08114	-16.67370	14.25921	0.07128	-21.62516	12.46058	0.06225	120.05931	11.42045	0.05710

ТАБЛА 3-3

-34-

para esfuerzo vertical y estos, por lo que para conocer el esfuerzo horizontal en un punto dado, será necesario determinar primero el es fuerzo vertical en ese punto y así

$$\sigma_{z1} - \sigma_{r1} = p (ZZ1 - RR1)$$

$$\sigma_{z2} - \sigma_{r2} = p (ZZ2 - RR2)$$

$$\sigma_{z2} - \sigma_{r3} = p (ZZ2 - RR3)$$

Las deformaciones al pie de los estratos 1 y 2 así como en la -- parte superior del tercer estrato, se pueden conocer con las siguien tes expresiones

$$e_z = \frac{1}{E} (\sigma_z - (\sigma_r + \sigma_t))$$

$$e_r = \frac{1}{2E} (\sigma_r - (\sigma_z + \sigma_t))$$

Las técnicas de solución para esfuerzos y deformaciones de tres- estratos se pueden utilizar para dos estratos haciendo $E_1 = E_2$, es de cir, k_1 o $K_1 = 1$ y seleccionando un valor para H y $a_1(A)$ que pueda -- ser leído directamente en la tabla o la figura, tal que $h_1 - h_2$ sea - igual al espesor de la primera capa del problema de dos estratos.

Ejemplo 3.3

Con referencia a la figura III.9, un sistema de tres estratos -- tiene las siguientes características

$$p = 5.6 \text{ kg/cm}^2 \quad a = 15 \text{ cm} \quad E_3 = 1054 \text{ kg/cm}^2$$

$$h_1 = 7.6 \text{ cm} \quad E_1 = 42182 \text{ kg/cm}^2$$

$$h_2 = 30 \text{ cm} \quad E_2 = 2109 \text{ kg/cm}^2$$

Calcule los siguientes valores

a) σ_{z1} , b) σ_{z2} , c) σ_{r1} , σ_{r2} , σ_{r3} , d) ϵ_{r1} y e) ϵ_{z3}

Solución:

Los valores de entrada para el cálculo de este sistema son:

$$k_1 \text{ ó } K_1 = \frac{E_1}{E_2} = \frac{42182}{2109} = 20 \quad ; \quad a_1(A) = \frac{a}{h_2} = \frac{15}{30} = 0.5$$

$$k_2 \text{ ó } K_2 = \frac{E_2}{E_3} = \frac{2109}{1054} = 2 \quad ; \quad H = \frac{h_1}{h_2} = \frac{7.6}{30} = 0.25$$

(nótese que los valores de K_1 , K_2 y H están tabulados tanto en la figura III.10 como en la tabla 3-3).

a) Para $K_1 = 20$, $K_2 = 2$, $H = 0.25$ e interpolando para $A = 0.5$ de la gráfica III.10 apropiada se obtiene el factor

$$ZZ1 = 0.47$$

$$\sigma_{z1} = p (ZZ1) = 5.62 (0.47) = 2.64 \text{ kg/cm}^2$$

b) Del diagrama para $ZZ2$ de la figura III.10

$$ZZ2 = 0.10$$

$$\sigma_{z2} = p (ZZ2) = 5.62 (0.10) = 0.562 \text{ kg/cm}^2$$

c) Ya que en la tabla 3-3 para factores de esfuerzo horizontal no se presentan valores para $a_1(A) = 0.5$, este valor debe ser interpolado. La interpolación debe hacerse de la gráfica de $a_1(A)$ contra los valores de σ_r . El resumen tabulado siguiente ilustra la secuencia para encontrar los puntos de la gráfica necesaria para calcular el valor de σ_{r1} .

$a_1(A)$	(ZZ1-RRL)	$\sigma_{z1} - \sigma_{r1}$	σ_{r1}
0.1	0.63215	3.55	- 0.91
0.2	1.83766	10.33	- 7.69
0.4	3.86779	21.75	-19.10
0.8	5.50796	30.98	-28.33
1.6	4.24281	23.86	-21.22
3.2	1.97494	11.03	- 8.46

Por este procedimiento $\sigma_{r1} = - 22.14 \text{ kg/cm}^2$, $\sigma_{r2} = - 0.63 \text{ kg/cm}^2$ y $\sigma_{r3} = - 0.070 \text{ kg/cm}^2$. El signo negativo indica que son esfuerzos de tensión.

d) Conociendo σ_{r1} y σ_{z1}

$$\epsilon_{r1} = \frac{1}{2E_1} (\sigma_{r1} - \sigma_{z1}) = \frac{1}{2(42182)} (-22.14 - 2.64) = - 2.93 \times 10^{-4}$$

e) Conocidos σ_{z2} y σ_{r3}

$$\epsilon_{z3} = \frac{1}{E_3} (\sigma_{z2} - \sigma_{r3}) = \frac{1}{1054} (0.562 - (-0.070)) = 6 \times 10^{-4}$$

III.3 USO DE NOMOGRAMAS Y TABLAS PARA EL CALCULO DE ESFUERZOS Y DEFORMACIONES.

III.3.1 LA CARTA DE NEWMARK.

En el año de 1942 Newmark desarrolló un método gráfico sencillo mediante el cual se podían conocer los esfuerzos verticales transmitidos a un medio semiinfinito, homogéneo, isótropo y linealmente elástico, por cualquier condición de carga uniformemente repartida sobre la superficie del medio. El método se basa en la ecuación que permite conocer el esfuerzo vertical bajo el centro de una área circular uniformemente cargada. Esta ecuación es la siguiente

$$\frac{\sigma_z}{W} = 1 - \left[\frac{1}{1 + (r/z)^2} \right]^{3/2}$$

Si en esta ecuación se dá a σ_z/W un valor de 0.1, de la tabla 3-2 le corresponde una relación r/z de 0.27, es decir, que si se tiene un círculo cargado de radio $r = 0.27z$, en donde z es la profundidad de un punto bajo el centro del círculo, el esfuerzo en este punto será

$$\sigma_z = 0.1 W$$

Si este círculo se divide en un número de segmentos iguales, como se aprecia en la figura III.11, cada uno de ellos contribuirá al

esfuerzo σ_z total en la misma proporción. Usualmente el número de segmentos es de 20, por lo que cada uno de los 20 cooperará con $1/20$ del esfuerzo total, es decir, con $0.1 W/20 = 0.005 W$, así el valor de influencia de cada segmento será de 0.005.

Si ahora se dá a σ_z/W un valor de 0.2, la relación r/z correspondiente es de 0.40, esto quiere decir que si ahora se tiene un círculo de carga de radio $r = 0.40z$, el esfuerzo σ_z en el mismo punto a la profundidad z será

$$\sigma_z = 0.2 W$$

Concéntrico con el primer círculo puede dibujarse otro con radio $r = 0.40z$ tal como se aprecia en la figura III.11. Como el primer círculo produce en el punto mencionado un esfuerzo $\sigma_z = 0.1 W$, entonces la corona circular agregada produce otro $\sigma_z = 0.1 W$ ya que el círculo de radio $r = 0.40z$ induce un esfuerzo $\sigma_z = 0.20 W$. Así si los radios que dividen al primer círculo se prolongan hasta el segundo, se tendrá la corona agregada subdividida en 20 segmentos iguales cuya influencia será la misma que la de los del primer círculo.

De esta manera se puede seguir dando valores a σ_z/W de 0.3, 0.4, 0.5, 0.6, 0.7, 0.8 y 0.9, y obtener así los radios de círculos concéntricos en función de la profundidad z del punto referido, que den los esfuerzos de 0.3 W, 0.40 W, etc. en ese mismo punto. Prolongando de nueva cuenta los radios vectores ya usados, se dividirá a las nuevas coronas en áreas iguales cuya influencia será de 0.005 W sobre el esfuerzo total en el punto.

Para $\sigma_z/W = 1$ resulta que el radio del círculo correspondiente es

ya infinito para cualquier z diferente de cero, por lo que las áreas que se generan por la prolongación de los radios vectores fuera del círculo en que $\sigma_z/W = 0.9$ aún siendo infinitas, tienen la misma influencia sobre el punto en cuestión, que las restantes dibujadas.

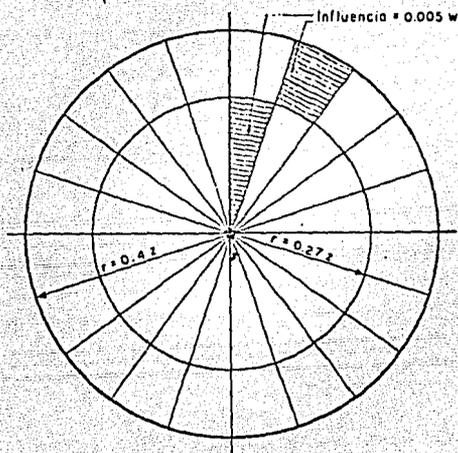


FIGURA III.11.- Génesis de la carta de Newmark.

Para conocer el esfuerzo σ_z en puntos a profundidades diferentes que el antes mencionado, puede procederse en forma similar, construyendo otras cartas de Newmark en base a otros valores de z . Así para cada profundidad a que se quiera conocer el esfuerzo, debe construir una carta en especial. Sin embargo, en la práctica se puede hacer funcionar la carta de Newmark de otra manera; usando una sola carta-

pero disponiendo de varias plantillas del área cargada, dibujadas a diferentes escalas, de tal forma que estas coincidan con las que en las cartas determinen un valor para z igual al requerido. Por ejemplo, si la carta de que se dispone fué construída con base a una $z = 10$ cm y se desea conocer el σ_z que se produce a las profundidades de 2 m, 5 m, 10 m y 20 m, deberán construirse las plantillas a escalas tales que esas profundidades queden representadas por la $z = 10$ cm; es decir, a escalas 20, 50, 100 y 200.

Para la aplicación de esta carta es necesario dibujarla en papel transparente. Se coloca la carta sobre las áreas de carga buscando que el centro de los círculos concéntricos coincida con el punto bajo el cual se desea conocer el esfuerzo. Se procede a contar el número de segmentos de la carta que estén cubiertos por área de carga y se multiplica por el valor de influencia de estos y por la carga uniformemente repartida, W .

La figura III.12 muestra una carta de Newmark para un valor de z dado y un coeficiente de influencia de 0.005.

III.3.2 DESARROLLOS DE AHLVIN Y ULERY.

Foster y Ahlvin presentaron cartas para el cálculo de esfuerzo vertical y horizontal y para deformaciones elásticas verticales para un estrato, debido a placas circulares de carga, suponiendo una relación de Poisson de 0.5. Este trabajo se reafirmó por Ahlvin y Ulery para permitir una solución más extensa del patrón completo de esfuerzo, deformación y deflexión en cualquier punto de la masa homogénea y para cualquier valor de la relación de Poisson. Estas soluciones se presentan en la tabla 3-4, en donde se ve que las ecuaciones se

expresan en términos de ciertas funciones (A.....H) de las cuales algunas son resumidas en forma tabular en la tabla 3-5. Cada función se expresa en función de la profundidad z y la distancia r , con que se localiza el punto en estudio dentro de la masa, esto se ilustra en la figura III.13.

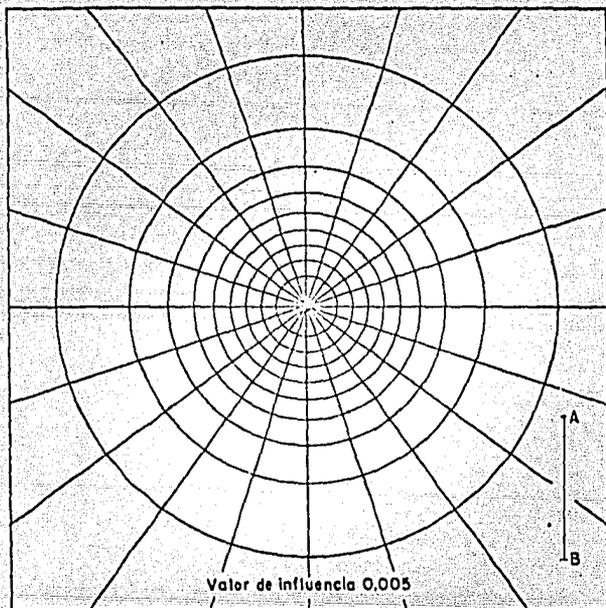


FIGURA III.12.- Carta de Newmark.

Aunque la mayoría de las estructuras de pavimentos asfálticos no se consideran homogéneas, las ecuaciones de la tabla 3-4 se pueden utilizar para esfuerzos, deformaciones y deflexiones en las terracerías cuando la relación modular entre el pavimento y éstas, se acerca

TABLA 3 - 4

Parámetro	Caso general	Caso especial ($\mu = 0.5$)
Esfuerzo vertical	$\sigma_z = p (A + B)$	(mismo)
Esfuerzo horizontal radial	$\sigma_r = p(2\mu A + C + (1-2\mu)F)$	$\sigma_r = p(A + C)$
Esfuerzo horizontal tangencial	$\sigma_t = p(2\mu A - D + (1-2\mu)E)$	$\sigma_t = p(A - D)$
Esfuerzo cortante vertical radial	$\bar{\sigma}_{zr} = \bar{\sigma}_{rz} = pG$	(mismo)
Deformación unitaria vertical	$\epsilon_z = \frac{\rho(1+\mu)}{E_1} ((1-2\mu)A+B)$	$\epsilon_z = \frac{1.5\rho}{E_1} B$
Deformación unitaria horizontal radial	$\epsilon_r = \frac{\rho(1+\mu)}{E_1} ((1-2\mu)F+C)$	$\epsilon_r = \frac{1.5\rho}{E_1} C$
Deformación unitaria horizontal tangencial	$\epsilon_t = \frac{\rho(1+\mu)}{E_1} ((1-2\mu)E-D)$	$\epsilon_t = -\frac{1.5\rho}{E_1} D$
Deflexión vertical	$\Delta_z = \frac{\rho(1-\mu)a}{E_1} (\frac{z}{a}A + (1-\mu)\Pi)$	$\Delta_z = \frac{1.5\rho a}{E_1} (\frac{z}{a}A + \frac{\Pi}{2})$
Esfuerzo cortante vertical tangencial	$\bar{\sigma}_{zt} = \bar{\sigma}_{tz} = 0$.'. (σ_t es esfuerzo principal)	
Esfuerzos principales	$\sigma_{1,2,3} = \frac{(\sigma_z + \sigma_r) \pm \sqrt{(\sigma_z - \sigma_r)^2 + (2\bar{\sigma}_{rz})^2}}{2}$	
Esfuerzo cortante máximo	$\bar{\sigma}_{\text{máx}} = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}$	

FUNCIÓN A

Profundidad (radios)

z/a	0	0.2	0.4	0.6	0.8	1	1.2	1.5	2	3	4	5	6	8	10	12	14
0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	.5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0.1	.90050	.89748	.88679	.86126	.78797	.43015	.09645	.02787	.00856	.00211	.00084	.00042					
0.2	.80388	.79824	.77884	.73483	.63014	.38269	.15433	.05251	.01680	.00419	.00167	.00083	.00048	.00020			
0.3	.71265	.70518	.68316	.62690	.52081	.34375	.17964	.07199	.02440	.00622	.00250						
0.4	.62861	.62015	.59241	.53767	.44329	.31048	.18709	.08593	.03118								
0.5	.55279	.54403	.51622	.46448	.38390	.28156	.18556	.09499	.03701	.01013	.00407	.00209	.00118	.00053	.00025	.00014	.00009
0.6	.48550	.47691	.45078	.40427	.33676	.27588	.17952	.10010									
0.7	.42654	.41874	.39491	.35428	.29833	.24727	.17121	.10228	.04358								
0.8	.37531	.36832	.34729	.31243	.26581	.21297	.16206	.10236									
0.9	.33104	.32492	.30669	.27707	.24032	.19488	.15253	.10094									
1	.29289	.28763	.27005	.24687	.21468	.17868	.14329	.09849	.05185	.01742	.00761	.00393	.00226	.00097	.00050	.00029	.00018
1.2	.23178	.22795	.21662	.19890	.17626	.15101	.12570	.09192	.05260	.01935	.00871	.00459	.00269	.00115			
1.5	.16795	.16552	.15877	.14094	.13436	.11892	.10296	.08048	.05116	.02142	.01013	.00548	.00325	.00141	.00073	.00043	.00027
2	.10557	.10453	.10140	.09647	.09011	.08269	.07471	.06275	.04496	.02221	.01160	.00659	.00399	.00180	.00094	.00056	.00036
2.5	.07152	.07098	.06947	.06598	.06323	.05974	.05555	.04880	.03787	.02143	.01221	.00732	.00463	.00244	.00115	.00068	.00043
3	.05132	.05101	.05022	.04886	.04707	.04487	.04241	.03839	.03150	.01980	.01220	.00770	.00505	.00242	.00132	.00079	.00051
4	.02986	.02976	.02907	.02802	.02682	.02749	.02654	.02490	.02193	.01592	.01109	.00760	.00536	.00282	.00160	.00099	.00065
5	.01942	.01938				.01835			.01573	.01249	.00949	.00708	.00527	.00298	.00179	.00113	.00075
6	.01361					.01307			.01168	.00983	.00795	.00628	.00492	.00299	.00188	.00124	.00084
7	.01005					.00976			.00894	.00784	.00661	.00548	.00445	.00291	.00193	.00130	.00091
8	.00772					.00755			.00703	.00635	.00554	.00472	.00398	.00276	.00189	.00134	.00094
9	.00612					.00600			.00566	.00520	.00466	.00409	.00353	.00256	.00184	.00133	.00096
10									.00477	.00465	.00438	.00397	.00352	.00326	.00241		

TABLA 3-5

FUNCION B

Profundidad (radios)

z/a	0	0.2	0.4	0.6	0.8	1	1.2	1.5	2	3	4	5	6	8	10	12	14
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0.1	.09052	.10140	.11138	.12124	.12796	.05388	-.07899	-.02672	-.00845	-.00210	-.00084	-.00042					
0.2	.18057	.19306	.20772	.22524	.25983	.08513	-.07759	-.04448	-.01593	-.00412	-.00166	-.00083	-.00024	-.00010			
0.3	.26362	.26787	.28018	.29483	.27257	.10757	-.04316	-.04999	-.02166	-.00599	-.00245						
0.4	.32016	.32259	.32748	.32273	.26925	.12404	-.00766	-.04535	-.02522								
0.5	.35777	.35752	.35323	.33106	.26236	.13591	.02165	-.03455	-.02651	-.00991	-.00388	-.00199	-.00116	-.00049	-.00025	-.00014	-.00009
0.6	.37831	.37531	.36308	.32822	.25411	.14440	.04457	-.02401									
0.7	.38487	.37962	.36072	.31929	.24638	.14986	.06209	-.00702	-.02329								
0.8	.38691	.37408	.35133	.30649	.23779	.15292	.07530	.00614									
0.9	.38662	.36275	.33734	.29299	.22891	.15404	.08507	.01795									
1	.35355	.34553	.32975	.27819	.21978	.15355	.09210	.02814	-.01005	-.01115	-.00608	-.00344	-.00210	-.00092	-.00048	-.00028	-.00018
1.2	.31485	.30730	.28401	.24836	.20113	.14915	.10002	.04378	.00023	-.00995	-.00632	-.00378	-.00236	-.00107			
1.5	.25602	.25025	.23338	.20694	.17368	.13732	.10193	.05745	.01380	-.00659	-.00600	-.00401	-.00265	-.00126	-.00068	-.00040	-.00026
2	.17809	.18144	.16634	.15198	.13375	.11331	.09254	.06371	.02036	.00028	-.00410	-.00371	-.00278	-.00148	-.00084	-.00050	-.00033
2.5	.12807	.12633	.12126	.11327	.10298	.09130	.07869	.06022	.04229	.00661	-.00130	-.00271	-.00250	-.00156	-.00094	-.00059	-.00039
3	.09487	.09394	.09099	.08635	.08033	.07325	.06551	.05354	.03511	.01112	.00157	-.00134	-.00192	-.00151	-.00099	-.00065	-.00046
4	.05707	.05666	.05562	.05383	.05145	.04773	.04532	.03995	.03066	.01515	.00595	.00155	-.00029	-.00109	-.00094	-.00068	-.00050
5	.03772	.03760				.03384			.02474	.01522	.00810	.00371	.00132	-.00043	-.00070	-.00068	-.00049
6	.02666					.02468			.01968	.01380	.00867	.00496	.00254	.00028	-.00037	-.00047	-.00045
7	.01980					.01868			.01577	.01204	.00842	.00547	.00332	.00093	-.00002	-.00029	-.00037
8	.01526					.01459			.01279	.01034	.00779	.00554	.00372	.00141	.00035	-.00008	-.00025
9	.01212					.01170			.01054	.00898	.00705	.00533	.00386	.00178	.00066	.00012	-.00012
10									.00924	.00879	.00764	.00631	.00501	.00382	.00199		

TABLA 3-5

-45-

FUNCION C

		Profundidad (radios)																	
z/a	0	0.2	0.4	0.6	0.8	1	1.2	1.5	2	3	4	5	6	8	10	12	14		
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0.1	-.04926	-.05142	-.05903	-.07708	-.12108	.02247	.12007	.04475	.01536	.00403	.00164	.00082							
0.2	-.09129	-.09755	-.10872	-.12977	-.14552	.02419	.14896	.07892	.02951	.00796	.00325	.00164	.00094	.00039					
0.3	-.13181	-.13484	-.14415	-.15023	-.12990	.01988	.13394	.09816	.04148	.01169	.00483								
0.4	-.16908	-.16188	-.16519	-.15985	-.11168	.01292	.11014	.10122	.05067										
0.5	-.17889	-.17835	-.17497	-.15625	-.09833	.00183	.08730	.10125	.05690	.01824	.00778	.00399	.00231	.00098	.00050	.00029	.00018		
0.6	-.18915	-.18863	-.17336	-.14934	-.08967	-.00304	.06731	.09313											
0.7	-.19244	-.18831	-.17393	-.14147	-.08109	-.01061	.05028	.08253	.06129										
0.8	-.19046	-.18481	-.16784	-.13393	-.08066	-.01744	.03582	.07114											
0.9	-.18481	-.17841	-.16024	-.12664	-.07828	-.02337	.02359	.05993											
1	-.17678	-.17050	-.15188	-.11995	-.07634	-.02843	.01331	.04939	.05429	.02726	.01333	.00726	.00433	.00188	.00098	.00057	.00036		
1.2	-.15742	-.15117	-.13467	-.10763	-.07289	-.03575	-.00245	.03107	.01522	.02791	.01467	.00824	.00501	.00221					
1.5	-.12801	-.12277	-.11191	-.09145	-.06711	-.04124	-.01702	.01088	.03154	.02652	.01570	.00933	.00585	.00266	.00141	.00083	.00039		
2	-.08944	-.08491	-.07976	-.06925	-.05560	-.04144	-.02687	-.00782	.01267	.02070	.01527	.01013	.00321	.00327	.00179	.00107	.00069		
2.5	-.06403	-.06068	-.05639	-.05259	-.04522	-.03605	-.02800	-.01536	.00103	.01384	.01314	.00987	.00707	.00569	.00289	.00128	.00083		
3	-.04744	-.04560	-.04339	-.04089	-.03642	-.03130	-.02587	-.01748	-.00528	.00792	.01030	.00888	.00689	.00392	.00232	.00145	.00096		
4	-.02854	-.02737	-.02562	-.02585	-.02421	-.02112	-.01964	-.01586	-.00956	.00038	.00492	.00602	.00561	.00389	.00254	.00168	.00115		
5	-.01886	-.01810				-.01568			-.00939	-.00293	-.00128	.00329	.00391	.00341	.00250	.00177	.00127		
6	-.01333					-.01118			-.00819	-.00405	-.00079	.00129	.00234	.00272	.00227	.00173	.00130		
7	-.00990					-.00902			-.00678	-.00417	-.00180	-.00084	.00113	.00200	.00193	.00161	.00128		
8	-.00763					-.00699			-.00552	-.00393	-.00225	-.00077	.00029	.00134	.00157	.00143	.00120		
9	-.00607					-.00623			-.00452	-.00353	-.00235	-.00118	-.00027	.00082	.00124	.00122	.00110		
10									-.00381	-.00373	-.00314	-.00213	-.00137	-.00063	.00040				

TABLA 3-5

a la unidad. Esta condición es más probable cuando se tienen estructuras de pavimento con base y sub-base granulares con una capa delgada de concreto asfáltico en la superficie.

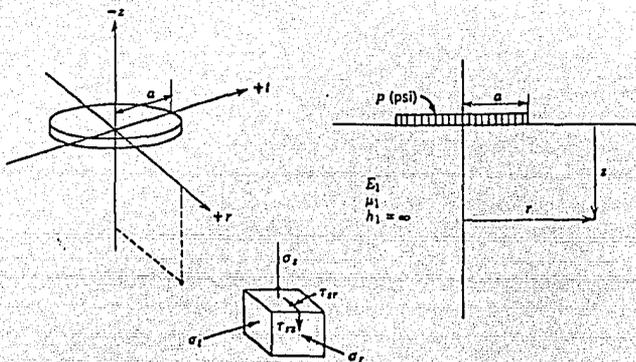


FIGURA III.13.- Diagrama de esfuerzos en un estrato.

Normalmente en estudios de deflexiones se presume que la porción de pavimento (arriba de las terracerías) no contribuye a ninguna deflexión parcial de los componentes a la deflexión de la superficie, así la deflexión ocurre totalmente en el terraplén, esto se ilustra en la figura III.14.

De ahí que para la aplicación de la teoría de un estrato a análisis de pavimentos flexibles

$$\Delta_t = \Delta_p + \Delta_s = \Delta_s$$

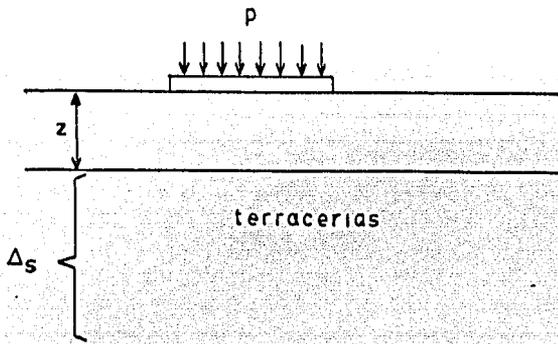


FIGURA III.4

donde

Δ_t = deflexión total de la superficie

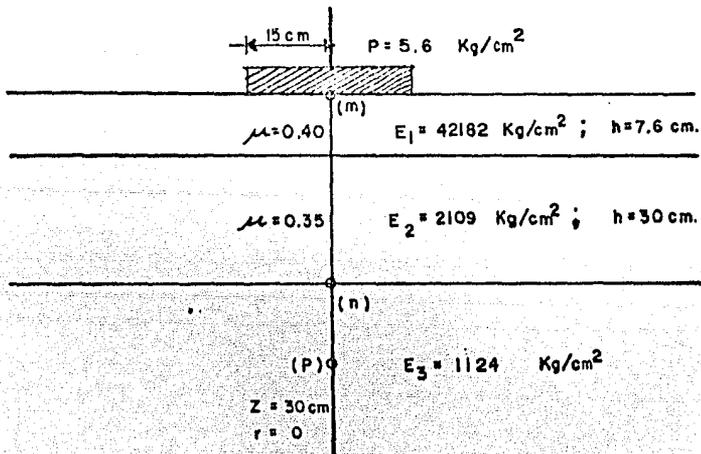
Δ_p = deflexión dentro del estrato de pavimento

Δ_s = deflexión dentro del terraplén

Ejemplo 3.4

Para las condiciones del pavimento mostrado en la figura, usando los valores y ecuaciones de la tabla 3-4, calcule los siguientes valores

- Δ en el punto m
- σ_z y ϵ_r en el punto o
- $\sigma_{1,2,3}$ y $\bar{\epsilon}_{\max}$ en el punto p



Solución:

a) De la suposición anotada para la aplicación de la teoría de un estrato a pavimentos flexibles, $\Delta_m = \Delta_n$ (dado que $\Delta_p = 0$).

Para $p = 5.62 \text{ kg/cm}^2$, $E_1 = 1124 \text{ kg/cm}^2$, $\mu = 0.40$, $a = 15 \text{ cm}$ y $z = 30 \text{ cm}$

$$z/a = 30/15 = 2 \quad ; \quad r/a = 0/15 = 0$$

de la tabla 3-4

$$\Delta_m = \Delta_n = \frac{p(1 + \mu)B}{E_1} \left((z/a)A + (1 - \mu)H \right)$$

de la tabla 3-5

$$A = 0.10557 \quad \text{y} \quad H = 0.47214$$

$$\Delta = \frac{5.62(1+0.40)15}{1124} (2(0.10557) + (1-0.40)(0.4714)) = 0.052 \text{ cm}$$

(debe notarse que el valor de E_1 así como el de μ de las fórmulas deben ser los correspondientes al terraplén).

b) Para el punto o

$$z = 45 \text{ cm} ; \quad z/a = 3$$

$$r = 30 \text{ cm} ; \quad r/a = 2$$

de la tabla 3-4

$$\sigma_z = p (A + B)$$

$$e_r = \frac{p(1+\mu)}{E_1} ((1-2\mu)F + C)$$

de la tabla 3-5

$$A = 0.03150$$

$$C = -0.00528$$

$$B = 0.03511$$

$$F = 0.01144$$

$$\sigma_{z0} = 5.62(0.03150 + 0.03511) = 0.374 \text{ kg/cm}^2$$

$$e_{r0} = 5.62 \frac{(1+0.4)}{1124} ((1-2(0.4))0.01144 + (-0.00528)) = -20.9 \times 10^{-6}$$

Debido a la simetría alrededor de la línea central de la placa, puede anotarse $\sigma_t = \sigma_r$. Dado que $\bar{\sigma}_{rz} = \sigma$; $\sigma_t = \sigma_r$ son los esfuerzos principales

de la tabla 3-4

$$\sigma_t = \sigma_r = p (2A - D + (1 - 2\mu)E)$$

$$\sigma_z = p (A + B)$$

$$\bar{\sigma}_{rz} = pG$$

$$\sigma_{1,2,3} = \frac{(\sigma_z + \sigma_r) \pm \sqrt{(\sigma_z - \sigma_r)^2 + (2\bar{\sigma}_{rz})^2}}{2}$$

$$\bar{\sigma}_{\text{máx}} = \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{2}$$

de la tabla 3-5 se tienen los siguientes valores para el punto p

$$A = 0.05132 \quad D = 0.04744 \quad G = 0$$

$$B = 0.09487 \quad E = 0.02566$$

obtenidos a partir de

$$z/a = 3 \quad \text{y} \quad r/a = 0$$

por lo que

$$\begin{aligned} \sigma_t = \sigma_r &= 5.62(2(0.40)(0.05132) - 0.04744 + (1-0.8)(0.02566)) \\ &= -0.007 \text{ Kg/cm}^2 \end{aligned}$$

$$\sigma_z = 5.62 (0.05132 + 0.09487) = 0.82 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{rz} = 5.62 (0) = 0$$

$$\sigma_{1,3} = \frac{(\sigma_z + \sigma_r) \pm \sqrt{(\sigma_z - \sigma_r)^2}}{2}$$

$$\therefore \sigma_1 = \sigma_z = 0.82 \text{ kg/cm}^2; \quad \sigma_3 = \sigma_r = \sigma_t = -0.007 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{\text{máx}} = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} = \frac{0.82 - (-0.007)}{2} = 0.414 \text{ kg/cm}^2$$

CAPITULO IV

FORMAS DE ESTUDIAR EL TRANSITO PARA EL PROYECTO DE PAVIMENTOS

Dentro del proyecto de pavimentos uno de los factores más importantes que interviene es el tránsito, del cual es necesario conocer el número de vehículos que van a transitar por el pavimento, número de ejes que estos posean, número de ruedas por eje etc., esto sucede tanto en el tránsito terrestre como el aéreo. La figura IV.1 muestra algunos tipos de arreglos de ejes para vehículos terrestres y vehículos aéreos.

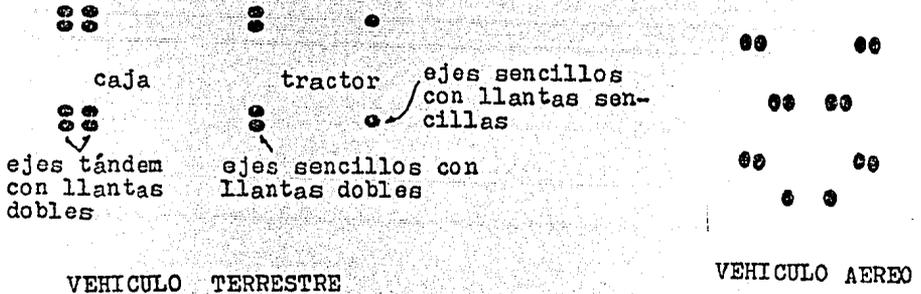


FIGURA IV.1

Para tomar en cuenta todas estas variables en forma fácil e integral, se hace uso de dos métodos que son: 1) a un nivel fijo de tránsito y 2) tránsito mezclado.

IV.1 A UN NIVEL FIJO DE TRANSITO.

Este método consiste en seleccionar un tipo de vehículo "crítico" que represente convenientemente al volumen total del tránsito que va a circular por el pavimento. Esta selección se hace atendiendo al vehículo que cause un mayor daño al pavimento y que vaya a circular un mayor número de veces por él. Este método se usaba anteriormente tanto para el estudio del tránsito aéreo como del terrestre, en la actualidad solo se usa exclusivamente en aeropuertos.

Una vez determinado el vehículo "crítico", se procede a encontrar una carga de diseño que represente el efecto global que este vehículo cause al pavimento, para lo cual es preciso establecer una equivalencia entre la carga transmitida por el arreglo de sus llantas y una carga ideal, es decir, deberá encontrarse una carga de rueda simple que produzca los mismos efectos que la carga transmitida por el arreglo de llantas del vehículo "crítico".

Una carga equivalente de rueda simple se define como la carga de una rueda simple que causará una magnitud igual de un parámetro preseleccionado, en un punto dado dentro del pavimento, resultante de una carga de rueda múltiple en ese mismo punto. Este parámetro puede ser el esfuerzo o la deformación, y la rueda simple de carga equivalente tendrá las mismas características que una de las que forman el arre-

glo de rueda múltiple.

IV.1.1 DETERMINACION DE LA CARGA DE RUEDA SIMPLE EQUIVALENTE TOMANDO COMO PARAMETRO AL ESFUERZO.

IV.1.1.1 METODO DE IGUAL ESFUERZO MAXIMO.

Este método se basa en aproximaciones de distribución de esfuerzos en sistemas de un estrato homogéneo. La figura IV.2 ilustra el concepto tras esta aproximación. La carga total de la rueda doble es P_d , siendo S_d el espacio de centro a centro entre las ruedas y d es la distancia entre los bordes interiores de las mismas.

Tanto la teoría como las mediciones experimentales muestran que para un espesor t menor o igual que $d/2$, el esfuerzo en estas profundidades se debe a solo una de las ruedas. Del mismo modo en una profundidad aproximada de $2S_d$, la superposición de los esfuerzos de las dos llantas es prácticamente total, de tal modo que el esfuerzo a esta profundidad es equivalente al causado por una rueda simple de carga P_d aplicada en la superficie y al centro del espacio de carga. Más aún se supone que entre las profundidades $d/2$ y $2S_d$, la variación de la carga de rueda simple que produce un esfuerzo igual al resultante de la superposición de los esfuerzos inducidos por las dos llantas, es lineal cuando se grafica contra la profundidad utilizando escalas logarítmicas en los dos ejes coordenados. Esto se muestra en la figura IV.3. En efecto, para un punto colocado entre la superficie y la profundidad $d/2$, la carga equivalente de rueda simple es igual a $P_d/2$; para profundidades mayores que $2S_d$, la carga equivalente de rueda

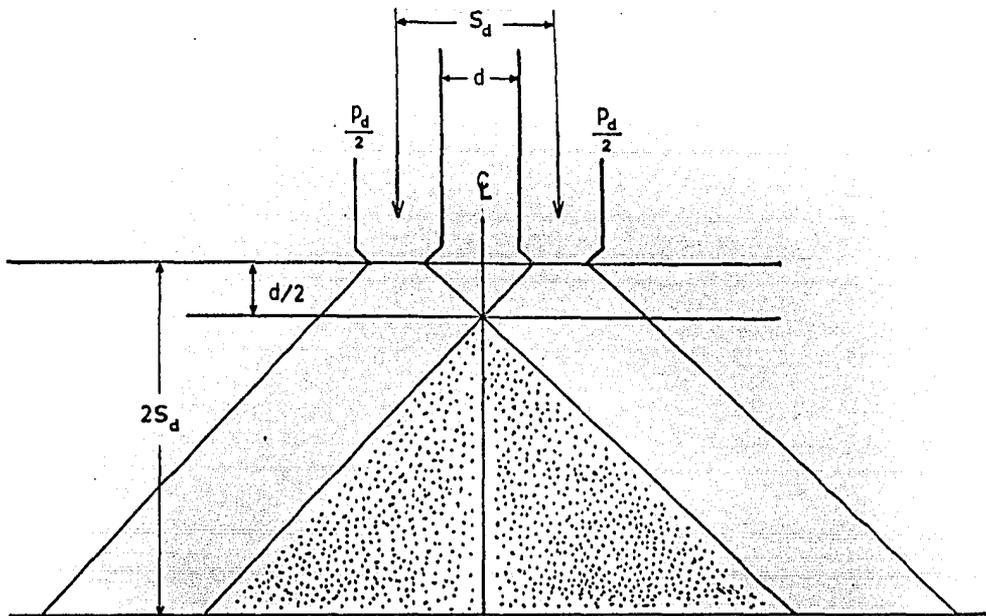


FIGURA IV.2.- Influencia de un sistema dual en lo que se refiere a esfuerzos.

da simple será proporcionalmente intermedia entre $P_d/2$ y P_d .

Este método también se puede aplicar a arreglos de ejes de doblellanta en tándem, calculando una carga equivalente para cada par de llantas. El proceso se repite para este par de cargas equivalentes y se obtiene una nueva carga equivalente que será la correspondiente al arreglo dual en tándem.

IV.1.1.2 METODO DE LA ARMADA.

El método usado por el Departamento de la Armada de los EEUU para

el cálculo de la carga equivalente de rueda simple, supone que el esfuerzo inducido en un punto dado dentro de una estructura de pavimento, por una carga de rueda simple aplicada en su superficie, es una función inversa del cuadrado de la distancia entre la rueda y dicho punto. En la figura IV.4 se ilustran los conceptos básicos de este análisis.

De acuerdo con la suposición hecha, los esfuerzos en los puntos O y A, debidos a las dos llantas son

$$\sigma_O = f \left[\frac{P_d/2}{h^2} + \frac{P_d/2}{h^2 + s_d^2} \right] \quad (4.1)$$

$$\sigma_A = f \left[\frac{2(P_d/2)}{h^2 + (s_d/2)^2} \right] \quad (4.2)$$

y el esfuerzo debido a la carga equivalente de rueda simple es

$$\sigma_S = f \left[\frac{P_S}{h^2} \right] \quad (4.3)$$

igualando los esfuerzos en los puntos O y A con el esfuerzo de la rueda simple, se tiene

$$P_{SO} = \frac{P_d}{1 + (s_d^2 / (2h^2 + s_d^2))} \quad (4.4)$$

En el método de la Armada la carga equivalente siempre se calcula a una profundidad h de 30 pulgadas para todo tipo de avión. Con este valor para h y usando una aproximación lineal para ambas ecuaciones

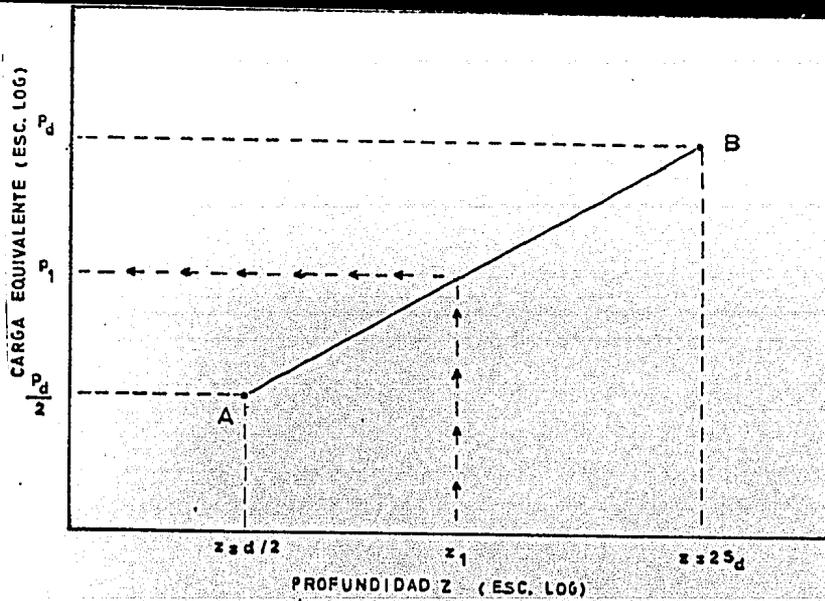


FIGURA IV.3

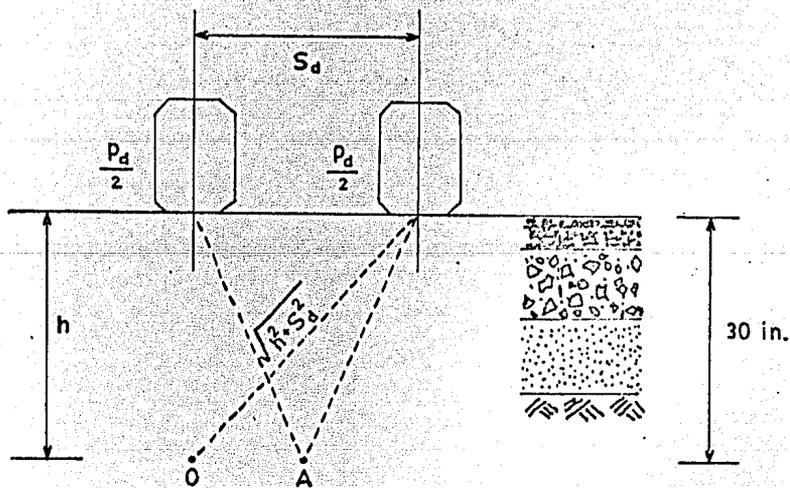


FIGURA IV.4

ciones, 4.4 y 4.5, la carga equivalente de rueda simple para un arreglo de doble llanta es

$$P_s = \frac{P_d}{1 + (S_d/100)} \quad (4.6)$$

Para configuraciones de doble llanta en tándem ($S_d X S_t$), el concepto se extiende por igualación de cada hilera doble en una carga equivalente y convirtiendo las dos ruedas simples en tándem, a una carga equivalente de rueda simple final. Para este caso con P_{dt} representando la carga total del arreglo en tándem

$$P_s = \frac{P_{dt}}{(1 + (S_d/100)) (1 + (S_t/100))} \quad (4.7)$$

La condición para todas las aproximaciones discutidas, es que la carga equivalente de rueda simple tiene la misma área de contacto -- que una rueda del arreglo múltiple.

IV.1.2 DETERMINACION DE LA CARGA EQUIVALENTE DE RUEDA SIMPLE TOMANDO COMO PARAMETRO LA DEFORMACION.

IV.1.2.1 METODO DEL CUERPO DE INGENIEROS.

El Cuerpo de Ingenieros desarrolló un método para determinar la carga equivalente de rueda simple, para un arreglo de llanta múltiple, por igualación de las deflexiones máximas en la superficie de contacto del pavimento con las terracerías, producidas respectivamente. En este método se utiliza la teoría de Boussinesq para un estra-

to, y el área de contacto A_c de la rueda simple equivalente se presume es igual a la de una de las llantas del arreglo múltiple.

Para las soluciones de Boussinesq, una forma equivalente de la ecuación de la deflexión se anotó en la tabla 3-4 ($\mu = 0.5$) y que se escribe como sigue

$$\Delta = \frac{Pa}{E_1} F \quad (4.8)$$

En esta ecuación, F es llamado el factor de deflexión y está en función de la profundidad y las relaciones radiales, esto es

$$F = f \left[\frac{z}{a} ; \frac{r}{a} \right] \quad (4.9)$$

Los valores de F para varias relaciones se presentan en la figura IV.5.

La figura IV.6 ilustra los conceptos básicos utilizados para determinar la carga equivalente para un arreglo de llanta múltiple por el método del Cuerpo de Ingenieros. En esta figura, "k" se refiere a condiciones conocidas del arreglo múltiple, mientras "e" se refiere al sistema equivalente, y se utiliza un arreglo dual para desarrollar el método.

Dado que los valores de A_c en ambos sistemas son iguales, el radio de contacto a_k es igual a a_e , P_k es la carga de una rueda del arreglo múltiple y r_1 y r_2 representan las distancias radiales de las llantas 1 y 2 al punto de cálculo "o" respectivamente. Para las condiciones del arreglo múltiple conocido, la deflexión total de la

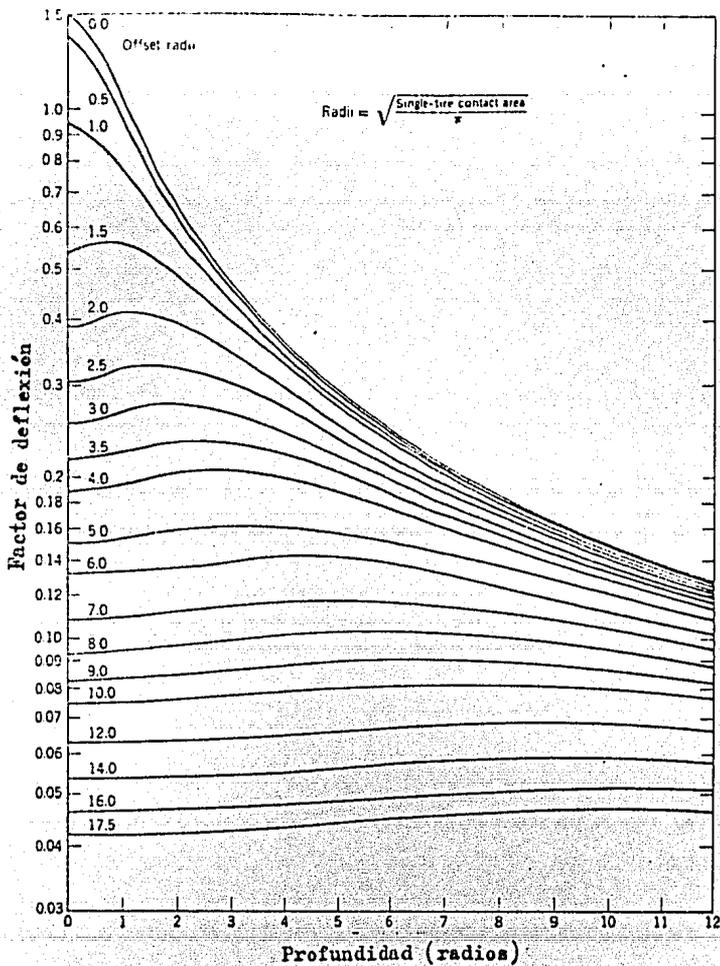


FIGURA IV.5

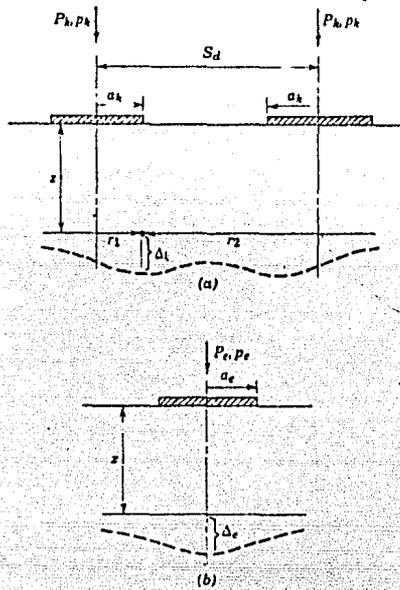


FIGURA IV.6

superficie de contacto en el punto "o", es igual a la suma de las contribuciones de deflexión de cada una de las ruedas, esto es

$$\Delta_t = \Delta_1 + \Delta_2 = \frac{p_k a_k}{E_1} (F_1 + F_2) \quad (4.10)$$

donde

$$F_1 = f \left[\frac{r_1}{a_k} ; \frac{z}{a_k} \right]$$

$$F_2 = f \left[\frac{r_2}{a_k} ; \frac{z}{a_k} \right]$$

La deflexión total en la superficie de contacto a la misma profundidad z para la rueda equivalente, es

$$\Delta_e = \frac{P_e a_e}{E_1} F_e \quad (4.11)$$

donde

$$F_e = f \left[\frac{r_e}{a_e} ; \frac{z}{a_e} \right]$$

Dado que se desea tener la deflexión máxima bajo la rueda equiva lente igual a la deflexión máxima debida al arreglo múltiple, esta condición solo puede satisfacerse cuando $r_e = 0$ para la rueda equiva lente, y cuando ΣF_i bajo el arreglo múltiple es máxima. Igualando -- las ecuaciones 4.10 y 4.11.

$$\frac{P_k a_k}{E_1} (\text{Máx } \Sigma F_i) = \frac{P_e a_e}{E_1} F_e \quad (4.12)$$

Para igual área de contacto entre sistemas, $a_e = a_k$

$$\frac{2}{\pi a_k} = \frac{P_k}{P_e} = \frac{P_e}{P_e} \quad (4.13)$$

Por sustitución y cancelación de los términos producidos

$$P_e = \frac{(\text{Máx } \Sigma F_i)}{F_e} P_k \quad (4.14)$$

Debido a que los valores de F representan los factores de deflexión bajo la línea central de una rueda simple, estos valores son so lo una función de las relaciones radiales de profundidad. Para este-

caso, el factor F_e está dado por

$$F_e = \frac{1.5}{(1 + (z/a)^2)^{1/2}} \quad (4.15)$$

La tabla 4-1 presenta una tabulación de los valores de F_e para varias relaciones radiales de profundidad z/a . Estos valores también pueden obtenerse de la gráfica mostrada en la figura IV.4.

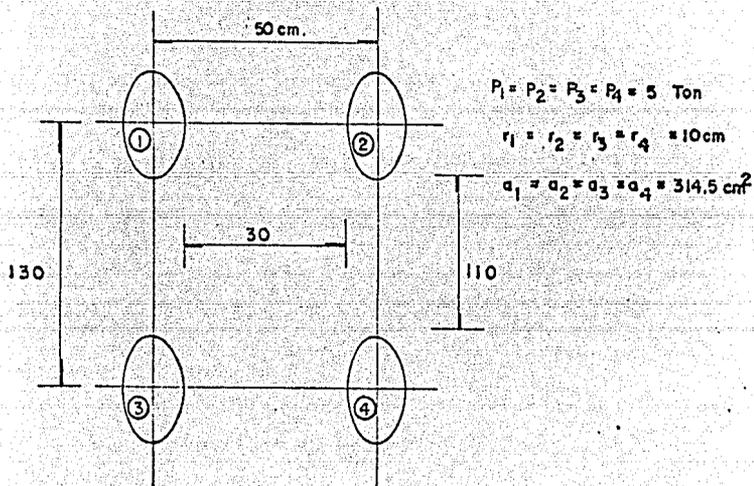
TABLA 4-1

z/a	F_e	z/a	F_e
0.0	1.500	4.0	0.364
0.5	1.342	5.0	0.294
1.0	1.061	6.0	0.247
1.5	1.832	7.0	0.212
2.0	0.671	8.0	0.186
2.5	0.557	9.0	0.166
3.0	0.474	10.0	0.149

De todo lo anterior puede verse que el análisis para determinar la carga equivalente de rueda simple para un arreglo de llanta múltiple, se reduce a localizar y medir la ΣF_i máxima a una profundidad dada. En la práctica se seleccionan varios lugares de cálculo a una misma profundidad y se determina ΣF_i para cada uno de ellos, y el valor máximo de estas sumas es el que se utiliza en el análisis. Para arreglos de doble llanta, en tándem, los valores de ΣF_i se calculan bajo el centro de los dos espacios más cerrados de las ruedas.

Ejemplo IV.1

Determine la carga equivalente de rueda simple para el arreglo de llanta múltiple mostrado en la figura, utilizando los métodos: -- a) igual esfuerzo máximo; b) método de la Armada y c) método del -- Cuerpo de Ingenieros.



Solución:

a) Usando el método de igual esfuerzo máximo.

Analizando las llantas 1 y 2 como un arreglo dual se tiene que para una profundidad $z = d/2 = 30/2 = 15 \text{ cm}$, la carga equivalente para este par de llantas es

$$P_A = \frac{P_d}{2} = \frac{10}{2} = 5 \text{ ton}$$

Para una profundidad $2S_d = 2(50) = 100 \text{ cm}$, la carga equivalente es

$$P_B = P_d = 10 \text{ ton}$$

De la gráfica mostrada en la figura IV.3 se demuestra que la carga P equivalente para una profundidad z , intermedia entre $Z_A = d/2$ y $Z_B = 2S_d$ puede obtenerse con la siguiente expresión

$$\text{Log } P = K_1 \text{Log } Z + K_2 \quad (\text{a})$$

en donde

$$K_1 = \frac{\text{Log } (P_B/P_A)}{\text{Log } (Z_B/Z_A)} \quad \text{y} \quad K_2 = \text{Log } P_A - K_1 \text{Log } Z_A$$

$$K_1 = \frac{\text{Log } (10/5)}{\text{Log } (100/15)} = \frac{0.3010}{0.8239} = 0.3653$$

y

$$K_2 = \text{Log } (5) - 0.3653 \text{Log } (15) = 0.3653$$

Sustituyendo en la expresión (a) los valores de K_1 y K_2 , y con $z = 76 \text{ cm}$

$$\text{Log } P = 0.3653 \text{Log } (76) + 0.2693 = 0.9563$$

$$P = 9.04 \text{ ton}$$

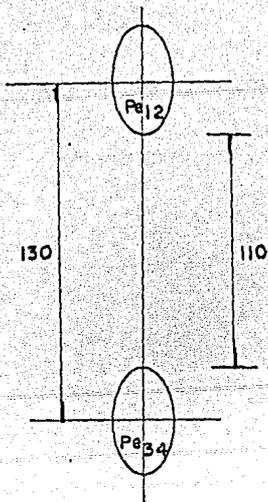
Que viene a ser la carga equivalente para el sistema formado por las ruedas 1 y 2 y con punto de aplicación al centro del espacio de carga de las dos ruedas.

Dado que las condiciones geométricas y de carga del arreglo dual formado por las llantas 1 y 2 son las mismas que las del formado por las 3 y 4, estos sistemas tendrán una carga equivalente igual. Por lo que la carga equivalente para las llantas 3 y 4 es

$$P_{e34} = 9.04 \text{ ton}$$

y su punto de aplicación estará al centro del espacio de carga entre estas.

Con este par de cargas equivalentes así obtenidas, se forma un nuevo arreglo dual tal como se muestra en la figura siguiente, y se procede a calcular una carga equivalente para este nuevo arreglo y que será la carga equivalente para el sistema original.



Repetiendo el proceso anterior se tiene que para $z = d/2 = 110/2 = 55$ cm, la carga equivalente es $P_d/2 = 18.08/2 = 9.04$ ton. Para la profundidad $z = 2S_d = 2(130) = 260$ cm, la carga equivalente es P_d -- igual a 18.08 ton.

Aplicando de nueva cuenta la ecuación (a)

$$K_1 = \frac{\text{Log}(18.08/9.04)}{\text{Log}(260/55)} = \frac{0.3010}{0.6746} = 0.446$$

$$K_2 = \text{Log}(9.04) - 0.446 (\text{Log}(55)) = 0.180$$

$$\text{Log } P = (0.446) \text{Log}(76) + 0.180 = 1.019$$

$$P_{ef} = 10.44 \text{ ton}$$

b) Usando el método de la Armada.

El método de la Armada proporciona la ecuación 4.7 de la que se puede obtener directamente con la aplicación de ésta, la carga equivalente para un arreglo de doble llanta en tándem para una profundidad de 76 cm (30 pulg), que tal es el caso que nos ocupa. Cabe aclarar que esta expresión fué desarrollada usando como unidad de longitud a la pulgada, por lo que para su aplicación es necesario expresar las dimensiones del arreglo múltiple, en pulgadas. Y así

$$P_s = \frac{P_{dt}}{(1 + (S_d/100))(1 + (S_t/100))}$$

con

$$s_d = 50 \text{ cm} = 19.68 \text{ pulg}$$

$$s_t = 130 \text{ cm} = 51.18 \text{ pulg}$$

se tiene

$$P_s = \frac{20}{(1 + (19.68/100))(1 + (51.18/100))} = 11.05 \text{ ton}$$

c) Usando el método del Cuerpo de Ingenieros.

El Cuerpo de Ingenieros propone que para un arreglo dual en tándem, la ΣF_i máxima será la mayor de las ΣF_i calculadas bajo el centro de una de las ruedas que forman el arreglo, al centro geométrico del arreglo y en el centro de los espacios más cerrados entre ruedas.

1) Cálculo de ΣF_i bajo el centro de la rueda 1.

rueda 1

$$z/a_1 = 76/10 = 7.6 ; r_1/a_1 = 0/10 = 0$$

con estos valores y usando la gráfica de la figura IV.5 se obtiene el valor de F_1 .

$$F_1 = 0.20$$

rueda 2

$$z/a_2 = 76/10 = 7.6 ; r_2/a_2 = 50/10 = 5$$

del mismo modo

$$F_2 = 0.15$$

rueda 3

$$z/a_3 = 7.6 \quad ; \quad r_3/a_3 = 130/10 = 13 \quad \text{y} \quad F_3 = 0.06$$

rueda 4

$$z/a_4 = 7.6 \quad ; \quad r_4/a_4 = \frac{\sqrt{(130)^2 + (50)^2}}{10} = 13.92$$

$$\therefore F_4 = 0.063$$

$$\text{y} \quad \Sigma F_i = 0.20 + 0.15 + 0.06 + 0.063 = 0.473$$

2) Cálculo de ΣF_i al centro geométrico del arreglo.

Dada la simetría geométrica de las ruedas con respecto al centro geométrico del engranaje y dado que $a_1 = a_2 = a_3 = a_4$, los factores- F_i para cada una de las ruedas, serán iguales. Por lo tanto

$$\Sigma F_i = 4F_1 = 4F_2 = 4F_3 = 4F_4$$

Analizando la rueda 1 se tiene

$$z/a_1 = 76/10 = 7.6 \quad ; \quad r_1/a_1 = \frac{\sqrt{(65)^2 + (25)^2}}{10} = 6.96$$

Con estos valores y de la figura IV.5 se obtiene

$$F_1 = 0.11$$

$$\therefore \Sigma F_i = 4F_1 = 4(0.11) = 0.44$$

3) Cálculo de ΣF_i en el centro de los espacios más cerrados entre ruedas.

Los claros más cortos entre las ruedas de este arreglo son los comprendidos entre las llantas 1 y 2 y 3 y 4, los cuales son iguales y aunado a esto, la simetría de las cargas, el valor de ΣF_i será el mismo en el centro de los dos claros.

Analizando el centro del claro entre las ruedas 1 y 2 se tiene lo siguiente:

Por simetría entre las ruedas 1 y 2 respecto al centro del claro

$$F_1 = F_2$$

Por la misma situación entre las ruedas 3 y 4

$$F_3 = F_4$$

Cálculo de F_1

$$z/a_1 = 7.6 \quad ; \quad r_1/a_1 = 25/10 = 2.5 \quad \therefore \quad F_1 = 0.18 = F_2$$

Cálculo de F_3

$$z/a_3 = 7.6 \quad ; \quad r_3/a_3 = \frac{\sqrt{(25)^2 + (130)^2}}{10} = 13.23$$

de la figura IV.3 $F_3 = 0.06 = F_4$

$$F_i = 2(0.18) + 2(0.06) = 0.48$$

Analizando las 3 ΣF_i calculadas tenemos que

$$\text{Máx } \Sigma F_i = 0.48$$

Cálculo del factor F_e para la carga equivalente de rueda simple

Aplicando la fórmula 4.15 se tiene

$$F_e = \frac{1.5}{(1+(z/a_e)^2)^{1/2}} = \frac{1.5}{(1+(76/10)^2)^{1/2}} = 0.195$$

Con este valor y el de Máx ΣF_i se obtiene la carga equivalente de rueda simple para el arreglo múltiple dado, utilizando la ecuación 4.14

$$P_e = \frac{\text{Máx } \Sigma F_i}{F_e} P_k = \frac{0.048}{0.195} (5) = 12.30$$

IV.2 TRANSITO MEZCLADO.

Este es otro de los métodos que se utilizan para estudiar el tránsito de aeropuertos y carreteras, y que consiste en fijar un vehículo con una carga estándar determinada y expresar el tránsito total de diseño, en número de repeticiones de este vehículo. Esto se logra estableciendo una equivalencia entre los diferentes tipos de vehículos que conforman el tránsito en estudio, y el vehículo estándar, tomando como parámetro los efectos de daño que estos causan al pavimento, respectivamente. Los valores que determinan la relación de equivalencia, en cuanto a efectos de daño se refiere, de un vehículo cualquiera y el vehículo estándar, reciben el nombre de factores de daño o equivalencia. Por lo tanto, la determinación de estos factores es el problema principal a resolver cuando se utiliza este método para analizar el tránsito. Este método, actualmente, es el que más se utiliza en carreteras.

En los capítulos siguientes de esta tesis se hace un estudio de estos factores, así como de dos de los métodos que más se utilizan en la actualidad para determinarlos, como son el método de la AASHTO y el del Instituto de Ingeniería de la UNAM.

C A P I T U L O V

COEFICIENTES DE DAÑO

V.1 DEFINICION E INTERPRETACION.

Un coeficiente o factor de daño define el daño causado por el paso de un vehículo dado sobre un sistema específico de pavimento, relativo al daño por el paso de un vehículo estándar arbitrariamente seleccionado, sobre el mismo sistema de pavimento. De acuerdo con esta definición el factor de daño F_j de un vehículo J cualquiera relacionado a un vehículo estándar S, viene dado por

$$F_j = \frac{d_j}{d_s} \quad (5.1)$$

en donde

d_j = daño causado por el paso de un vehículo J

d_s = unidad de daño o daño por paso de cada vehículo S

Si N_f define el número de repeticiones de carga de un vehículo cualquiera necesarias para llevar a la falla un pavimento, la unidad de daño o daño por cada pasada de ese vehículo se puede anotar

$$d_j = \frac{1}{N_{fj}} \quad (5.2)$$

Utilizando la ecuación 5.2 en la ecuación 5.1 puede ponerse el factor de daño en función del número de repeticiones de falla y así

$$F_j = \frac{N_{fs}}{N_{fj}} \quad (5.3)$$

De lo anterior se puede concluir que el coeficiente de daño de un vehículo cualquiera, relacionado a uno estándar específico, representa el número de repeticiones de carga del vehículo estándar, necesarias para ocasionar un daño al pavimento igual al producido por una sola pasada del vehículo en cuestión. Los factores de daño pueden calcularse en función de esfuerzos, en función de deformaciones y a diferentes profundidades.

V.2 CALCULO DE FACTORES DE DAÑO EN FUNCION DE ESFUERZOS Y EN FUNCION DE DEFORMACIONES.

En la ecuación 5.3 se define al factor de daño como una función del número de repeticiones de falla, el cual a su vez es una función directa del criterio de diseño que se siga para determinar la falla del pavimento.

Deacon y Wictzack investigaron los valores de F_j usando el criterio de deformaciones unitarias de tensión principales en el fondo de una carpeta de concreto asfáltico. Las equivalencias derivadas de esta forma implican daño debido a las fracturas por repetición de esfuerzos.

La fatiga que resulta del concreto asfáltico ha mostrado que el número de repeticiones de falla se relaciona con la deformación unitaria de la siguiente manera

$$N_f = K_q \left[\frac{1}{\epsilon_q} \right]^c \quad (5.4)$$

en donde

ϵ = deformación unitaria máxima de tensión

K, c = constantes de regresión

q = módulo de temperatura del pavimento

Usando esta ecuación, el factor de daño, F_j , de cualquier vehículo puede expresarse

$$F_j = \left[\frac{\epsilon_j}{\epsilon_s} \right]^c \quad (5.5)$$

Los estudios tanto de campo como de laboratorio han mostrado -- que el valor de c oscila entre 3 y 6 con valores comunes de 4 a 5.

También Deacon y Witczack encontraron que para pavimentos formados por dos o tres capas, la variable más significativa en el cálculo de las deformaciones máximas era el espesor del estrato de concreto asfáltico.

Para el caso de pavimentos rígidos Vesic encontró que el número de repeticiones de falla se puede relacionar con los esfuerzos de tensión, mediante la siguiente expresión

$$N_f = 225,000 \left[\frac{M_R}{\sigma} \right]^4 \quad (5.6)$$

en donde

M_R = módulo de ruptura del concreto

σ = esfuerzo de tensión en el concreto

Ejemplo 5.1

En un sistema de pavimento flexible de tres estratos, un vehículo A causa una deformación unitaria a la tensión de 240×10^{-6} en el fondo de la carpeta asfáltica, mientras que el vehículo estándar -- produce una deformación de 253×10^{-6} bajo las mismas condiciones -- elásticas. Calcular el factor de daño F_j , para el vehículo A supo --

niendo a c igual a 3.5, 4.0, 4.5, 5.0 y 5.5.

Solución:

De la ecuación 5.5 la relación de deformaciones es

$$\frac{\epsilon_j}{\epsilon_s} = \frac{240 \times 10^{-6}}{253 \times 10^{-6}} = 0.949$$

y los valores de F_j para cada uno de los valores de c dados, son

$c =$	3.5	4.0	4.5	5.0	5.5
$F_j =$	0.831	0.810	0.789	0.768	0.784

FORMA GENERAL DEL FACTOR DE DAÑO.

La figura V.1 es una comparación resumida de varios métodos usados para medir el factor de daño, F_j , para pavimentos flexibles. En esta figura se muestran las gráficas de valores F_j contra una variable normalizada X de porcentajes de cargas, obtenidos por cada método. Cada punto (F_j, X) de estas gráficas representa el factor de daño F_j de un eje cuya carga transmitida al pavimento es un porcentaje X de la carga tomada como base (carga estándar) en el método en cuestión. Los valores de F_j para los métodos incluidos fueron desarrollados teóricamente y empíricamente basados.

De esta figura se puede observar que un promedio del valor para F_j que relaciona ejes de iguales dimensiones, es

$$F_j = \left[\frac{X}{100} \right]^4 \quad (5.8)$$

en donde X es el porcentaje del peso del eje en cuestión respecto -

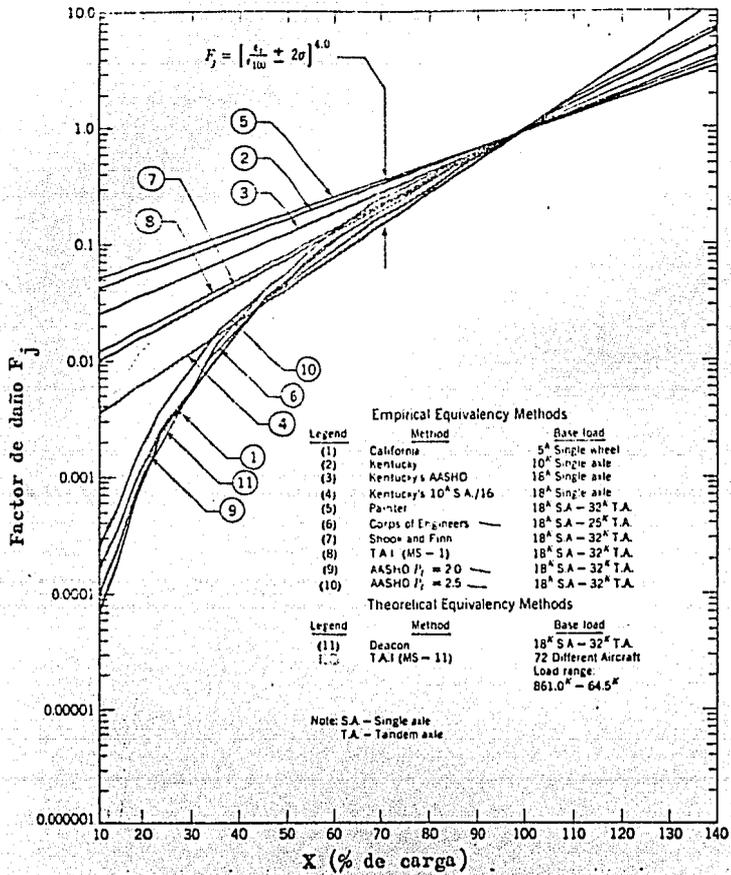


FIGURA V.1

al peso del eje tomado como base.

Ejemplo 5.2

Determine el valor de F_j por la ecuación 5.8, para un eje tándem de 10.5 ton relacionado a un eje tándem de 7 ton.

Solución:

$$F_j = \left[\frac{10.5}{7} \right]^4 = 5.06$$

C A P I T U L O V I

EQUIVALENCIA DE EJES EN FUNCION DEL FACTOR DE DAÑO

VI.1 INTERPRETACION.

Como ya se mencionó anteriormente, los factores de daño sirven para establecer una equivalencia entre los diferentes tipos de vehículos que forman un volumen de tránsito y un vehículo estándar previamente seleccionado, con el fin de reducir a un concepto constante la variabilidad existente dentro del concepto global denominado "carga del tránsito", y que pueda ser manejado en las fórmulas matemáticas o en los criterios de diseño de un modo racional e integral.

Generalmente, como vehículo estándar se toma a un eje simple con una carga de 8.2 ton (18,000 lbs). Así, el factor de equivalencia de un vehículo cualquiera, en relación a este eje, será igual a la suma de los factores de daño correspondientes a cada uno de los ejes que posea dicho vehículo, relacionados también a ese mismo eje estándar.

VI.2 FACTORES DE EQUIVALENCIA DADOS POR LA AASHTO.

Una de las formas más usuales de los factores de equivalencia, para análisis de carreteras, fué desarrollada a partir del tramo de prueba realizado por la AASHTO en Ottawa, Illinois. Para este método de diseño el número de repeticiones de falla, para cualquier pavimento flexible o rígido, es expresado en términos de un valor de rigidez del pavimento, características de carga y del nivel último de serviciabilidad seleccionado como el punto de falla del pavimento.

Para pavimentos flexibles la rigidez se expresa por un número estructural (SN) mientras que en pavimentos rígidos se utiliza el espesor (D). Las características de los vehículos se denotan por L_1 y que viene a ser la carga de un eje dado (sencillo o doble) y L_2 es una clave de eje en la cual $L_2 = 1$ para un eje sencillo y $L_2 = 2$ para un eje tándem. Los valores comunes de serviciabilidad última (P_t) son 2.0 y 2.5.

Dado que el factor de daño o equivalencia depende del número de repeticiones de falla el que a su vez es una función de los parámetros mencionados, este factor puede expresarse en términos de estos parámetros:

$$F_j = \frac{N_{f18}}{N_{fj}} = \left[\frac{(L_1 + L_2)^a}{(18+1)^a} \right] \left[\frac{10^{G/B}}{(10^{G_j/B_j}) L_2^b} \right] \quad (6.1)$$

Para pavimentos flexibles, $a = 4.79$, $b = 4.33$, mientras que para pavimentos rígidos $a = 4.62$ y $b = 3.28$. El vehículo estándar seleccionado es un eje simple que transmite al pavimento una carga de 18,000 libras (8.2 ton), por lo tanto, para este vehículo $L_1 = 18$ y $L_2 = 1$. Un resumen de los valores F_j para ambos tipos de pavimento se presenta en las tablas 6-1 y 6-2, en donde puede verse que los valores de F_j no son afectados significativamente por cualquier valor de P_t o SN (D).

VI.3 FACTORES DE EQUIVALENCIA DADOS POR EL INSTITUTO DE INGENIERIA DE LA UNAM.

La figura VI.1 representa el modelo teórico propuesto por el Instituto de Ingeniería de UNAM para estudiar el comportamiento de un pavimento bajo condiciones de carga. Este modelo está constituido por un sistema de capas, donde cada capa tiene un espesor equiva

		EJES SENCILLOS $\rho_t = 2.0$					
carga	por eje	NUMERO ESTRUCTURAL SN					
(kips)		1	2	3	4	5	6
2		0.0002	0.0002	0.0002	0.0002	0.0002	0.0002
4		0.002	0.003	0.002	0.002	0.002	0.002
6		0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01
8		0.03	0.04	0.04	0.03	0.03	0.03
10		0.08	0.08	0.09	0.08	0.08	0.08
12		0.16	0.18	0.19	0.18	0.17	0.17
14		0.32	0.34	0.35	0.35	0.34	0.33
16		0.59	0.60	0.61	0.61	0.60	0.60
18		1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
20		1.61	1.59	1.56	1.55	1.57	1.60
22		2.49	2.44	2.35	2.31	2.35	2.41
24		3.71	3.62	3.43	3.33	3.40	3.51
26		5.36	5.21	4.88	4.68	4.77	4.96
28		7.54	7.31	6.78	6.42	6.52	6.83
30		10.38	10.03	9.24	8.65	8.73	9.17
32		14.00	13.51	12.37	11.46	11.48	12.17
34		18.55	17.87	16.30	14.97	14.87	15.63
36		24.20	23.30	21.16	19.28	19.02	19.93
38		31.14	29.95	27.12	24.55	24.03	25.10
40		39.57	38.02	34.34	30.92	30.04	31.25

		EJES TANDEM $\rho_t = 2.0$					
carga	por eje	NUMERO ESTRUCTURAL SN					
(kips)		1	2	3	4	5	6
10		0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01
12		0.01	0.02	0.02	0.01	0.01	0.01
14		0.02	0.03	0.03	0.03	0.02	0.02
16		0.04	0.05	0.05	0.05	0.04	0.04
18		0.07	0.08	0.08	0.08	0.07	0.07
20		0.10	0.12	0.12	0.12	0.11	0.10
22		0.16	0.17	0.18	0.17	0.16	0.16
24		0.23	0.24	0.26	0.25	0.24	0.23
26		0.32	0.34	0.36	0.35	0.34	0.33
28		0.45	0.46	0.49	0.48	0.47	0.46
30		0.61	0.62	0.65	0.64	0.63	0.62
32		0.81	0.82	0.84	0.84	0.83	0.82
34		1.06	1.07	1.08	1.08	1.08	1.07
36		1.38	1.38	1.38	1.38	1.38	1.38
38		1.76	1.75	1.73	1.72	1.73	1.74
40		2.22	2.19	2.15	2.13	2.16	2.18
42		2.77	2.73	2.64	2.62	2.66	2.70
44		3.42	3.36	3.23	3.18	3.24	3.31
46		4.20	4.11	3.92	3.83	3.91	4.02
48		5.10	4.98	4.72	4.58	4.68	4.83

TABLA 6-1

carga por eje (kips)	EJES SENCILLOS $p_1 = 2.5$					
	NUMERO ESTRUCTURAL SN					
	1	2	3	4	5	6
2	0.0004	0.0004	0.0003	0.0002	0.0002	0.0002
4	0.003	0.004	0.004	0.004	0.003	0.002
6	0.01	0.02	0.02	0.01	0.01	0.01
8	0.03	0.05	0.05	0.04	0.03	0.03
10	0.08	0.10	0.12	0.10	0.09	0.08
12	0.17	0.20	0.23	0.21	0.19	0.18
14	0.33	0.36	0.40	0.39	0.36	0.34
16	0.59	0.61	0.65	0.65	0.62	0.61
18	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
20	2.61	1.57	1.49	1.47	1.51	1.55
22	2.48	2.38	2.17	2.09	2.18	2.30
24	3.69	3.49	3.09	2.89	3.03	3.27
26	5.33	4.99	4.31	3.91	4.09	4.48
28	7.49	6.98	5.90	5.21	5.39	5.98
30	10.31	9.55	7.94	6.83	6.97	7.79
32	13.90	12.82	10.52	8.85	8.88	9.95
34	18.41	16.94	13.74	11.34	11.18	12.51
36	24.02	22.04	17.73	14.38	13.93	15.50
38	30.90	28.30	22.61	18.06	17.20	18.98
40	39.26	35.89	28.51	22.50	21.08	23.04

carga por eje (kips)	EJES TANDEM $p_1 = 2.5$					
	NUMERO ESTRUCTURAL SN					
	1	2	3	4	5	6
10	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01
12	0.02	0.02	0.02	0.02	0.01	0.01
14	0.03	0.04	0.04	0.03	0.03	0.02
16	0.04	0.07	0.07	0.06	0.05	0.04
18	0.07	0.10	0.11	0.09	0.08	0.07
20	0.11	0.14	0.16	0.14	0.12	0.11
22	0.16	0.20	0.23	0.21	0.18	0.17
24	0.23	0.27	0.31	0.29	0.26	0.24
26	0.33	0.37	0.42	0.40	0.36	0.34
28	0.43	0.49	0.55	0.53	0.50	0.47
30	0.61	0.65	0.70	0.70	0.66	0.63
32	0.81	0.84	0.89	0.89	0.86	0.83
34	1.06	1.08	1.11	1.11	1.09	1.08
36	1.38	1.38	1.38	1.38	1.38	1.38
38	1.73	1.73	1.69	1.68	1.70	1.73
40	2.21	2.16	2.06	2.03	2.08	2.14
42	2.76	2.67	2.49	2.43	2.51	2.61
44	3.41	3.27	2.99	2.88	3.00	3.16
46	4.18	3.98	3.58	3.40	3.55	3.79
48	5.08	4.80	4.25	3.98	4.17	4.49

TABLA 6-1

carga por eje (kips)		EJES SENCILLOS, $p_1 = 2.0$					
		ESPESOR D (in.)					
		6	7	8	9	10	11
2	0.0002	0.0002	0.0002	0.0002	0.0002	0.0002	0.0002
4	0.002	0.002	0.002	0.002	0.002	0.002	0.002
6	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01
8	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03
10	0.09	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08
12	0.19	0.18	0.18	0.18	0.17	0.17	0.17
14	0.35	0.35	0.34	0.34	0.34	0.34	0.34
16	0.61	0.61	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60
18	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
20	1.55	1.56	1.57	1.58	1.58	1.59	1.59
22	2.32	2.32	2.35	2.38	2.40	2.41	2.41
24	3.37	3.34	3.40	3.47	3.51	3.53	3.53
26	4.76	4.69	4.77	4.88	4.97	5.02	5.02
28	6.59	6.44	6.52	6.70	6.85	6.94	6.94
30	8.92	8.68	8.74	8.98	9.23	9.39	9.39
32	11.87	11.49	11.51	11.82	12.17	12.44	12.44
34	15.55	15.00	14.95	15.30	15.78	16.18	16.18
36	20.07	19.30	19.16	19.53	20.14	20.71	20.71
38	25.56	24.54	24.26	24.63	25.36	26.14	26.14
40	32.18	30.85	30.41	30.75	31.58	32.57	32.57

carga por eje (kips)		EJES TANDEM, $p_1 = 2.0$					
		ESPESOR D (in.)					
		6	7	8	9	10	11
10	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01
12	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03
14	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05
16	0.09	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08
18	0.14	0.14	0.13	0.13	0.13	0.13	0.13
20	0.22	0.21	0.21	0.20	0.20	0.20	0.20
22	0.32	0.31	0.31	0.30	0.30	0.30	0.30
24	0.45	0.45	0.44	0.44	0.44	0.44	0.44
26	0.63	0.64	0.62	0.62	0.62	0.62	0.62
28	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85
30	1.13	1.13	1.14	1.14	1.14	1.14	1.14
32	1.48	1.45	1.49	1.50	1.51	1.51	1.51
34	1.91	1.90	1.93	1.95	1.96	1.97	1.97
36	2.42	2.41	2.45	2.49	2.51	2.52	2.52
38	3.04	3.02	3.07	3.13	3.17	3.19	3.19
40	3.79	3.74	3.80	3.89	3.95	3.98	3.98
42	4.67	4.59	4.66	4.78	4.87	4.93	4.93
44	5.72	5.59	5.67	5.82	5.95	6.03	6.03
46	6.94	6.76	6.83	7.02	7.20	7.31	7.31
48	8.36	8.12	8.17	8.40	8.63	8.79	8.79

TABLA 6-2

carga por eje (kips)	EJES SENCILLOS $\rho_t = 2.5$					
	ESPESOR D (in.)					
	6	7	8	9	10	11
2	0.0002	0.0002	0.0002	0.0002	0.0002	0.0002
4	0.003	0.002	0.002	0.002	0.002	0.002
6	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01
8	0.04	0.04	0.03	0.03	0.03	0.03
10	0.10	0.09	0.08	0.08	0.08	0.08
12	0.20	0.19	0.18	0.18	0.18	0.17
14	0.38	0.36	0.35	0.34	0.34	0.34
16	0.63	0.62	0.61	0.60	0.60	0.60
18	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
20	1.51	1.52	1.55	1.57	1.58	1.58
22	2.21	2.20	2.28	2.34	2.38	2.40
24	3.16	3.10	3.23	3.36	3.45	3.50
26	4.41	4.26	4.42	4.67	4.85	4.95
28	6.05	5.76	5.92	6.29	6.61	6.81
30	8.16	7.67	7.79	8.28	8.79	9.14
32	10.81	10.06	10.10	10.70	11.43	11.99
34	14.12	13.04	12.94	13.62	14.59	15.43
36	18.20	16.69	16.41	17.12	18.33	19.52
38	23.15	21.14	20.61	21.31	22.74	24.31
40	29.11	26.49	25.65	26.29	27.91	29.90

carga por eje (kips)	EJES TANDEM $\rho_t = 2.5$					
	ESPESOR D (in.)					
	6	7	8	9	10	11
10	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01
12	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03
14	0.06	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05
16	0.10	0.09	0.08	0.08	0.08	0.08
18	0.16	0.14	0.14	0.13	0.13	0.13
20	0.23	0.22	0.21	0.21	0.20	0.20
22	0.34	0.32	0.31	0.31	0.30	0.30
24	0.48	0.46	0.45	0.44	0.44	0.44
26	0.64	0.64	0.63	0.62	0.62	0.62
28	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85
30	1.11	1.12	1.13	1.14	1.14	1.14
32	1.43	1.44	1.47	1.49	1.50	1.51
34	1.82	1.82	1.87	1.92	1.95	1.96
36	2.29	2.27	2.35	2.43	2.48	2.51
38	2.85	2.80	2.91	3.04	3.12	3.16
40	3.52	3.42	3.55	3.74	3.87	3.94
42	4.32	4.16	4.30	4.55	4.74	4.86
44	5.26	5.01	5.16	5.48	5.75	5.92
46	6.36	6.01	6.14	6.53	6.90	7.14
48	7.64	7.16	7.27	7.73	8.21	8.55

TABLE 6-2

lente a $a_1 D_1$, siendo D_1 el espesor real de la capa y a_1 es un coeficiente de equivalencia estructural que toma en cuenta la capacidad de repartición de carga del material que forma la capa.

Se utilizan los conceptos de capacidad de carga en suelos cohesivos y la teoría de Boussinesq para el cálculo de esfuerzos verticales producidos por una placa circular flexible de carga uniforme y de radio a , apoyada en la superficie de un medio elástico, homogéneo e isótropo, para el caso de una estructura de capas múltiples en la que las gráficas esfuerzos-deformación de los materiales que forman cada una de ellas, son iguales.

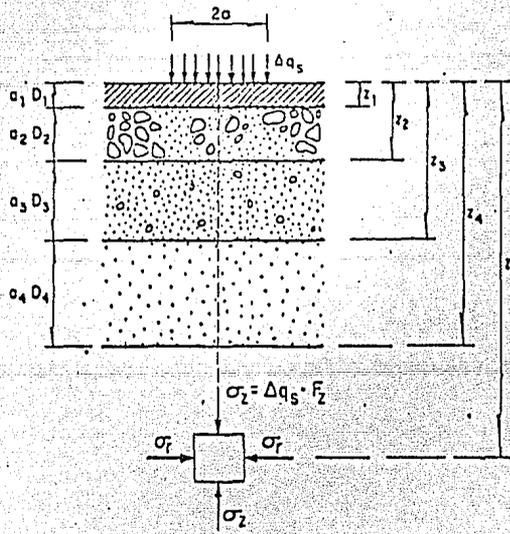


FIGURA VI.1

Se considera el esfuerzo vertical como un indicador adecuado del comportamiento a cargas repetidas de la capa correspondiente.

La hipótesis en que se basa este método es de que existe una relación lineal entre el logaritmo de la resistencia ($\log \Delta q_s$) a la falla por fatiga de una capa superficial de un camino y el logaritmo del número acumulado de vehículos estándar ($\log \Sigma L$). En este método el vehículo estándar se define como la sollicitación de un eje sencillo de 8.2 ton y llantas con presión de contacto de 5.8 kg/cm². En la figura VI.2 se muestra graficamente esta relación.

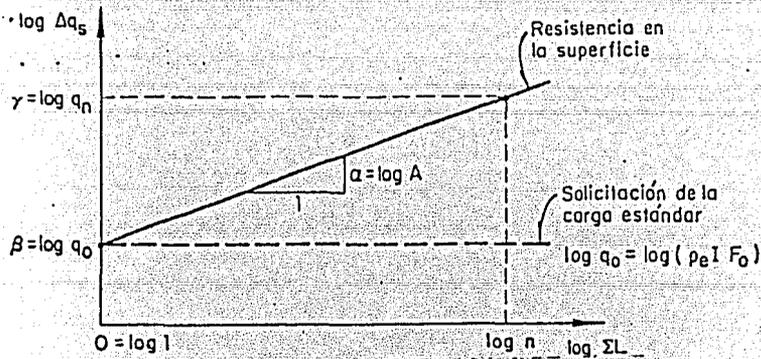


FIGURA VI.2

La ordenada al origen (β) representa el logaritmo de la resistencia de un material que falla a la primera aplicación de la carga estándar que numéricamente es igual al logaritmo del esfuerzo q_0 producido por la aplicación de esta carga. De la misma manera, la-

ordenada γ representa el logaritmo de la resistencia de otro material que falla a n aplicaciones del vehículo estándar; también puede interpretarse como el logaritmo de una sollicitación q_n producida por una carga mayor que la estándar, con la cual ocurre la falla a la primera aplicación de esta.

Para un material cualquiera, la relación entre resistencia y número de aplicaciones de la carga estándar para una capa superficial es

$$\text{Log } q_s = \text{Log } \Sigma L + \beta \quad (6.2)$$

o sea

$$\Delta q_s = q_o (A)^{\text{Log } \Sigma L} \quad (6.3)$$

en donde:

Δq_s = esfuerzo superficial que produce la falla

A = coeficiente determinado experimentalmente (= 1.5)

q_o = esfuerzo debido a la carga estándar

ΣL = número de repeticiones del vehículo estándar con el que se llega a la falla

Esta relación se puede generalizar para capas situadas a cualquier profundidad z , multiplicando los esfuerzos que intervienen en dicha ecuación, por el coeficiente de influencia de Boussinesq (F_z) a la profundidad requerida, lo cual da como resultado

$$\sigma_z = q_o (A)^{\text{Log } \Sigma L} F_z \quad (6.4)$$

El coeficiente de Boussinesq, para una profundidad z , se puede obtener con las siguientes expresiones

Para la carga estándar

$$F_z = 1 - \frac{z^3}{(15^2 + z^2)^{3/2}} = 1 - (1 + 225/z^2)^{-3/2} \quad (6.5)$$

Para la carga i cualquiera de radio a_i

$$F_z = 1 - \frac{z^3}{(a_i^2 + z^2)^{3/2}} = 1 - (1 + a_i^2/z^2)^{-3/2} \quad (6.6)$$

Para el caso de ejes sencillo, la carga puede caracterizarse por una placa circular de radio a_1 , y

$$a_1 = \sqrt{1,000 P/2\pi p} \quad (6.7)$$

Para ejes dobles

$$a_2 = \sqrt{1,111 P/4\pi p} \quad (6.8)$$

Y para ejes triples

$$a_3 = \sqrt{1,333 P/6\pi p} \quad (6.9)$$

En estas expresiones P es la carga total, en toneladas, del conjunto de ejes (sencillos, dobles o triples), p es la presión de inflado o de contacto en kg/cm^2 .

De acuerdo con lo desarrollado, dos cargas producirán el mismo daño a la profundidad z , cuando el valor de sus esfuerzos ver-

ticales a esa profundidad sean iguales. Por lo tanto, el factor de daño d_i para una carga P cualquiera la cual produce un esfuerzo -- con el que una capa es llevada a la falla, es igual al número ΣL -- de aplicaciones de la carga estándar, necesario para que también -- se produzca la falla. Este valor puede obtenerse a partir de la -- ecuación 6.4 haciendo $\Sigma L = d$ y $\sigma_{zi} = \sigma_{zeq}$ con lo que se llega a la -- siguiente expresión

$$\text{Log } d_i = \frac{\text{Log } \sigma_{zi} - \text{Log } \sigma_{zeq}}{\text{Log } A} \quad (6.10)$$

siendo σ_{zeq} el esfuerzo a la profundidad z , debido al vehículo estándar.

Si la presión de contacto de la carga P es p , y la correspondiente a la carga estándar es de 5.8 kg/cm^2 , entonces

$$\text{Log } d_i = \frac{\text{Log } (p_i F_{zi}) - \text{Log } (5.8 F_{zeq})}{\text{Log } A}$$

El valor de d_i también puede obtenerse utilizando la gráfica de la figura VI.3.

Para el caso de capas superficiales, los efectos de ejes dobles o triples, se deben considerar como si el conjunto (doble o triple) estuviera formado por ejes sencillos que actúan de una -- forma independiente, y el coeficiente de daño de este será la suma de los coeficientes de daño de cada uno de sus ejes. Se recomienda seguir este criterio para capas que no excedan de 30 cm de profundidad, más allá de esta se utilizarán las fórmulas empíricas 6.8 y 6.9 mencionadas anteriormente.

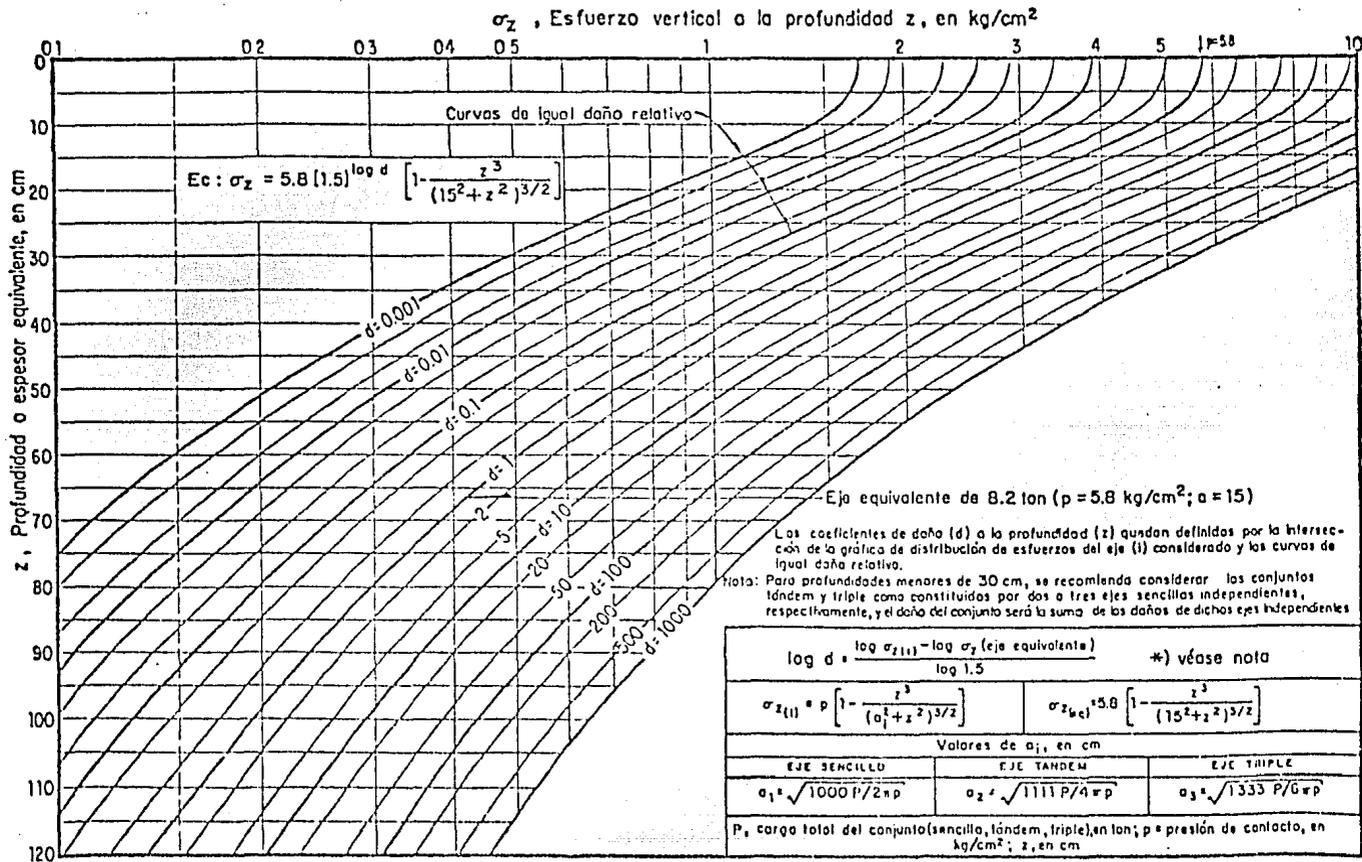


FIGURA VI.3

COMENTARIO CRITICO.

El método del Instituto de Ingeniería establece la hipótesis de que para un mismo daño, en una capa superficial, el número de repeticiones de la rueda estándar requerido por cada aplicación de una rueda cuya presión de contacto es Δq_s , se puede determinar a partir de la siguiente expresión

$$q_s = q_o (A)^{\text{Log } \Sigma L}$$

En donde q_o es la presión de contacto de la rueda estándar, L el número de repeticiones de esta y A es una constante experimental.

Respecto a esta hipótesis se puede decir que no resulta lógica, pues supóngase que se tiene una rueda cuya presión de contacto es igual a la de la rueda estándar pero de carga mayor que esta, según la hipótesis propuesta, el número de repeticiones requerido para la falla será el mismo para ambas ruedas, puesto que el factor de daño de la rueda supuesta, obtenido a partir de esta hipótesis, es igual a la unidad, lo cual no es congruente con la realidad, dado que el área de contacto de la rueda mencionada es mayor que la de la rueda estándar, y si se supone que ambas circulan a una misma velocidad, dicha rueda producirá un mayor daño al pavimento que la estándar, debido a que el tiempo de aplicación de esfuerzo será mayor, ya que como es bien sabido, si se somete un material a dos esfuerzos iguales, aquel cuyo tiempo de aplicación sea mayor producirá un mayor deterioro al material. En general las cargas estáticas o lentas (mayor tiempo de aplicación) producen mayores efectos de daño que las cargas rápidas (menor tiempo de aplicación).

A la misma conclusión se llega si se analiza una rueda de carga

menor a la estándar pero de presión de contacto igual a ésta.

Lo anterior también puede observarse al analizar los ejes de un vehículo en el que las presiones de contacto de sus ruedas son iguales pero sus cargas diferentes y en donde como es lógico, todas circulan a la misma velocidad, sin embargo, la hipótesis mencionada dice que el factor de daño en cada uno de los ejes, es el mismo, lo que como ya se vió se sale de la realidad.

Por otra parte, según lo mencionado en este método, en el sentido de que el daño es función directa del esfuerzo vertical, entonces bastará con determinar la relación de esfuerzos verticales inducidos por los ejes que se comparen, para obtener el factor de daño de uno con respecto al otro, tal como se ilustra en el capítulo VII de esta tesis, sin tener que recurrir a la hipótesis mencionada cuyo uso hace que el método se salga aún más de la realidad.

Además de lo anterior, cabe mencionar que en este método los arreglos de llanta dual son tomados como una rueda simple con presión de inflado igual a la de las ruedas del arreglo, y carga igual a la total de este, consideración no válida, puesto que, para este caso, el esfuerzo es mayor para la rueda simple que para el arreglo dual.

Por lo que respecta a la forma de considerar los arreglos de llanta dual en tándem y en triple, según lo descrito en el capítulo VII de esta tesis, la influencia de las cargas de unas ruedas, de estos arreglos, sobre puntos localizados bajo las otras, se empieza a sentir a una profundidad próxima a los 60 cm, resultado congruente con lo mencionado en el capítulo IV de esta tesis (métodos para determinar la rueda simple equivalente), y no a los 30 cm como se menciona en este método.

Por lo que toca al método de la AASHTO, este está basado en da-

tos reales obtenidos de llevar a la falla diferentes estructuras - de pavimento, en el tramo de prueba realizado por la AASHTO en Ota wa, Illinois, y apoyado en la teoría, lo cual lo hace ser un méto- do bastante aceptable en los procedimientos de diseño actuales, -- puesto que, se acerca en mucho mayor grado a la realidad, y es por eso que es hasta el momento uno de los métodos en el que se puede- tener una mayor confiabilidad en los resultados que se obtengan de su aplicación práctica.

C A P I T U L O V I I

CALCULO DE LOS FACTORES DE EQUIVALENCIA PARA LOS DIFERENTES TIPOS - DE VEHICULOS EN EL PAIS.

Para calcular el factor de equivalencia de cualquier vehículo, de los que actualmente circulan por las carreteras del país, es necesario conocer los tipos de ejes, las cargas por eje y el arreglo o posición y presión de sus llantas. Con estos datos se procede a calcular el factor de daño de cada uno de sus ejes, y el factor de equivalencia, para ese vehículo, será la suma de los factores de daño de todos sus ejes.

En la tabla 7-1 se muestran los diferentes tipos de ejes, así como sus cargas y presión de inflado de sus llantas, y sus respectivos factores de daño, calculados por los métodos del Instituto de Ingeniería, la AASHTO y por comparación de esfuerzos verticales.

VII.1 CALCULO DE FACTORES DE DAÑO POR EL METODO DE LA AASHTO.

En este método, la determinación de los factores de daño se logra haciendo uso de la tabla 6-1, mencionada en el capítulo VI de esta tesis, en la que se observa que la carga por eje viene expresada en kilo-libras, por lo cual, para el caso que nos ocupa, deberán transformarse las cargas por eje, de toneladas a kilo-libras. Además, para usar esta tabla, es necesario dar un número estructural (SN) al pavimento, así como un nivel de serviciabilidad (P_t); los que para el caso se supondrán de 4.0 y 2.5 respectivamente, lo cual es común en la práctica.

Ejemplo 7.1

Calcule el factor de daño para un eje sencillo de 1 ton de car

ga con presión de inflado en sus llantas, de 2.5 kg/cm^2 .

Solución:

$$1 \text{ ton} = 2.204 \text{ kilo-libras.}$$

Para $SN = 4$; $P_t = 2.5$; carga por eje de 2.204 kilo-libras, de la tabla 6-1, para ejes sencillos, e interpolando, se obtiene un factor de daño

$$F_j = 0.0006$$

Ejemplo 7.2

Calcule el factor de daño para un eje tándem con carga de 7 ton y llantas con presión de inflado de 5.4 kg/cm^2 .

Solución:

$$7 \text{ ton} = 15.432 \text{ kilo-libras}$$

De la tabla 6-1, para ejes tándem, y con $SN = 4$; $P_t = 2.5$; carga por eje = 15.432 kilo-libras, e interpolando, se obtiene

$$F_j = 0.021$$

VII.2 CALCULO DE LOS FACTORES DE DAÑO POR EL METODO DEL INSTITUTO DE INGENIERIA.

En este método, como ya se mencionó en su momento, los factores de daño se calculan a diferentes profundidades. Aquí se ilustrará la forma de obtener estos valores para cada uno de los tres tipos de ejes (sencillo, doble y triple) mostrados en la tabla 7-1, a al-

gunas profundidades. Los demás valores se encuentran tabulados en -
la misma tabla.

Ejemplo 7.3

Calcule el factor de daño para un eje sencillo de 1 ton de carga y llantas con presión de inflado de 2 kg/cm^2 , a 30 cm de profundidad.

Solución:

Usando la ecuación 6.7, dada en el capítulo VI

$$a_1 = 1,000 P / 2\pi p = 1,000(1) / 2\pi(2) = 8.92 \text{ cm}$$

con las ecuaciones 6.5 y 6.6, del mismo capítulo

$$F_z = 1 - \frac{z^3}{((15)^2 + z^2)^{3/2}} = 1 - \frac{(30)^3}{((15)^2 + (30)^2)^{3/2}} = 0.284$$

$$F_{zi} = 1 - \frac{z^3}{(a_1^2 + z^2)^{3/2}} = 1 - \frac{(30)^3}{((8.92)^2 + (30)^2)^{3/2}} = 0.119$$

y utilizando la ecuación 6.11

$$\begin{aligned} \text{Log } d_i &= \frac{\text{Log } (p_i F_{zi}) - \text{Log } (5.8 F_z)}{\text{Log } A} \\ &= \frac{\text{Log } (2(0.119)) - \text{Log } (5.8(0.284))}{\text{Log } 1.5} = -0.477 \end{aligned}$$

$$\therefore d_i = 0.000$$

Ejemplo 7.4

Calcule el factor de daño para un eje tándem de 7 ton de carga y presión de inflado en sus llantas, de 5.4 kg/cm^2 , a las profundidades: a) 15 cm y b) 60 cm.

Solución:

a) Para este caso, siguiendo la recomendación dada por el I.I., este eje se debe de analizar como si se tratara de dos ejes sencillos de 3.5 ton, cada uno, que actúan en forma independiente.

Siguiendo el mismo procedimiento que en el ejemplo anterior, se determina el factor de daño para cada uno de estos ejes, y el factor de daño para el conjunto tándem será la suma de los dos. Por lo tanto

$$d_1 = 0.068 + 0.068 = 0.136$$

b) Para esta profundidad y para el caso de ejes tándem, el I.I. recomienda usar la ecuación 6.8 para determinar el valor de a_1 , por lo que

$$a_1 = \sqrt{1,111P/4\pi p} = \sqrt{1,111(7)/4\pi(5.4)} = 10.70 \text{ cm}$$

$$y \quad F_z = 1 - \frac{(60)^3}{((15)^2 + (60)^2)^{3/2}} = 0.086$$

$$F_{zi} = 1 - \frac{(60)^3}{((10.70)^2 + (60)^2)^{3/2}} = 0.0458$$

$$\therefore \text{Log } d_1 = \frac{\text{Log } (5.4(0.458)) - \text{Log } (5.8(0.086))}{\text{Log } 1.5} = -1.73$$

$$d_i = 0.0185$$

Ejemplo 7.5

Calcule el factor de daño para un eje triple con carga de 22.5 - ton y presión de inflado en sus llantas, de 5.8 kg/cm^2 , a las siguientes profundidades; a) 30 cm y b) 60 cm.

Solución:

a) Al igual que en el ejemplo 7.4, se debe seguir la recomendación dada por el I.I., y se debe analizar el conjunto triple, como tres ejes sencillos que actúan independientemente. Cada uno de estos ejes se analiza siguiendo el procedimiento descrito en el ejemplo 7.3, y se tiene

$$d_i = 2.422$$

b) Para este caso el I.I. recomienda determinar el valor de a_i con la ecuación 6.9, y por lo tanto

$$a_i = \sqrt{1,333P/6\pi p} = \sqrt{1,333(22.5)/6\pi(5.8)} = 16.56 \text{ cm}$$

$$F_z = 1 - \frac{(60)^3}{((15)^2 + (60)^2)^{3/2}} = 0.086$$

$$F_{zi} = 1 - \frac{(60)^3}{((16.56)^2 + (60)^2)^{3/2}} = 0.1042$$

$$\therefore \text{Log } d_i = \frac{\text{Log } (5.8(0.1042)) - \text{Log } (5.8(0.086))}{\text{Log } 1.5} = 0.473$$

$$d_i = 2.972$$

VII.3 CALCULO DE LOS FACTORES DE DAÑO POR COMPARACION DE ESFUERZOS.

En esta forma de evaluar los factores de daño, se supone -- que daño producido por un eje cualquiera, es función directa del es fuerzo vertical que las ruedas de este eje, transmitan al pavimen - to. De acuerdo con lo anterior, el factor de daño se puede denotar

$$F_i = \frac{\sigma_{zi}}{\sigma_{zs}}$$

en donde:

σ_{zi} = esfuerzo vertical a la profundidad z , inducido por las --
ruedas del eje i

σ_{zs} = esfuerzo a la misma profundidad, producido por el eje es-
tándar

El cálculo de los esfuerzos verticales se hizo en forma gráfica utilizando la carta de Newmark. La huella de la llanta se consideró de forma aproximadamente elíptica (fig. 7.1), en cuyo caso la dimen- sión L , se calcula de la siguiente manera

$$L = \sqrt{\frac{A}{0.5227}} \quad \text{y} \quad A = \sqrt{\frac{P}{p}}$$

en donde:

P = carga total en la llanta

p = presión de contacto (igual a la presión de inflado)

Al hacer el cálculo de los esfuerzos, según lo descrito, y para el caso de arreglos de llanta dual, dual en tándem y triple dual, -

se observó lo siguiente:

1.- Para el arreglo dual, a profundidades menores que 30 cm, el punto en que los esfuerzos son mayores se localiza en la vertical - que pasa por el centro de una de las dos ruedas, mientras que para profundidades mayores que la mencionada, este se localiza en la vertical que pasa por el centro de éstas.

2.- Para el caso de arreglo dual en tándem y para profundidades menores a los 60 cm, puede considerarse que cada arreglo dual actúa independientemente del otro, es decir, no existe influencia de las cargas de uno, sobre puntos localizados bajo el otro.

3.- Para el arreglo triple dual sucede lo mismo que para el caso anterior, y para profundidades mayores o iguales a 60 cm, el esfuerzo máximo se presenta en puntos situados bajo el arreglo dual - del centro.

En la tabla 7-1 se presentan los factores de daño para los ejes ahí descritos, determinados siguiendo este criterio.

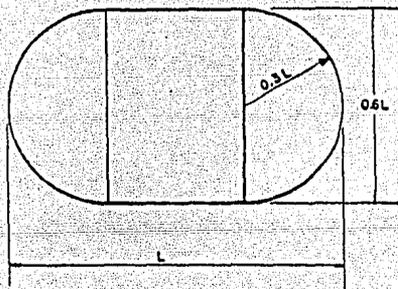
En la tabla 7-2 se encuentran tabulados los factores de equivalencia para los diferentes tipos de vehículos del país, los que a su vez se ilustran en la figura VII.2, calculados por los tres métodos mencionados.

De la tabla 7-1 puede concluirse que para cargas pequeñas, los factores de daño, para las profundidades de 0 y 15 cm, dados por el Instituto, son mayores que los dados por la AASHTO, resultando un tanto parecidos los correspondientes a la segunda de estas profundidades. Para profundidades de 30 y 60 cm, la situación se invierte.

El método propuesto por el autor de esta tesis, da factores de daño mayores que los dos métodos mencionados.

Para ejes con carga de 10 ton sucede todo lo contrario a lo mencionado en el párrafo anterior, es decir, para profundidades de 0 y 15 cm, el método AASHTO da factores mayores que los del Instituto, sucediendo lo contrario con los correspondientes a las profundidades de 30 y 60 cm, y los factores obtenidos por comparación de esfuerzos son siempre menores que los del Instituto y AASHTO.

Para cargas mayores el método del Instituto da factores de daño mayores que los de la AASHTO, lo que a su vez son mayores a los determinados por comparación de esfuerzos.



Impresión del neumático, describiendo rectángulo y semicírculos

FIGURA VII.1

FACTOR DE DAÑO

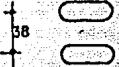
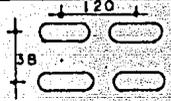
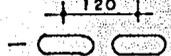
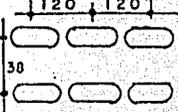
CONJUNTO	(TON)	kg/cm ²	ASHTO	I . I				COMPARANDO ESFUERZOS			
	P	p		Z = 0	Z = 15	Z = 30	Z = 60	Z = 0	Z = 15	Z = 30	Z = 60
	1.0	2.0	0.0006	0.002	0.000	0.000	0.000	0.345	0.211	0.161	0.058
	1.7	4.6	0.0035	0.268	0.003	0.000	0.000	0.783	0.339	0.231	0.189
	3.8	4.6	0.0511	0.268	0.061	0.023	0.015	0.783	0.638	0.476	0.435
	5.5	5.4	0.2203	0.066	0.286	0.155	0.116	0.931	0.834	0.737	0.865
	5.5	5.8	0.2203	1.000	0.349	0.167	0.119	1.000	0.929	0.750	0.958
	10.0	5.8	2.1004	1.000	1.541	2.290	2.820	1.000	0.863	0.854	1.072
	9.0	5.4	0.8841	1.326	1.252	1.490	—	1.862	1.506	1.322	1.308
	5.5	5.4		1.326	1.252	1.490	—	1.862	1.506	1.322	1.308
	18.0	5.8	1.9682	2.000	2.468	2.290	2.821	2.000	1.477	1.500	1.906
	9.0	5.4	0.1356	1.326	0.320	0.126	0.055	1.862	1.630	1.241	1.240
	22.5	5.8	—	3.000	2.422	2.289	2.818	3.000	1.867	1.950	2.205

TABLA 7-1

-102-

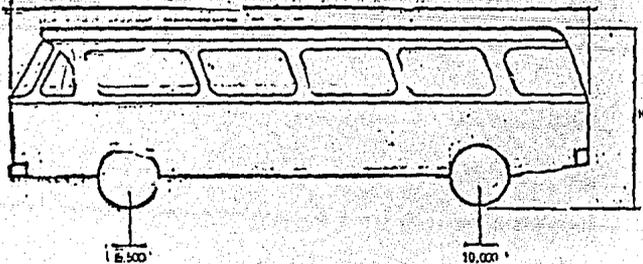
FACTOR DE EQUIVALENCIA

VEHICULO	AASHTO	INST. ING.				COMPARANDO ESFUERZOS			
		Z=0	Z=15	Z=30	Z=60	Z=0	Z=15	Z=30	Z=60
A2	0.0012	0.004	0.000	0.000	0.000	0.690	0.422	0.322	0.116
A'2	0.0546	0.536	0.064	0.023	0.015	1.566	0.977	0.707	0.624
B2	2.3207	2.000	1.890	2.457	2.939	2.000	1.792	1.604	2.025
B3	1.1044	1.392	1.538	1.645	---	2.862	2.340	2.059	2.175
B'3	2.1885	3.000	2.817	2.457	2.940	3.000	3.337	2.250	2.859
B4	2.1038	3.326	2.788	2.416	2.862	2.876	3.107	2.741	3.146
C2	2.3207	2.000	1.890	2.457	2.939	2.000	1.972	1.604	2.025
C3	2.1885	3.000	2.817	2.457	2.940	3.000	3.333	2.250	2.859
C4	0.0000	4.000	2.771	2.456	2.937	4.000	2.796	2.700	3.208
T2-S1	4.4211	3.000	3.431	4.747	5.759	3.000	2.655	2.458	3.097
T2-S2	4.2889	4.000	4.358	4.747	5.760	4.000	3.269	3.104	3.951
T3-S2	4.1567	5.000	5.295	4.747	5.761	5.000	3.883	3.104	3.951
T3-S3	---	6.000	5.239	4.746	5.758	6.000	4.273	4.200	5.144
C2-R2	6.5215	4.000	4.793	7.037	2.579	4.000	3.518	3.342	4.174
C3-R2	6.3893	5.000	5.889	7.037	8.580	5.000	4.132	3.958	5.008
C3-R3	6.2567	6.000	6.826	7.037	8.582	6.000	4.746	4.604	5.837
T2-S1-R2	8.6219	5.000	6.513	9.327	11.390	5.000	4.381	4.166	5.241
T3-S1-R2	8.4897	6.000	7.440	9.327	11.400	6.000	4.995	4.812	6.075
T3-S2-R2	8.3575	7.000	8.367	9.327	11.400	7.000	7.000	5.609	4.138
T3-S2-R3	8.2247	8.000	9.294	9.327	11.402	8.000	6.223	6.104	7.743
T3-S2-R4	8.0931	9.000	10.221	9.327	11.403	9.000	6.837	6.750	8.759

TABLA 7-2

-103-

Concentraciones de carga por eje, peso bruto vehicular y dimensiones que se autorizan a: Autobus de dos ejes integral o sobre chasis (B 2)



FBV 15,500

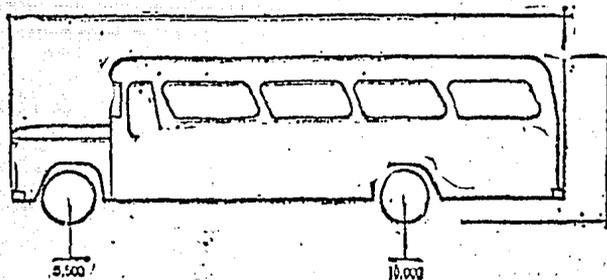
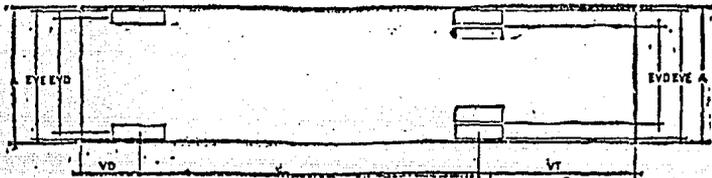
LITERALES	DIMENSIONES	
	MINIMAS	MAXIMAS
H		3,700
A		2,550
L		12,750
VD		2,350
VT		3,950
DE	3,100	6,350
EVE	4,700	2,520
IVD	1,550	2,070

NOTAS:

- 1.- Se autoriza el tránsito de este tipo de vehículos, por todos los caminos de jurisdicción federal.
- 2.- Las dimensiones indicadas como H, A, L y EVE, se consideran para fines de diseño y verificación.
- 3.- Las dimensiones indicadas como VD, VT, DE y EVD, se consideran únicamente para fines de diseño.
- 4.- Dimensiones en milímetros. Concentraciones de carga y PBV en Kilogramos.

5

Concentraciones de carga por eje, peso bruto vehicular y dimensiones que se autorizan a: Autobus de dos ejes convencional (B 2c)



PRV 16.500

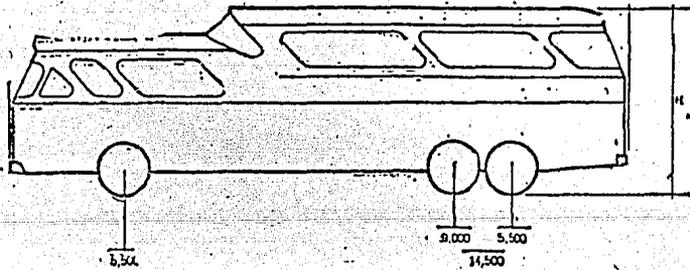
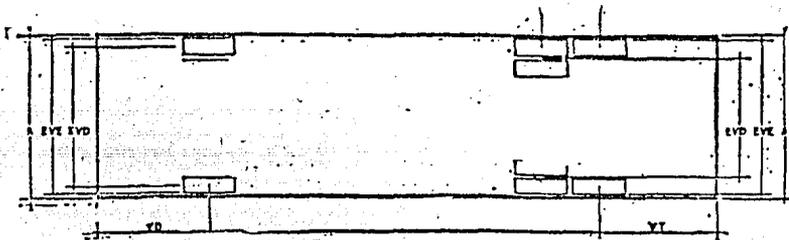
LITERALES	DIMENSIONES MINIMAS	DIMENSIONES MAXIMAS
H		3 700
A		2 500
L		11 000
VD		1 000
VT		3 500
DE	3 100	1 600
EVI	1 700	2 500
EVD	1 550	2 000

NOTAS:-

- 1.- Se autoriza el tránsito de este tipo de vehículos, por todos los caminos de jurisdicción federal.
- 2.- Las dimensiones indicadas como H, A, L y EVE, se consideran para fines de diseño y verificación.
- 3.- Las dimensiones indicadas como VD, VT, DE y EVD, se consideran únicamente para fines de diseño.
- 4.- Dimensiones en milímetros. Concentraciones de carga V.P.B.V. en kilogramos.

- 6 -

Concentraciones de carga por eje, peso bruto vehicular y dimensiones que se autorizan a: Autobus integral de tres ejes (B 3)

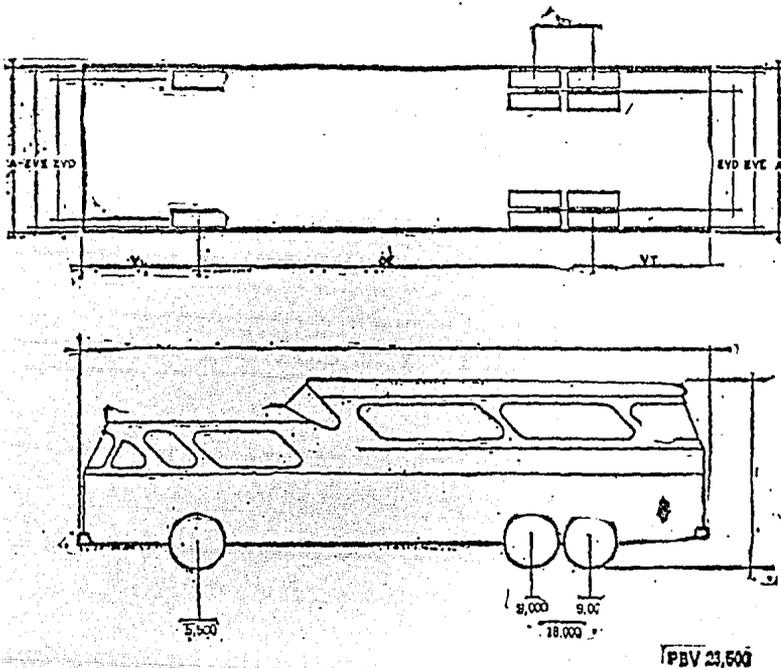


LITERALES	DIMENSIONES	
	MINIMAS	MAXIMAS
H		3 700
A		2 550
L		12 250
VD		2 350
VT		3 050
DE	4 750	7 500
DT	1 200	1 500
EVE	1 750	2 525
EVD	1 550	2 000

NOTAS:

- 1.- Se autoriza el tránsito de este tipo de vehículos, por todos los caminos de jurisdicción federal.
- 2.- Las dimensiones indicadas como H, A, L y EVE, se consideran para fines de diseño y verificación.
- 3.- Las dimensiones indicadas como VD, VT, DE, DT y EVD, se consideran únicamente para fines de diseño.
- 4.- Dimensiones en milímetros. Concentraciones de carga y PBA en kilogramos.

7
Concentraciones de carga por eje, peso bruto vehicular y dimensiones que se autorizan a: Autobus, integral de tres ejes (B 3)

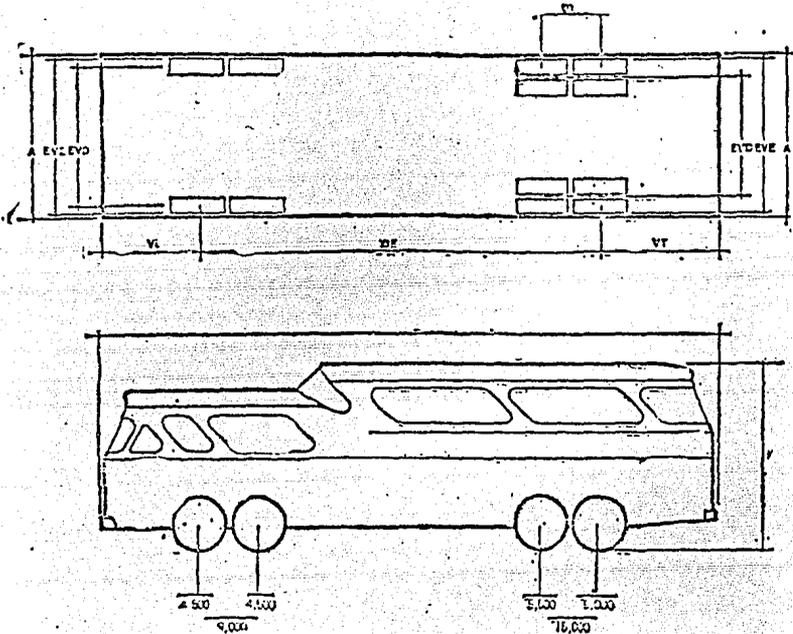


LITERALES	DIMENSIONES	
	MINIMAS	MAXIMAS
H		3,700
A		2,900
L		12,750
VD		2,700
VT		3,900
DE	4,200	7,500
DI	1,200	1,500
EVE	1,700	2,900
EVD	1,500	2,000

- NOTAS:**
- 1.- Se autoriza el tránsito de este tipo de vehículos, por todos los caminos de jurisdicción federal.
 - 2.- Las dimensiones indicadas como H, A, L y EVE, se consideran para fines de diseño y verificación.
 - 3.- Las dimensiones indicadas como VD, VT, DE, DI y EVD, se consideran únicamente para fines de diseño.
 - 4.- Dimensiones en milímetros. Concentraciones de carga y PBV, en Kilogramos.

8

Concentraciones de carga por eje, peso bruto vehicular y dimensiones que se autorizan a: Autobus integral de cuatro ejes (B 4)



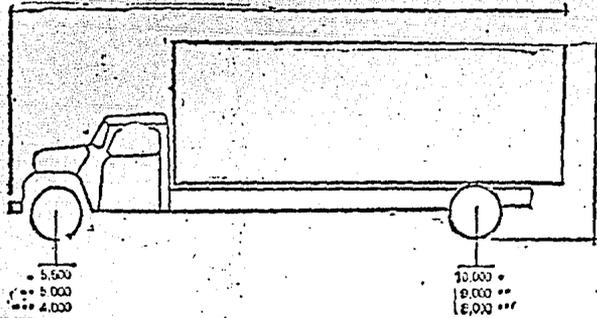
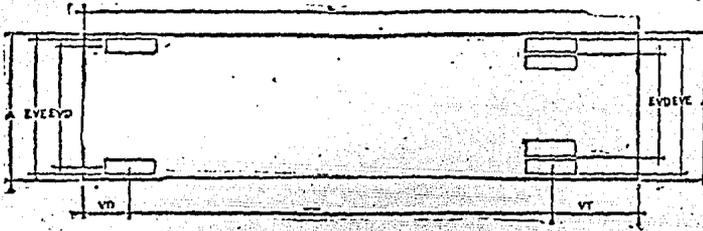
PBV 27,000 kg

LITERALES	DIMENSIONES MINIMAS	DIMENSIONES MAXIMAS
H		3,700
A		2,550
L		13,750
VD		2,750
VI		3,550
DE	4,700	9,150
DT	1,200	1,450
EVE	2,100	2,500
EVD	1,100	2,000

NOTAS:

- 1.- Se autoriza el tránsito de este tipo de vehículos, por todos los caminos de jurisdicción federal.
- 2.- Las dimensiones indicadas como H, A, L y EVE, se consideran para fines de diseño y verificación.
- 3.- Las dimensiones indicadas como VD, VI, DE, DT y EVD, se consideran únicamente para fines de diseño.
- 4.- Dimensiones en milímetros. Concentraciones de carga y PBV en Kilogramos.

Concentraciones de carga por eje, peso bruto vehicular y dimensiones que se autorizan a: Camión de dos ejes (C 2)



LITERALES	DIMENSIONES	
	MINIMAS	MAXIMAS
H		4,100
A		2,500
L		12,700
VD		1,600
VT		3,650
DE	3,100	7,850
EVE	1,750	2,500
EVD	1,550	2,070

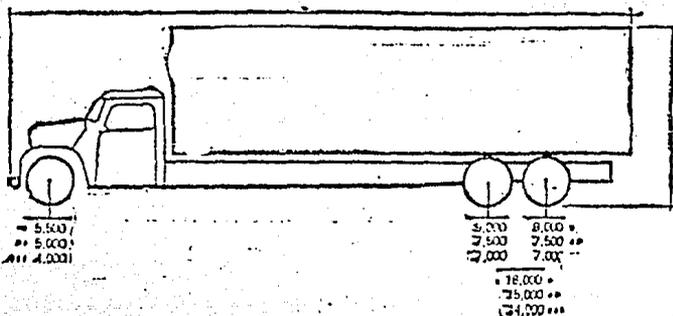
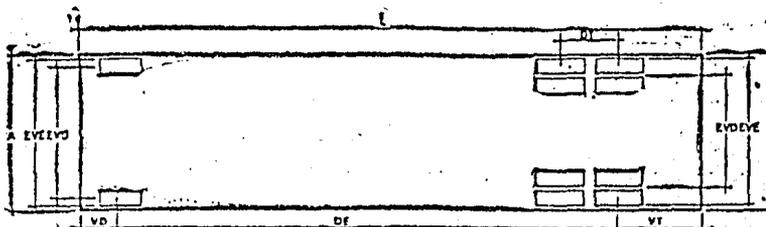
NOTAS:

- 1.- Se autoriza el tránsito de este tipo de vehículos, por todos los caminos de jurisdicción federal.
- 2.- Las dimensiones indicadas como H, A, L y EVE, se considerarán para fines de diseño y verificación.
- 3.- Las dimensiones indicadas como VD, VT, DE y EVD, se considerarán únicamente para fines de diseño.
- 4.- Dimensiones en milímetros. Concentraciones de carga y PBV en kilogramos.

* Carga máxima autorizada en caminos tipo "A"
 ** Carga máxima autorizada en caminos tipo "B"
 *** Carga máxima autorizada en caminos tipo "C"

- 10 -

**Concentraciones de carga por eje, peso bruto,
vehicular y dimensiones que se autorizan a: Camión
de tres ejes (C 3)**



• PBV 23,500
•• PBV 20,000
••• PBV 16,000

LITERALES	DIMENSIONES	
	MINIMAS	MAXIMAS
H		4,150
A		2,500
L		12,200
VD	1,800	
VT		3,150
DE	4,250	7,800
D1	1,200	1,500
LVE	2,130	2,500
LVD	1,600	2,200

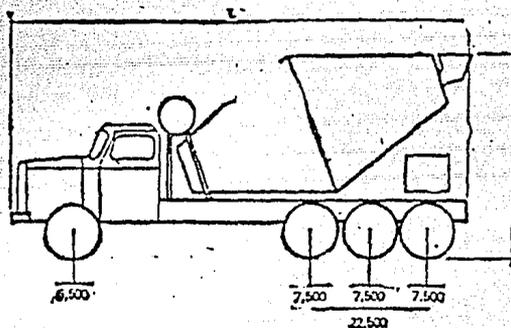
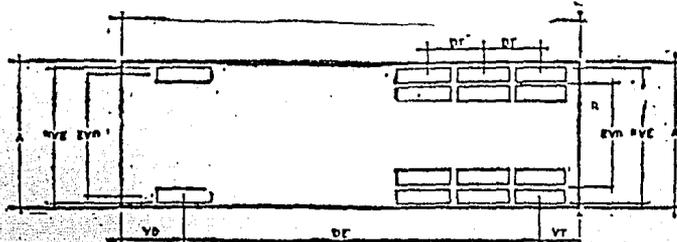
NOTAS:

- 1.- Se autoriza el tránsito de este tipo de vehículos, por todos los caminos de jurisdicción federal.
- 2.- Las dimensiones indicadas como H, A, L y EVE, se consideran para fines de diseño y verificación.
- 3.- Las dimensiones indicadas como VD, VT, DE, DT y EVD, se consideran únicamente para fines de diseño.
- 4.- Dimensiones en milímetros. Concentraciones de carga y PBV, en kilogramos.

• Carga máxima autorizada en el eje delantero "A"
•• Carga máxima autorizada en el eje delantero "B"
••• Carga máxima autorizada en el eje delantero "C"

- 77 -

Concentraciones de carga por eje, peso bruto vehicular y dimensiones que se autorizan a: Camión de cuatro ejes (C4)



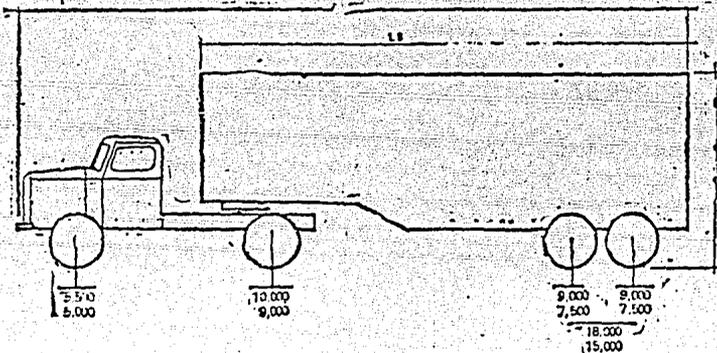
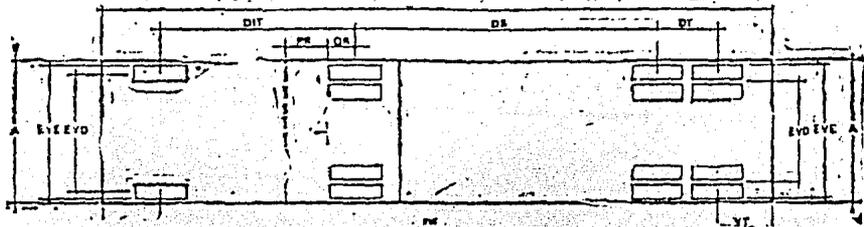
P8V 28.000

LITERALES	DIMENSIONES	
	MINIMAS	MAXIMAS
H	4.150	
A	3.500	
L	13.700	
VD	2.300	
VT	3.500	
DE	9.450	7.800
DT	1.200	1.500
EVE	2.100	2.500
EVD	1.600	2.070

NOTAS:

- 1.- Se autoriza el tránsito de este tipo de vehículos, únicamente por caminos tipo "A".
- 2.- Las dimensiones indicadas como H, A, L y EVE, se consideran para fines de diseño y verificación.
- 3.- Las dimensiones indicadas como VD, VT, DE, DT y EVD, se consideran únicamente para fines de diseño.
- 4.- Dimensiones en milímetros. Concentraciones de carga y PBV en Kilogramos.

Concentraciones de carga por eje; peso bruto vehicular combinado y dimensiones que se autorizan a: Tractor de dos ejes con semirremolque de dos ejes (T2-S2),



* PBVC 33,500
 ** PBVC 29,000

LITERALES	DIMENSIONES MÍNIMAS	DIMENSIONES MÁXIMAS
H		4,300
A		2,500
L		12,000
LS		12,000
VD		1,500
VT		7,500
DI		19,700
DS	4,250	22,500
DT	1,200	13,500
PR	400	1,000
QR	100	500
DIT	3,100	4,700
EVE	2,100	2,500
EVD	1,800	2,070

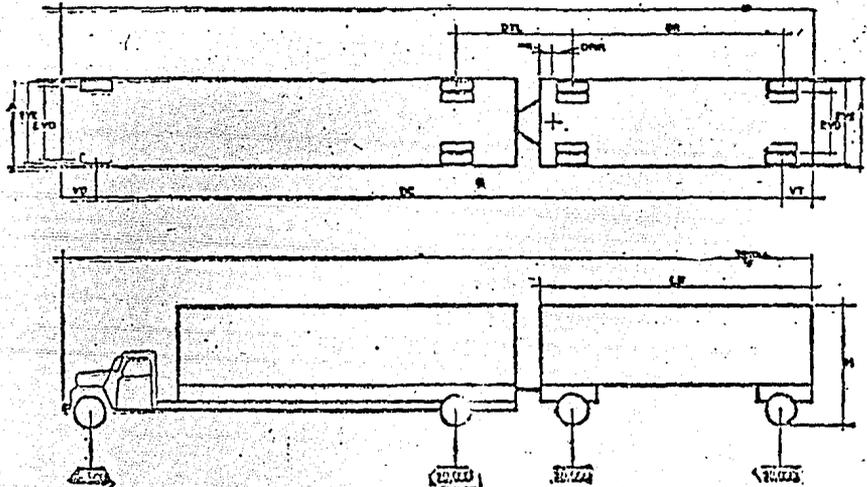
NOTAS:

1. Se autoriza el tránsito de este tipo de vehículos, únicamente, por caminos tipo "A" y "B".
2. Las dimensiones indicadas como H, A, L, LS y EVE, se consideran para fines de diseño y verificación.
3. Las dimensiones indicadas como VD, VT, DE, DS, DT, PR, QR, DIT y EVD, se consideran únicamente para fines de diseño.
4. Dimensiones en milímetros. Concentraciones de carga y PBVC en kilogramos.

* Carga máxima autorizada en caminos tipo "A"
 ** Carga máxima autorizada en caminos tipo "B"

- 16 -

Concentraciones de carga por eje, peso bruto vehicular combinado y dimensiones que se autorizan, a: Camión de dos ejes con remolques de dos ejes (C2-R2)

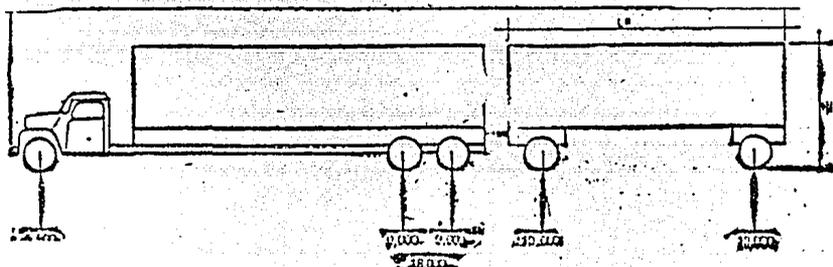
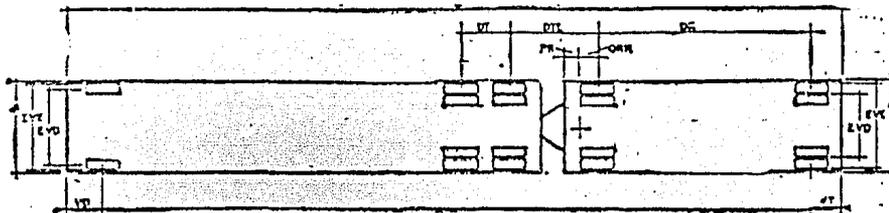


LITERALES	DIMENSIONES	
	MINIMAS	MAXIMAS
H		4.150
A		2.500
L		19.000
LR		8.750
VD		1.800
VT		2.600
DE		11.700
DR	4.250	7.175
PR	400	1.070
DTL	75	110
DTL	4.200	11.000
EVD	2.150	2.550
EVD	1.820	2.070

NOTAS:

- 1.- Se autoriza el tránsito de este tipo de vehículos, únicamente, por caminos tipo "A".
- 2.- Las dimensiones indicadas como H, A, L, LR y EVE, se consideran para fines de diseño y verificación.
- 3.- Las dimensiones indicadas como VD, VT, DE, DR, PR, ORR, DTL y EVD, se consideran únicamente para fines de diseño.
- 4.- A solicitud expresa y previo estudio conjunto que realice la Secretaría de Comunicaciones y Transportes y la de Asentamientos Humanos y Obras Públicas, se podrá autorizar el tránsito de este tipo de vehículos en caminos tipo "B".
- 5.- Dimensiones en milímetros. Concentraciones de carga y EVD en toneladas.

Concentraciones de carga por eje; peso bruto vehicular combinado y dimensiones que se autorizan a: Camión de tres ejes con remolque de dos ejes (C3R2)



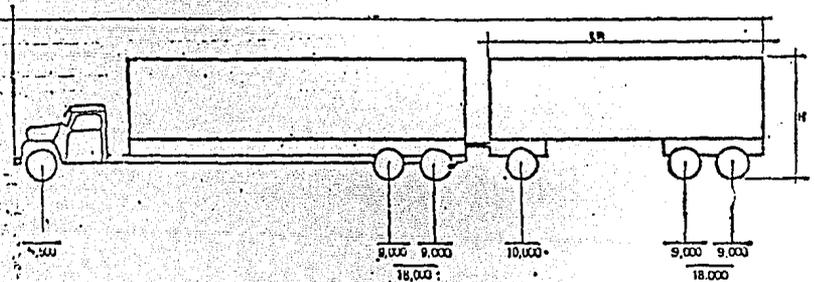
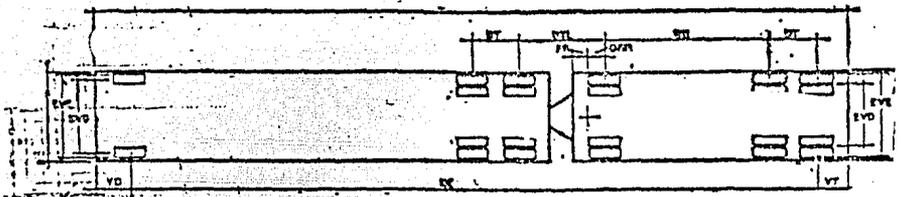
LETRALES	DIMENSIONES	
	MÍNIMAS	MAXIMAS
H		4.15
A		2.50
L		12.00
LR		8.75
VD		1.80
VT		2.50
DE		12.70
DP	4.20	7.15
DT	1.20	1.50
DTL	3.70	
PR	4.0	1.00
ORK	2.5	0.0
EVE	2.00	2.50
EVD	1.00	2.50

NOTAS:

- 1.- Se autoriza el tránsito de este tipo de vehículos únicamente por caminos tipo "A".
 - 2.- Las dimensiones indicadas como H, A, L, LR y EVE, se consideran para fines de diseño y verificación.
 - 3.- Las dimensiones indicadas como VD, VT, DE, DTL, DT, PR, ORK y EVD, se consideran únicamente para fines de diseño.
 - 4.- A solicitud expresa y previo estudio conjunto que realice la Secretaría de Comunicaciones y Transportes y la de Asentamientos Humanos y Obras Públicas, se podrá autorizar el tránsito de este tipo de vehículos en caminos tipo "B".
- 5.- Dimensiones en milímetros. Concentraciones de carga en PVG en kilogramos.

18

Concentraciones de carga por eje, peso bruto vehicular combinado y dimensiones que se autorizan
a) Camión de tres ejes con remolque de tres ejes
(C3-R3)



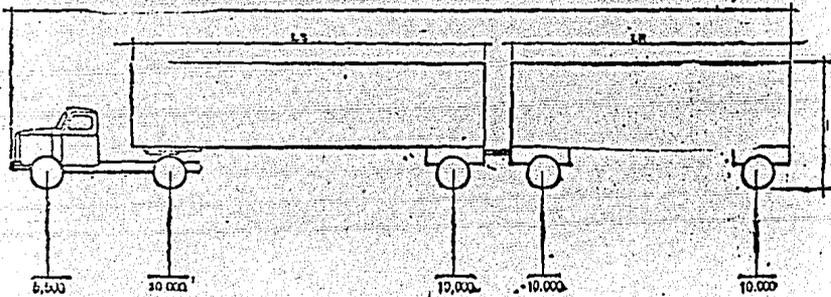
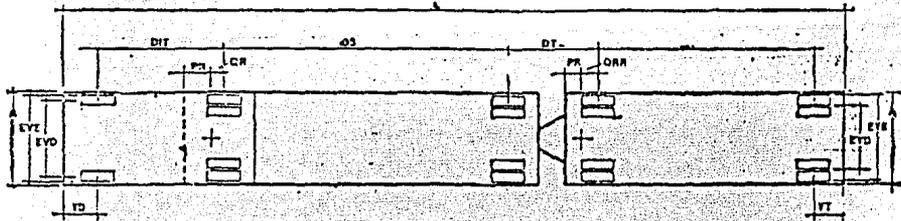
LITERALES	DIMENSIONES MINIMAS	DIMENSIONES MAXIMAS
H		4,150
A		2,500
LS		19,000
LR		8,200
EVE		1,800
VD		2,800
VT		17,700
DE	4,200	5,900
DT	1,200	1,500
PR	400	1,000
ORH	70	50
DT	3,700	
EVE	2,100	2,500
EVD	1,800	2,000

NOTAS:

- 1.- Se autoriza el tránsito de este tipo de vehículos, únicamente por caminos tipo "A".
- 2.- Las dimensiones indicadas como H, A, LS, EVE y LR, se consideran para fines de diseño y verificación.
- 3.- Las dimensiones indicadas como VD, VT, DE, DT, PR, ORH, DT y EVD, se consideran únicamente para fines de diseño.
- 4.- A solicitud expresa y previo estudio conjunto que realice la Secretaría de Comunicaciones y Transportes y la de Asentamientos Humanos y Obras Públicas, se podrá autorizar el tránsito de este tipo de vehículos en caminos tipo "B".
- 5.- Dimensiones en milímetros. Concentraciones de carga y RBVC en kilogramos.

- 19 -

Concentraciones de carga por eje, peso bruto vehicular combinado y dimensiones que se autorizan:
a) Tractor de dos ejes con semirremolque de un eje y remolque de dos ejes (T2-S1-R2)



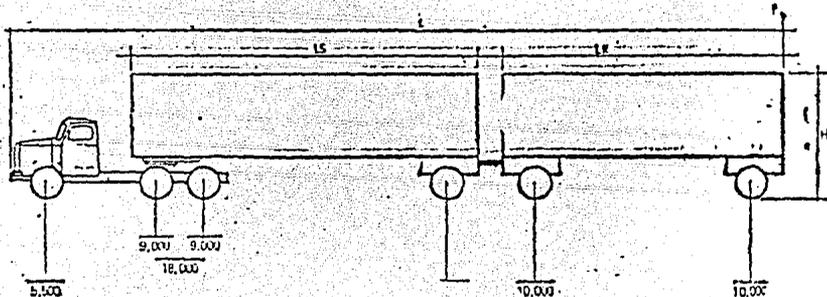
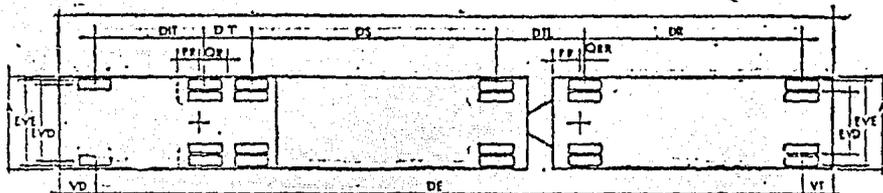
PBVC 45,500

LITERALES	DIMENSIONES MINIMAS	DIMENSIONES MAXIMAS
H		4,100
A		2,500
L		22,000
LR		8,200
LS		8,200
VD		1,800
VT		2,500
DE		20,000
DR	4,200	7,100
DS	4,200	7,100
PR	4,000	10,000
CR	1,000	5,000
DT	2,000	4,600
DTL	3,200	4,600
EVE	2,300	2,300
EVD	1,800	1,800

NOTAS:

- 1.- Se autoriza el tránsito de este tipo de vehículos, únicamente por caminos tipo "A".
- 2.- Las dimensiones indicadas como H, A, L, LR, LS y EVE, se consideran para fines de diseño y verificación.
- 3.- Las dimensiones indicadas como VD, VT, DE, DR, DS, PR, OR, ORR, DT, DTL y EVD, se consideran únicamente para fines de diseño.
- 4.- A solicitud expresa y previo estudio conjunto que realice la Secretaría de Comunicaciones y Transportes y la de Asentamientos Humanos y Obras Públicas, se podrá autorizar el tránsito de este tipo de vehículos, en caminos tipo "B".
- 5.- Dimensiones en milímetros. Concentraciones de carga en PBVC en Kilogramos.

Concentraciones de carga por eje, peso bruto vehicular combinado y dimensiones que se autorizan a: Tractor de tres ejes con semirremolque de un eje y remolque de dos ejes (T3-S1-R2)



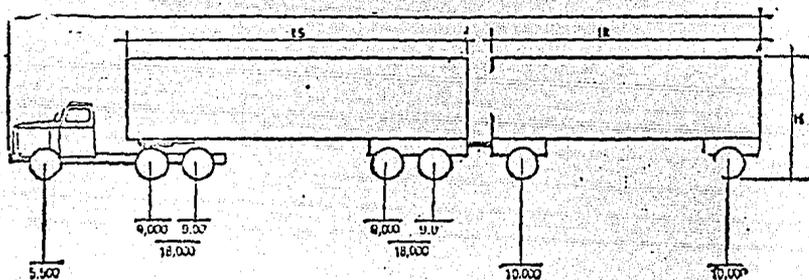
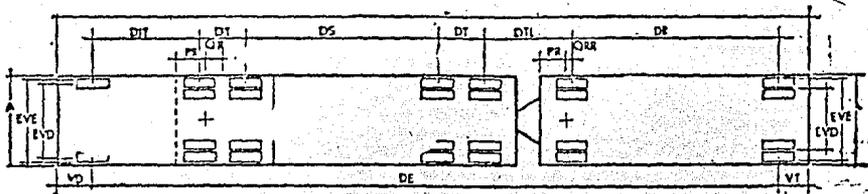
PBVC 51500

LITERALES	DIMENSIONES	
	MINIMAS	MAXIMAS
H		4 150
A		2 500
L		22 500
LA		8 250
LS		8 250
VD		1 800
VT		2 500
DE		26 700
DR	4 200	7 175
DS	4 200	6 500
DT	1 200	1 500
DR	4 300	1 000
DR	100	000
DRR	20	10
DIT	3 500	5 500
DTL	3 200	
VE	2 100	2 500
VEVE	1 800	2 000

NOTAS.

1. Se autoriza el tránsito de este tipo de vehículos, únicamente por caminos tipo "A".
2. Las dimensiones indicadas como H, A, L, LA, LR y EVE, se consideran para fines de diseño y verificación.
3. Las dimensiones indicadas como VD, VT, DE, DR, DS, PR, OR, DRR, DIT, DTL y EVD, se consideran únicamente para fines de diseño.
4. A solicitud expresa y previo estudio conjunto que realice la Secretaría de Comunicaciones y Transportes y la de Asentamientos Humanos y Obras Públicas, se podrá autorizar el tránsito de este tipo de vehículos en caminos tipo "B".
5. Dimensiones en milímetros. Concentraciones de carga y PBVC en kilogramos.

Concentraciones de carga por eje, peso bruto vehicular combinado y dimensiones que se autorizan a: Tractor de tras ejes con semirremolque de dos ejes y remolque de dos ejes (T3-S2-R2)



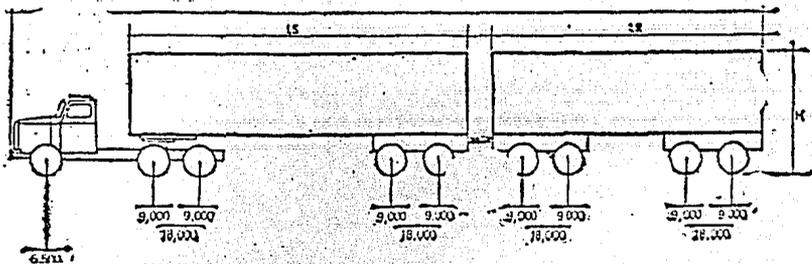
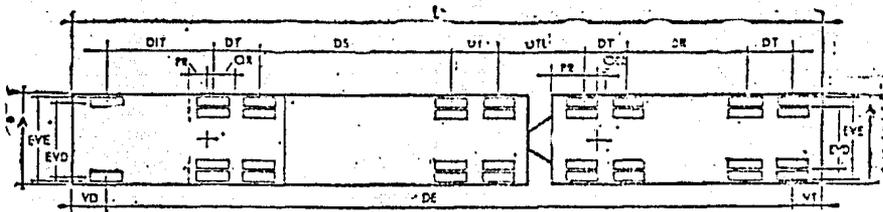
PBVC 61,500 \

LITERALES	DIMENSIONES	
	MINIMAS	MAXIMAS
H	4,100	4,100
A	2,900	2,900
L	22,000	22,000
HL	1,700	1,700
LS	12,000	12,000
VD	13,000	13,000
VT	2,000	2,000
DT	2,000	2,000
DR	4,000	7,100
DS	4,000	7,100
DT	1,000	1,000
PR	1,000	1,000
GR	100	500
ORR	25	50
DE	2,000	5,000
DL	3,000	3,000
LVI	2,000	2,000
LVD	1,500	2,000

NOTAS:

- 1.- Se autoriza el tránsito de este tipo de vehículos, únicamente, por caminos tipo "A".
- 2.- Las dimensiones indicadas como H, A, L, LS, LVE y LR, se consideran para fines de diseño y verificación.
- 3.- Las dimensiones indicadas como VD, VT, DE, DTL, DT, DIT, GR, PR, ORR y EVD, se consideran únicamente para fines de diseño.
- 4.- A solicitud expresa y previa estudio conjunto que realice la Secretaría de Comunicaciones y Transportes y la de Asentamientos Humanos y Obras Públicas, se podrá autorizar el tránsito de este tipo de vehículos en caminos tipo "B".
- 5.- Dimensiones en milímetros. Concentraciones de carga y PBVC en Kilogramos.

Concentraciones de carga por eje, peso bruto vehicular combinado y dimensiones que se autorizan a: Tractor de tres ejes con semirremolque de dos ejes y remolque de cuatro ejes (T3-S2-R4)



PBVC 77,500

LITERALES	DIMENSIONES MINIMAS	DIMENSIONES MAXIMAS
H		4.150
A		2.500
L		22.000
LR		8.250
LS		9.250
VD		1.800
VT		2.800
DE		20.000
DR	4.250	5.250
DS	4.250	5.250
DT	1.250	1.500
PR	400	1.070
QR	100	300
QRR	25	40
DIT	3.500	5.500
DTL	3.500	
VTI	2.200	2.500
VTD	1.000	2.000

NOTAS:

- 1.- Se autoriza el tránsito de este tipo de vehículos, únicamente por caminos tipo "A".
- 2.- Las dimensiones indicadas como H, A, L, LR, LS y EVE, se consideran para fines de diseño y verificación.
- 3.- Las dimensiones indicadas como VD, VT, DE, DR, DS, PR, QR, QRR, DIT, DTL y EVD, se consideran únicamente para fines de diseño.
- 4.- A solicitud expresa y previo estudio conjunto que realice la Secretaría de Comunicaciones y Transportes y la de Asentamientos Humanos y Obras Públicas, se podrá autorizar el tránsito de este tipo de vehículos en caminos tipo "B".
- 5.- Dimensiones en milímetros, Concentraciones de carga y PBVC en kilogramos.

C A P I T U L O V I I I

CAPACIDAD DE TRANSITO EN UN CAMINO

Como ya se mencionó anteriormente, los factores de daño sirven para homogenizar el tránsito que va a circular por un camino, durante la vida útil de este, a número de ejes estándar, lo cual es necesario para poder utilizar los procedimientos de diseño de espesores de pavimento con que se cuenta actualmente. Es evidente que a un mayor número de ejes estándar, en el carril de diseño, corresponderán mayores espesores de pavimento. Ahora bien, se puede dar el caso en donde el volumen de tránsito y el factor de crecimiento correspondiente, en el carril de diseño, sean tales que para un tiempo menor al fijado, en el proyecto, de vida útil para el pavimento, se obtenga un número de ejes estándar que sea imposible de acomodar en éste sin que se afecte el nivel de servicio de proyecto, o más aún, se exceda su capacidad.

Debido a lo anterior, es importante conocer el volumen de servicio o capacidad, de un camino o carril de diseño, con el fin de evitar que en el proyecto de espesores de pavimento se obtengan espesores que en la realidad no sean necesarios, sino que lo requerido sea una ampliación del camino o carril de diseño.

El conocimiento de la capacidad o del volumen de servicio de un camino sirve fundamentalmente a dos propósitos.

A) Para fines de proyecto de una obra nueva. El análisis de capacidad o nivel de servicio influye directamente en la determinación -

de las características geométricas de un camino; estas características dependerán por una parte del volumen horario de proyecto que se considere en el análisis. Las características geométricas elegidas deberán suministrar un volumen de servicio correspondiente al nivel de servicio establecido, por lo menos igual al volumen horario de proyecto.

Por regla general, al proyectar un camino nuevo no conviene fijar condiciones de operación a un nivel de servicio igual a la capacidad, ya que esto equivale a tener condiciones desfavorables desde su apertura al tránsito. Es recomendable para fines de proyecto, establecer un nivel de servicio aceptable para los conductores. La selección que se haga del nivel de servicio depende de varios factores, siendo los principales las limitaciones físicas y económicas, así como el grado de seguridad que se desee.

B) Para la investigación de las condiciones de operación de un camino existente. El análisis comparativo entre el volumen de tránsito que circula por un camino existente y el volumen de servicio del mismo, de acuerdo con sus características geométricas y del tránsito, permite determinar el nivel de servicio a que está operando y la fecha probable en que quedará saturado.

El conocimiento de los niveles de servicio actuales y futuros de un grupo o de una red de caminos, permite por otra parte, establecer una jerarquía de necesidades viales que sirva como índice para determinar prioridades.

VIII.1 DEFINICION.

La capacidad de tránsito de un camino se define como el número - máximo de vehículos que pueden circular por él durante un período de tiempo y bajo condiciones prevaledientes tanto del propio camino como de la operación del tránsito.

Las condiciones prevaledientes pueden dividirse en dos grupos:

1) Condiciones establecidas por las características físicas del camino como son alineamientos horizontal y vertical, el número y ancho de carriles, etc. y que no pueden ser cambiadas a menos que se lleve a cabo una reconstrucción del camino.

2) Condiciones que dependen de la naturaleza del tránsito en el camino, tal como la composición de este, velocidad de operación, etc. y que pueden cambiar de hora en hora o durante varios períodos del día.

Además de estos tipos de condiciones están las condiciones ambientales como son el frío, el calor, la lluvia, la nieve, los vientos, la niebla, la visibilidad, etc. que aunque ejercen influencia en la capacidad hasta el momento los datos disponibles para evaluar su efecto en la capacidad son limitados.

La capacidad normalmente no puede ser excedida sin cambiar una o más de las condiciones prevaledientes.

VIII.1.2 NIVEL DE SERVICIO.

Es un término que denota ciertas condiciones de operación dife -

rentes que puede ocurrir en un carril o camino dado, cuando aloja varios volúmenes de tránsito. Es una medida cualitativa del efecto de una serie de factores, entre los cuales se pueden citar, la velocidad, el tiempo de recorrido, las interrupciones del tránsito, la libertad de manejar, la seguridad, la comodidad y los costos de operación.

Un determinado carril o camino puede proporcionar un rango muy amplio de niveles de servicio. Los diferentes niveles de servicio de un camino específico son función del volumen y composición del tránsito, así como de las velocidades que se puedan alcanzar en ese camino. Los niveles de servicio se designan con las letras A a la F desde una operación completamente libre hasta la saturación.

VIII.1.3 VOLUMEN DE SERVICIO.

A cada nivel de servicio le corresponde un volumen de tránsito, al cual se le llama volumen de servicio para ese nivel. Por lo tanto puede definirse el volumen de servicio, como el máximo número de vehículos que pueden circular por un camino durante un período de tiempo determinado, bajo las condiciones de operación correspondientes a un seleccionado nivel de servicio. El volumen de servicio máximo equivale a la capacidad, y lo mismo que ésta, los volúmenes de servicio se expresan normalmente como volúmenes horarios.

VIII.2 FACTORES QUE AFECTAN LA CAPACIDAD Y EL VOLUMEN DE SERVICIO.

Cuando las condiciones de un camino son ideales, la capacidad o-

el volumen de servicio a un nivel dado, son máximos. A medida que -- las condiciones del camino se alejan de las ideales, la capacidad o el volumen de servicio, se reducen. En consecuencia, en la mayoría -- de los caminos se tiene que aplicar factores de ajuste a la capaci -- dad o al volumen de servicio, en condiciones ideales. Estos factores pueden dividirse en dos categorías: factores relativos al camino y -- factores relativos al tránsito.

Los factores mencionados reflejan la influencia de ciertos ele -- mentos en la capacidad, e indirectamente reflejan su efecto en la se -- guridad del camino, pues casi siempre que un elemento reduce el volu -- men de servicio es causa potencial de accidentes. No obstante, exis -- ten otros elementos que sin reducir el volumen, afectan la seguridad.

A la fecha, no se han evaluado todos los factores que afectan a -- la capacidad o el volumen de servicio, ni se ha determinado su in -- fluencia con exactitud.

VIII.3 PROCEDIMIENTOS PARA DETERMINAR LA CAPACIDAD Y LOS NIVE -- LES DE SERVICIO.

VIII.3.1 AUTOPISTAS Y VIAS RAPIDAS.

El primer paso a dar, dentro del procedimiento general para cual -- quier tipo de camino, consiste en dividir el camino en estudio en -- subtramos que presenten condiciones razonablemente uniformes, desde -- el punto de vista de la capacidad. Generalmente en el caso de auto -- pistas esta división no es necesaria, puesto que estos caminos están

proyectados con altas especificaciones en tramos relativamente largos especialmente en áreas rurales. El análisis por subtramos será necesario solo cuando se presente un enlace, una zona de entrecruzamiento, una pendiente significativa o alguna otra característica especial del camino.

A) Cálculo de la capacidad bajo condiciones prevalecientes. La fórmula básica para calcular la capacidad en caminos con circulación continua, donde no hay elementos que restrinjan la circulación tales como enlaces, entrecruzamientos o semáforos es

$$C = 2000 N(v/c)WT_c$$

en la cual

C = Capacidad (tránsito mixto en vehículos por hora en un sentido).

N = Número de carriles (en un sentido).

v/c = Relación volumen-capacidad (para este caso v/c = 1).

W = Factor de ajuste por ancho de carril y distancia a obstáculos laterales, obtenido de la tabla 8-2.

T_c = Factor de ajuste a la capacidad, por vehículos pesados.

Para tramos largos: úsese la tabla 8-3 en combinación con la 8-6.

Para subtramos específicos: úsese la tabla 8-4 en combinación con la 8-6.

NIVEL DE SERVICIO	CONDICIONES DEL FLUJO DE TRÁNSITO		VOLUMEN DE SERVICIO-CAPACIDAD (v/c) ¹⁰				VOLUMEN DE SERVICIO MÁXIMO BAJO CONDICIONES IDEALES, INCLUYENDO VELOCIDAD DE PROYECTO PONDERADA DE 110 km/h (TOTAL DE VEHÍCULOS LIGEROS POR HORA EN UN SENTIDO)																	
	DESCRIPCIÓN	VELOCIDAD DE OPERACIÓN (km/h)	VALOR LÍMITE PARA VELOCIDAD DE PROYECTO PONDERADA DE 110 km/h			VALOR APROXIMADO PARA CUALQUIER NÚMERO DE CARRILES		4 CARRILES dos para cada sentido	6 CARRILES tres para cada sentido	8 CARRILES cuatro para cada sentido	PARA CADA CARRIL ADICIONAL, 4 CUATRO CARRILES EN UNA DIRECCIÓN													
			4 CARRILES dos para cada sentido	6 CARRILES tres para cada sentido	8 CARRILES cuatro para cada sentido	95 km/h	80 km/h																	
A	FLUJO LIBRE	≥ 95	≥ 0.35	≥ 0.40	≥ 0.43	— ^b	— ^b	1400	2400	3400	1000													
B	FLUJO ESTABLE vel. sup. de 90 km/h	≥ 90	≥ 0.50	≥ 0.58	≥ 0.63	≥ 0.75	— ^b	2000	3500	5000	1500													
FACTOR DE LA HORÁ DE MÁXIMA DEMANDA (FHMD) ¹¹							0.77	0.83	0.91	1.00 ¹²	0.77	0.83	0.91	1.00 ¹²	0.77	0.83	0.91	1.00 ¹²						
C	FLUJO ESTABLE	≥ 80	≥ 0.51 FHMD	≥ 0.60 FHMD	≥ 0.63 FHMD	≥ 0.45 FHMD	— ^b	2300	2500	2750	3000	3300	3700	4000	4350	4800	5100	5500	6000	6600	1400	1500	1650	1800
D	FLUJO ESTABLE AL INESTABLE	≥ 65	≥ 0.50 + FHMD		≥ 0.60 + FHMD		≥ 0.45 + FHMD	2800	3000	3300	3600	4150	4500	4900	5400	5600	6000	6600	7200	1400	1500	1650	1800	
E ¹	FLUJO INESTABLE	50-55 ¹³	≥ 1.00						4000 ¹⁴	6000 ¹⁴	8000 ¹⁴	2000 ¹⁴												
F	FLUJO FORZADO	< 50	NO SIGNIFICATIVO				MUY VARIABLE (desde cero hasta la capacidad)																	

- 01. - La velocidad de operación y la relación v/c son medidas independientes del nivel de servicios ambas (ellas) deben satisfacerse en cualquier determinación del nivel.
- 02. - La velocidad de operación requerida para este nivel no se alcanza aún a bajas volúmenes.
- 03. - El factor de hora de máxima demanda para autopistas es la relación entre el volumen de una hora completa y el valor más alto del flujo que ocurre durante un intervalo de 5 minutos dentro de la hora de máxima demanda.
- 04. - Un factor de hora de máxima demanda de uno o más se alcanza; los valores en la tabla deben considerarse como los valores máximos del flujo medio que probablemente se obtengan durante el intervalo de máxima demanda de 5 minutos dentro de la hora de máxima demanda.
- 05. - Aproximadamente.
- 11. - Capacidad.

TABLA 8-1

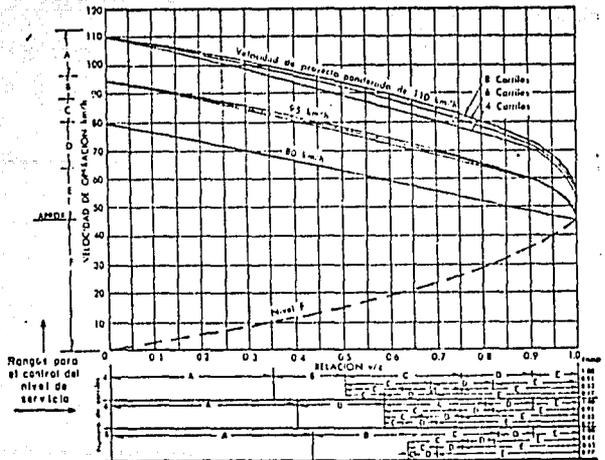


FIGURA VIII.1

Cuando el volumen de autobuses sea importante, el segundo término de la fórmula básica anterior deberá multiplicarse por el factor de autobuses (B_c) obtenido de la tabla 8-6 en combinación con la 8-5.

E) Cálculo del volumen de servicio. El procedimiento es similar al descrito previamente para la capacidad, pero en este caso la relación v/c debe aplicarse para el nivel de servicio deseado y el factor de ajuste para camiones debe ser el correspondiente al nivel de servicio, en lugar del utilizado para la capacidad. Cuando no se dispone del alineamiento ideal, o sea que la velocidad de proyecto es inferior a 110 km/hr, debe usarse la relación v/c indicada en la tabla 8-1 para la velocidad de proyecto ponderada correspondiente, lo cual asegurará un resultado que mantendrá la velocidad de operación, dentro del nivel de servicio considerado, la relación v/c también se puede obtener de la figura VIII.1, entrando con la velocidad de operación correspondiente al nivel de servicio deseado, e intersectando la curva de la velocidad de proyecto ponderada. En los niveles de servicio C y D, la elección de la relación v/c involucra la consideración del factor de la hora de máxima demanda (FHMD) como multiplicador. Este factor es la relación entre el volumen de tránsito en la hora de máxima demanda y la máxima proporción del flujo durante un intervalo de tiempo dentro de esa hora. Este intervalo se considera de cinco minutos para autopistas y el FHMD varía usualmente entre 0.70 y 0.95 para este caso. Se hace notar que cuando el valor de FHMD se acerca a la unidad (valor máximo), el flujo de tránsito tiende a ser uniforme.

Distancia desde la orilla del carril al obstáculo (en m)	Factor de ajuste, W, por ancho de carril y distancia a obstáculos laterales							
	Obstáculos a un lado de un sentido de circulación				Obstáculos a ambos lados de un sentido de circulación			
	Carriles en metros				Carriles en metros			
	3.65	3.35	3.05	2.75	3.65	3.35	3.05	2.75
Carretera dividida de 4 carriles								
1.80	1.00	0.97	0.91	0.81	1.00	0.97	0.91	0.81
1.20	0.99	0.96	0.90	0.80	0.98	0.95	0.89	0.79
0.60	0.97	0.94	0.88	0.79	0.94	0.91	0.86	0.76
0.00	0.90	0.87	0.82	0.73	0.81	0.79	0.74	0.66
Carretera dividida de 6 y 8 carriles								
1.80	1.00	0.96	0.89	0.78	1.00	0.96	0.89	0.78
1.20	0.99	0.95	0.88	0.77	0.98	0.94	0.87	0.77
0.60	0.97	0.93	0.87	0.76	0.96	0.92	0.85	0.75
0.00	0.94	0.91	0.85	0.74	0.91	0.87	0.81	0.70

TABLA 8-2

NIVEL DE SERVICIO		EQUIVALENTE, PARA:		
		TERRENO PLANO	TERRENO EN LOMERIO	TERRENO MONTAÑOSO
A		Muy variable; a este nivel uno ó más camiones tienen prácticamente la misma influencia sobre el volumen de servicio. Para el análisis, úsense las equivalencias indicadas para los niveles B hasta E		
B hasta E	Et Para camiones	2	4	8
	Eb Para autobuses*	1.6	3	5

*- En la mayoría de los análisis no se consideran por separado; aplíquese únicamente cuando el volumen de autobuses sea importante.

TABLA 8-3

$$VS = 2000 N(v/c)WT_L$$

en donde

VS = Volumen de servicio (tránsito mixto en vehículos por hora - en un sentido).

N = Número de carriles (en un sentido).

v/c = Relación volumen-capacidad, obtenida de la tabla 8-1 (o figura VIII.1).

W = Factor de ajuste por ancho de carril y distancia a obstáculos laterales, obtenido de la tabla 8-2.

T_L = Factor de ajuste a un nivel de servicio dado, por vehículos pesados.

Para tramos largos: úsese la tabla 8-3 en combinación con la tabla 8-6.

Para subtramos específicos: úsese la tabla 8-4 en combinación con la tabla 8-6.

Cuando el volumen de autobuses sea importante, el segundo término de la fórmula básica anterior deberá multiplicarse por el factor de autobuses (E_C), obtenido de la tabla 8-6 en combinación con la tabla 8-5.

C) Determinación de niveles de servicio. La determinación del nivel de servicio que proporciona una autopista o vía rápida existente o propuesta, al acomodar un volumen de demanda dado, bajo condiciones de circulación continua, es a menudo el problema que se presenta.

PENDIENTE (%)	LONGITUD DE LA PENDIENTE (KM)	EQUIVALENCIA EN VEHICULOS LIGEROS, E ₁									
		Niveles de servicio entre A y C para:					Niveles de servicio D y E para:				
		3% CAMIONES	5% CAMIONES	10% CAMIONES	15% CAMIONES	20% CAMIONES	3% CAMIONES	5% CAMIONES	10% CAMIONES	15% CAMIONES	20% CAMIONES
0-1	TODAS	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2
2	0.4-0.8	5	4	4	3	3	5	4	4	3	3
	1.2-1.6	7	5	5	4	4	7	5	5	4	4
	2.4-3.2	7	6	6	6	6	7	6	6	6	6
	4.8-6.4	7	7	8	8	8	7	7	8	8	8
3	0.4	10	8	5	4	3	10	8	5	4	3
	0.8	10	8	5	4	4	10	8	5	4	4
	1.2	10	8	6	5	5	10	8	5	4	5
	1.6	10	8	6	5	6	10	6	6	5	6
	2.4	10	9	7	7	7	10	8	7	7	7
	3.2	10	9	8	8	8	10	9	8	8	8
	4.8	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10
	6.4	10	10	11	11	11	10	10	11	11	11
4	0.4	12	9	5	4	3	13	9	5	4	3
	0.8	12	9	5	5	5	13	9	5	5	5
	1.2	12	9	7	7	7	13	9	7	7	7
	1.6	12	10	8	8	8	13	10	9	8	8
	2.4	12	11	10	10	10	13	11	10	10	10
	3.2	12	11	11	11	11	13	12	11	11	11
	4.8	12	12	13	13	13	13	13	14	14	14
	6.4	12	13	15	15	14	13	14	16	16	15
5	0.4	13	10	6	4	3	14	10	6	4	3
	0.8	13	11	7	7	7	14	11	7	7	7
	1.2	13	11	9	8	8	14	11	9	8	8
	1.6	13	12	10	10	10	14	13	10	10	10
	2.4	13	13	12	12	12	14	14	13	13	13
	3.2	13	14	14	14	14	14	15	15	15	15
	4.8	13	15	16	16	15	14	17	17	17	17
	6.4	15	17	19	19	17	16	19	22	21	19
6	0.4	14	10	6	4	3	15	10	6	4	3
	0.8	14	11	8	8	8	15	11	8	8	8
	1.2	14	12	10	10	10	15	12	10	10	10
	1.6	14	13	12	12	11	15	14	13	13	11
	2.4	14	14	14	14	13	15	16	15	15	14
	3.2	14	15	16	16	15	15	18	18	18	16
	4.8	14	16	18	18	17	15	20	20	20	19
	6.4	19	19	20	20	20	20	23	23	23	23

TABLA 8-4

Esto puede hacerse directamente examinando la tabla 8-1, si se conoce la velocidad de operación, el volumen de demanda, el factor de la hora de máxima demanda y la velocidad de proyecto ponderada. El resultado será aproximado si se desprecia la influencia de los vehículos pesados. Sin embargo, un cálculo preciso en el que se consideren los vehículos pesados y las características de la hora de máxima demanda, involucra complicaciones que hacen inevitable una solución por tanteos. Un procedimiento de análisis puede ser el siguiente:

1.- Supóngase un nivel de servicio a criterio, tomando en cuenta las características del camino y del tránsito.

2.- Calcúlese el volumen de servicio correspondiente al nivel de servicio supuesto, siguiendo el procedimiento indicado para el cálculo de volúmenes de servicio.

3.- Compárese el volumen de servicio obtenido con el volumen de demanda del camino. Dos tanteos como máximo, permitirán conocer en que rango de volúmenes de servicio cae el volumen de demanda y por consiguiente, conocer el nivel de servicio buscado.

Ejemplo 8.1

A) Datos:

Autopista de 8 carriles, 4 en cada sentido.

Carriles de 3.65 m, acotamientos de 1.80 m o más y distancia libre lateral a la barrera central de 0.60 m.

Terreno en lomerío.

Camiones 6 %; autobuses despreciable.

Los alineamientos horizontal y vertical restringen la velocidad de proyecto ponderada de 80 km/hr.

Factor de la hora de máxima demanda = 0.91.

B) Determinése:

1.- Volúmenes de servicio para los niveles de servicio B y D.

2.- Volúmenes de servicio para los niveles B y D para las condiciones dadas, si los alineamientos permiten una velocidad de proyecto ponderada de 95 km/hr.

C) Solución:

1.- Volúmenes de servicio para los niveles B y D (velocidad de proyecto ponderada de 80 km/hr).

a) En la tabla 8-1 se observa que el nivel de servicio B no puede alcanzarse, debido a que la velocidad de proyecto ponderada de 80 km/hr no permite alcanzar la velocidad de operación de 90 km/hr, correspondiente al nivel de servicio B.

b) Volumen de servicio para el nivel D.

$$VS_D = 2000 N(v/c)WT_L$$

$$N = 4 \text{ carriles.}$$

$$v/c = 0.45 \times \text{FHMD (tabla 8-1)}.$$

$W = 0.98$ (de la tabla 8-2 se encontró un valor de 0.97 considerando un obstáculo a 0.60 m a un lado de un sentido de circulación. Como el obstáculo es continuo a todo lo largo del camino, este valor se incrementó a 0.98).

$$T_L = 0.85 \text{ (tabla 8-3 en combinación con la tabla 8-6).}$$

Substituyendo:

$$VS_D = 2000 \times 4 \times (0.45 \times 0.91) \times 0.98 \times 0.85$$

$$VS_D = 2729 \text{ vph}$$

2.- Volumen de servicio para los niveles B y D (velocidad de proyecto ponderada de 95 km/hr).

a) Volumen de servicio para el nivel B.

$$VS_B = 2000 N(v/c)WT_L$$

N, W, T_L son los mismos valores (solución 1b).

$$v/c = 0.25 \text{ (de la tabla 8-1).}$$

Substituyendo:

$$VS_B = 2000 \times 4 \times 0.25 \times 0.98 \times 0.85$$

$$VS_B = 1666 \text{ vph}$$

b) Volumen de servicio para el nivel D.

$$VS_D = 2000 N(v/c)WT_L$$

N, W, T_L son los mismos valores anteriores.

$v/c = 0.80$ FHMD (de la tabla 8-1).

Substituyendo:

$$VS_D = 2000 \times 4 \times (0.80 \times 0.91) \times 0.98 \times 0.85$$

$$VS_D = 4851 \text{ vph}$$

VIII.3.2 CARRETERAS DE CARRILES MULTIPLES.

Los procedimientos generales tratados en el inciso VIII.3.1 correspondientes a autopistas, son igualmente aplicables a la mayoría de los caminos. De manera similar, el procedimiento consiste en determinar las capacidades, volúmenes de servicio y niveles de servicio, de subtramos específicos, analizando después tramos de mayor longitud, formados por la combinación de varios subtramos.

Como en el caso de autopistas, la velocidad de operación y la relación volumen de demanda o de servicio-capacidad (relación v/c) son las medidas básicas utilizadas para identificar los niveles de servicio, en caminos de carriles múltiples. En la tabla 8-7 se indican estos valores, en tanto que en la figura VIII.2 se muestran gráficamente estas mismas relaciones. Esta figura es de gran utilidad en problemas donde se requiere interpolación o cuando es necesario un análisis visual rápido, o una verificación de resultados.

Los procedimientos para la determinación de la capacidad, el volumen de servicio y el nivel de servicio, son idénticos a los utilizados en autopistas.

NIVEL DE SERVICIO	CONDICIONES DEL FLUJO DE TRANSITO		VOLUMEN DE SERVICIO-CAPACIDAD (v/c)			VOLUMEN DE SERVICIO MÁXIMO BAJO CONDICIONES IDEALES, INCLUYENDO VELOCIDAD DE PROYECTO PONDERADA DE 110 km/h (Total de vehículos ligeros por hora, en un sentido)		
	DESCRIPCIÓN	VELOCIDAD DE OPERACIÓN ^a (km/h)	VALOR LÍMITE PARA VELOCIDAD DE PROYECTO PONDERADA DE 110 km/h	VALOR APROXIMADO PARA UNA VELOCIDAD DE PROYECTO PONDERADA DE:		CARRETERA DE 4 CARRILES (2 CARRILES POR SENTIDO)	CARRETERA DE 6 CARRILES (3 CARRILES POR SENTIDO)	CADA CARRIL ADICIONAL
				95 km/h	80 km/h			
A	FLUJO LIBRE	≥ 95	≥ 0.30	— b	— b	1200	1800	600
B	FLUJO ESTABLE (Velocidad superior del rango)	≥ 90	≥ 0.50	≤ 0.20	— b	2000	3000	1000
C	FLUJO ESTABLE	≥ 70	≥ 0.75	≤ 0.50	≥ 0.25	3000	4500	1500
D	APROXIMÁNDOSE AL FLUJO INESTABLE	≥ 55	≥ 0.90	≤ 0.85	≥ 0.70	3600	5400	1800
E ^c	FLUJO INESTABLE	50 ^d	≥ 1.00			4000	6000	2000
F	FLUJO FORZADO	< 50 ^d	NO SIGNIFICATIVO ^e			MUY VARIABLE (Desde cero hasta la capacidad)		

- a.- La velocidad de operación y la relación v/c son medidas independientes del nivel de servicio; ambos límites deben satisfacerse en cualquier de terminación del nivel.
b.- La velocidad de operación requerida para este nivel no se alcanza aún a bajos volúmenes.
c.- Capacidad.
d.- Aproximadamente.
e.- La relación volumen de demanda-capacidad puede exceder el valor de 1.00 indicando que hay sobrecarga.

TABLA 8-7

DISTANCIA DESDE LA ORILLA DEL CARRIL AL OBSTACULO (m)	FACTOR DE AJUSTE ^a W POR ANCHO DE CARRIL Y DISTANCIA A OBSTACULOS LATERALES							
	Obstáculos en el lado derecho (Considerando que circulan en sentido contrario del lado izquierdo)				Obstáculos a ambos lados de un sentido de circulación			
	CARRILES EN METROS				CARRILES EN METROS			
	3.65	3.35	3.05	2.75	3.65	3.35	3.05	2.75
Carretera no dividida de 4 carriles								
1.80	1.00	0.95	0.89	0.77	N.A.	N.A.	N.A.	N.A.
1.20	0.98	0.94	0.88	0.75	N.A.	N.A.	N.A.	N.A.
0.60	0.95	0.92	0.86	0.75	0.94	0.91	0.86	N.A.
0.00	0.88	0.85	0.80	0.70	0.81	0.79	0.74	0.66
Carretera no dividida de 6 y 8 carriles								
1.80	1.00	0.95	0.89	0.77	N.A.	N.A.	N.A.	N.A.
1.20	0.99	0.94	0.88	0.76	N.A.	N.A.	N.A.	N.A.
0.60	0.97	0.93	0.86	0.75	0.96	0.92	0.85	N.A.
0.00	0.94	0.90	0.83	0.72	0.91	0.87	0.81	0.70

- a.- Los mismos valores de ajuste para la capacidad y niveles de servicio.
b.- Su uso es apropiado sólo cuando el camino no dividido este separado temporalmente en dos calzadas, por obstáculos tales como barreras, centrales, elementos estructurales de pasos a desnivel, más cercanos de lo que estaría el tránsito opuesto.
c.- N.A.: no aplicable; úsese el ajuste para obstáculos en el lado derecho

TABLA 8-8

A) Cálculo de la capacidad bajo condiciones prevalecientes. El cálculo se hace empleando la fórmula básica para circulación continua.

$$C = 2000 N(v/c)WT_c$$

en donde

C = Capacidad (tránsito mixto en vehículos por hora en un sentido).

N = Número de carriles (en un sentido).

v/c = Relación volumen-capacidad (para este caso v/c = 1).

W = Factor de ajuste por ancho de carril y distancia a obstáculos laterales, obtenidos en la tabla 8-8.

T_c = Factor de ajuste a la capacidad, por vehículos pesados.

Para tramos largos: úsese la tabla 8-5 en combinación con la tabla 8-6.

Para subtramos específicos: úsese la tabla 8-4 en combinación con la tabla 8-6.

Cuando el volumen de autobuses sea importante, el segundo término de la fórmula básica anterior deberá multiplicarse por el factor de autobuses B_c obtenido de la tabla 8-6 en combinación con la tabla 8-5.

B) Determinación de niveles de servicio. Los mismos pasos sugeridos para la determinación del nivel de servicio en autopistas indican

dos en el inciso VIII.3.1, pueden seguirse en el caso de carreteras--
de carriles múltiples.

Ejemplo 8.2

A) Datos:

Carreteras de 4 carriles, 2 en cada sentido.

Carriles de 3.65 m

Arboles a una distancia de 1.20 m de la orilla de la calzada.

Pendiente longitudinal del 3 % en 1.6 km.

Camiones 7 %; autobuses, despreciable.

Alineamiento para una velocidad de proyecto ponderada de 95 km/hr

Volumen de demanda 540 vph

B) Determinése:

1.-- El nivel de servicio para el volumen de demanda indicado en -
los datos.

2.-- El volumen de servicio correspondiente al nivel de servicio -
E (capacidad).

C) Solución:

1.-- Se supone como primer tanteo, un nivel de servicio C.

$$VS_C = 2000 N(v/c)WT_L$$

NIVEL DE SERVICIO	CONDICIONES DEL FLUJO DE TRANSITO		DISTANCIA DE VISIBILIDAD DE REBASE >500mts (%)	VOLUMEN DE SERVICIO - CAPACIDAD					VOLUMEN DE SERVICIO MÁXIMO A LAS CONDICIONES IDEALES. VOLUMEN DE VELOCIDAD DE PROYECCION. PASO DE 100 m. A 100mts de vehículos ligeros por hora en ambas direcciones
	DESCRIPCION	VELOCIDAD DE OPERACION (Km/h)		VALOR LIMITE PARA VELOCIDAD DE PROYECTO POR CARRIL DE 110 Km/h	95 Km/h	80 Km/h	70 Km/h	65 Km/h	
A	FLUJO LIBRE	V 95	∞	∞	∞	∞	∞	∞	400
			100	0.20	∞	∞	∞	∞	
			80	0.18	∞	∞	∞	∞	
			60	0.15	∞	∞	∞	∞	
			40	0.12	∞	∞	∞	∞	
			20	0.08	∞	∞	∞	∞	
B	FLUJO ESTABLE (Velocidad superior del rango)	V 80	∞	∞	∞	∞	∞	∞	900
			100	0.45	0.40	∞	∞	∞	
			80	0.42	0.35	∞	∞	∞	
			60	0.38	0.30	∞	∞	∞	
			40	0.34	0.24	∞	∞	∞	
			20	0.30	0.18	∞	∞	∞	
C	FLUJO ESTABLE	V 65	∞	∞	∞	∞	∞	∞	1400
			100	0.70	0.65	0.56	0.51	∞	
			80	0.68	0.61	0.53	0.46	∞	
			60	0.65	0.56	0.47	0.41	∞	
			40	0.62	0.51	0.38	0.32	∞	
			20	0.59	0.45	0.28	0.22	∞	
D	FLUJO PROXIMO A L INESTABLE	V 55	∞	∞	∞	∞	∞	∞	1700
			100	0.85	0.83	0.74	0.67	0.58	
			80	0.84	0.81	0.72	0.62	0.55	
			60	0.83	0.79	0.69	0.57	0.51	
			40	0.82	0.76	0.66	0.52	0.45	
			20	0.81	0.71	0.61	0.44	0.35	
E ^c	FLUJO INESTABLE	50 ^a	NO ES APLICABLE ^f	≥ 1.00					2000
	FLUJO FORZADO	< 50 ^a	NO ES APLICABLE ^f	NO SIGNIFICATIVO ^f					

- O - La velocidad de operación y la relación v/c son medidas independientes del nivel de servicio; ambos límites deben satisfacerse en cualquier determinación del nivel.
- D - Cuando el espacio esté en blanco, la velocidad de operación requerida para este nivel es inalcanzable aún a velocidades más bajas.
- C - Capacidad.
- d - Aproximadamente.
- g - No hay rebasa.
- f - La relación volumen de demanda-capacidad puede exceder el valor de 1.00 indicando que hay sobrecarga.

TABLA 8-9

$$N = 2 \text{ carriles}$$

$$v/c = 0.50 \text{ (de la tabla 8-7)}$$

$$W = 0.98 \text{ (de la tabla 8-8)}$$

$$T_L = 0.70 \text{ (de la tabla 8-6)}$$

$$E_T = 7 \text{ (de la tabla 8-4)}$$

Substituyendo:

$$VS_C = 2000 \times 2 \times 0.50 \times 0.98 \times 0.70$$

$$VS_C = 1372 \text{ vph}$$

Comparando con el volumen de demanda:

$$540 \text{ vph} < 1372 \text{ (} VS_C \text{)}$$

Como la diferencia entre el volumen de servicio para el nivel C - y el volumen de demanda, es grande, se supone para un segundo tanteo un nivel de servicio B.

$$VS_B = 2000 N(v/c)WT_L$$

N, W, T_L son los mismos valores que para el nivel C.

$$v/c = 0.20 \text{ (de la tabla 8-7)}$$

Substituyendo:

$$VS_B = 2000 \times 2 \times 0.20 \times 0.98 \times 0.70$$

$$VS_B = 549 \text{ vph}$$

Comparando el volumen de demanda:

540 vph \pm 549 vph

Conclusión:

El camino opera al nivel de servicio B.

2.- Volumen de servicio E (capacidad).

$$VS_E = 2000 N(v/c)WT_c$$

N Y W son los mismos valores que para la primera parte del problema; T_c es igual a T_L

$v/c = 1.0$ al nivel de servicio E (capacidad).

Substituyendo:

$$VS_E = 2000 \times 2 \times 1.0 \times 0.98 \times 0.70$$

$$VS_E = 2744 \text{ vph}$$

VIII.3.3 CAMINOS DE DOS CARRILES.

En caminos de dos carriles, la relación volumen de servicio de demanda-capacidad permanece como medida básica, la cual se relaciona con la velocidad de operación y el nivel de servicio correspondiente. Debido a la influencia del porcentaje de distancia de visibilidad para rebase disponible, y al amplio rango de posibles velocidades de proyecto, la tabla 8-8 es más compleja que las tablas utilizadas para autopistas y caminos de carriles múltiples. En este caso, la representación gráfica es muy útil; sin embargo, no es posible usar una sola gráfica para los cálculos, siendo necesario una serie de gráficas, en las que se combinan la relación volumen de servicio o de

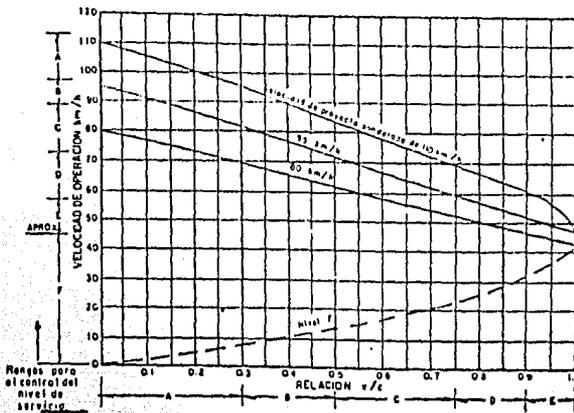


FIGURA VIII.2

DISTANCIA DESDE LA ORILLA DEL CARRIL AL OBSTACULO (m)	FACTORES DE AJUSTE ^a W_L Y W_C POR ANCHO DE CARRIL Y DISTANCIA A OBSTACULOS LATERALES															
	OBSTACULO EN UN SOLO LADO ^b								OBSTACULO EN AMBOS LADOS ^b							
	CARRILES EN METROS															
	3.65		3.35		3.05		2.75		3.65		3.35		3.05		2.75	
	NIVEL		NIVEL		NIVEL		NIVEL		NIVEL		NIVEL		NIVEL		NIVEL	
B	E ^c	B	E ^c	B	E ^c	B	E ^c	B	E ^c	B	E ^c	B	E ^c	B	E ^c	
1.80	1.00	1.00	0.86	0.88	0.77	0.81	0.70	0.76	1.00	1.00	0.86	0.88	0.77	0.81	0.70	0.76
1.20	0.96	0.97	0.83	0.85	0.74	0.79	0.68	0.74	0.92	0.94	0.79	0.83	0.71	0.75	0.65	0.71
0.60	0.91	0.93	0.78	0.81	0.70	0.75	0.64	0.70	0.81	0.85	0.70	0.75	0.63	0.69	0.57	0.65
0.00	0.85	0.88	0.73	0.77	0.66	0.71	0.60	0.66	0.70	0.76	0.60	0.67	0.54	0.62	0.49	0.58

a- Factores de ajuste, W_C para el nivel "E" (Capacidad) y W_L para nivel "B"; interpolador para otros niveles.

b- Incluye el efecto del tránsito en sentido contrario

c- Capacidad

TABLA 8-10

manda capacidad con la velocidad de operación para las diferentes -
velocidades de proyecto ponderadas; estas gráficas se muestran en -
las figuras VIII.3 a VIII.6.

Cada una de las gráficas representa una velocidad de proyecto -
incluyendo, además, un amplio rango de porcentajes de la distancia-
de visibilidad para rebase disponible. Por consiguiente, la veloci-
dad de proyecto ponderada es el control que se usa para elegir la -
gráfica apropiada, en un problema específico.

En la figura VIII.3 se muestran los valores básicos de la rela-
ción v/c y de las velocidades de operación que establecen los lími-
tes de los diferentes niveles de servicio; esta gráfica incluye la
curva para condiciones ideales. En el resto de las gráficas, sola-
mente se muestran los valores de la velocidad de operación, ya que
este es el control utilizado. Debe notarse que el valor que se mues-
tra para el límite aproximado del nivel de servicio E, varía de grá-
fica a gráfica pudiendo ser más o menos 40 km/hr, bajo las peores -
condiciones de alineamiento.

Los procedimientos para determinar la capacidad y los niveles--
de servicio, son similares en concepto, a los utilizados para cami-
nos de carriles múltiples. Sin embargo, son un poco más complejos -
los que involucran el análisis de los niveles de servicio, debido -
a la influencia de visibilidad de rebase disponible y a la mayor --
probabilidad de tener alineamientos restringidos. Igualmente, exis-
te más variación entre los factores de ajuste para la capacidad y -
para los niveles de servicio.

EQUIVALENTE	NIVEL DE SERVICIO	EQUIVALENTE, PARA:		
		TERRENO PLANO	TERRENO EN LOMERIO	TERRENO MONTAÑOSO
E _T PARA CAMIONES	A	3	4	7
	B y C	2.5	5	10
	D y E	2	5	12
E _B PARA AUTOBUSES ^a	Todos los Niveles	2	4	6

a.-Hacer consideraciones por separado no es requisito en la mayoría de los problemas; aplíquese únicamente cuando el volumen de autobuses sea significativo.

TABLA 8-11

PENDIENTE ^a (%)	EQUIVALENCIA EN VEHICULOS LIGEROS, ^b E _B		
	Niveles de servicio A y B	Nivel de servicio C	Niveles de servicio D y E (capacidad)
0-4	2	2	2
5 ^c	4	3	2
6 ^c	7	6	4
7 ^c	12	12	10

a.- Todos los longitudes

b.- Para todos los porcentajes de autobuses

c.- Solo cuando la longitud de los pendientes, sea mayor de 800 m

TABLA 8-13

Los procedimientos son los siguientes.

A) Cálculo de la capacidad bajo condiciones prevalecientes.

$$C = 2000 N(v/c)W_c T_c$$

en donde

C = Capacidad (tránsito mixto en vehículos por hora, en ambos sentidos).

N = Número de carriles (en este caso $N = 1$, debido a que la capacidad bajo condiciones ideales es de 2000 vph en ambos sentidos).

v/c = Relación volumen-capacidad (para este caso $v/c = 1$).

W_c = Factor de ajuste a la capacidad, por ancho de carril y distancia a obstáculos laterales, de la tabla 8-10.

T_c = Factor de ajuste a la capacidad, por vehículos pesados.

Para tramos largos: úsese la tabla 8-11 en combinación con la 8-6.

Para subtramos específicos: úsese la tabla 8-12 en combinación con la tabla 8-6.

Cuando el volumen de autobuses sea importante, el segundo término de la fórmula básica anterior deberá multiplicarse por el factor de autobuses (B_c) obtenido de la tabla 8-6 en combinación con la tabla 8-13.

B) Cálculo del volumen de servicio. El procedimiento es similar-

PENDIENTE (%)	LONGITUD DE LA PENDIENTE (KM)	VEHICULOS LIGEROS EQUIVALENTES (Para todos los Porcentajes de Camiones)								
		PESO POTENCIA + 90 kg/HP			PESO POTENCIA + 120 kg/HP			PESO POTENCIA + 150 kg/HP		
		NIVEL DE SERVICIO A+B	NIVEL DE SERVICIO C	NIVEL DE SERVICIO D+E	NIVEL DE SERVICIO A+B	NIVEL DE SERVICIO C	NIVEL DE SERVICIO D+E	NIVEL DE SERVICIO A+B	NIVEL DE SERVICIO C	NIVEL DE SERVICIO D+E
0 - 1	TODOS	2	2	2	2	2	2	2	2	2
1 - 2	TODOS	2	2	2	2	2	2	2	2	2
2	0.400							6	4	2
	0.800							6	5	2
	1.200							8	7	2
	1.600							8	8	4
	2.400							9	9	6
	3.200							10	10	7
	4.000							11	11	8
3	0.400	4	2	2	5	4	2	7	7	2
	0.800	4	2	2	6	5	2	11	11	6
	1.200	4	2	2	7	6	2	14	14	13
	1.600	5	3	2	8	7	3	16	16	15
	2.400	5	3	2	9	8	4	17	21	21
	3.200	5	3	2	10	9	5	18	22	22
	4.000	5	3	2	10	9	5	19	23	24
4	0.400	6	4	2	7	6	2	11	11	6
	0.800	7	6	2	10	10	7	16	22	22
	1.200	7	7	2	12	12	10	22	28	27
	1.600	7	7	2	13	13	10	24	31	34
	2.400	8	8	3	14	14	14	25	34	37
	3.200	8	8	4	15	15	15	26	37	39
	4.000	8	8	5	16	16	16	27	38	40
5	0.400	8	8	5	16	16	16	27	36	40
	0.800	7	7	7	10	10	7	16	19	19
	1.200	10	10	7	15	17	17	20	25	29
	1.600	11	11	9	17	20	20	20	41	42
	2.400	12	12	10	18	23	23	22	45	48
	3.200	13	13	11	19	25	25	24	47	54
	4.000	14	14	12	20	26	26	26	49	55
6	0.400	14	14	12	20	26	27	35	49	55
	0.800	10	10	7	15	17	16	24	31	34
	1.200	14	14	13	21	27	27	34	47	54
	1.600	15	16	15	23	30	32	33	54	64
	2.400	16	17	17	24	32	34	41	59	67
	3.200	17	18	18	25	34	36	44	63	72
	4.000	18	19	19	26	35	37	45	64	73
7	0.400	18	20	21	26	35	38	46	62	74
	0.800	18	21	22	26	35	38	46	62	74
	1.200	14	14	14	20	25	27	31	44	49
	1.600	18	23	23	27	34	42	44	61	74
	2.400	19	25	26	29	40	45	47	65	79
	3.200	20	26	27	30	47	47	49	68	83
	4.000	21	27	28	31	43	41	51	70	86
8	0.400	22	28	29	32	44	49	51	71	87
	0.800	22	28	30	32	45	50	52	72	88
	1.200	24	32	34	35	49	55	57	77	97
	1.600	25	33	35	36	50	57	59	80	100
	2.400	25	34	36	37	51	59	61	84	104
	3.200	26	35	37	38	52	59	61	84	105
	4.000	26	35	38	39	52	60	62	85	106
8	0.400	26	35	38	39	52	60	62	85	106
	0.800	26	35	38	39	52	60	62	85	106
	1.200	24	32	34	35	49	55	57	77	97
	1.600	25	33	35	36	50	57	59	80	100
	2.400	25	34	36	37	51	59	61	84	104
	3.200	26	35	37	38	52	59	61	84	105
	4.000	26	35	38	39	52	60	62	85	106

TABLA 8-12

al empleado para autopistas y caminos de carriles múltiples, excepto que en este caso interviene el porcentaje de distancia de visibilidad de rebase disponible.

$$VS = 2000 N(v/c)W_L T_L$$

en donde

VS = Volumen de servicio (tránsito mixto en vehículos por hora, en ambos sentidos).

N = Número de carriles (en este caso $N = 1$, debido a que la capacidad bajo condiciones ideales es de 2000 vph en ambos sentidos).

v/c = Relación de volumen-capacidad (obtenida de la tabla 8-9 o figura VIII.3 a VIII.6).

W_L = Factor de ajuste a un nivel de servicio dado, por ancho de carril y distancia a obstáculos laterales, obtenido de la tabla 8-10.

T_L = Factor de ajuste a un nivel de servicio dado, por vehículos pesados.

Para tramos largos: úsese la tabla 8-11 en combinación con la tabla 8-6.

Para subtramos específicos: úsese la tabla 8-12 en combinación con la tabla 8-6.

Cuando el volumen de autobuses sea importante, el segundo término de la fórmula básica anterior deberá multiplicarse por el factor de autobuses (B_L), obtenido de la tabla 8-6-

en combinación con la tabla 8-13.

C) Determinación de niveles de servicio. Se sugiere la misma secuencia que para caminos de carriles múltiples y autopistas.

Ejemplo 8.3

A) Datos:

Carretera de dos carriles en dos sentidos.

Ancho de calzada = 6.10 m.

Acotamiento de 0.60 m en ambos lados.

Terreno en lomerío.

Velocidad de proyecto ponderada, 80 km/hr.

Distancia de visibilidad de rebase disponible mayor de 500 m, ---
40 %.

Camiones, 20 %.

Autobuses, despreciable.

Volumen de demanda actual, 250 vph.

Volumen de demanda dentro de 20 años = 750 vph.

B) Determiníse:

1.- A que nivel de servicio opera actualmente.

2.- A que nivel de servicio operará dentro de 20 años.

3.- A que nivel de servicio operará dentro de 20 años si se hacen las siguientes mejoras al camino.

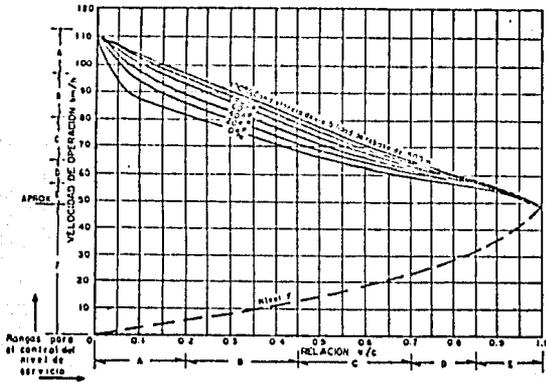


FIGURA VIII.3

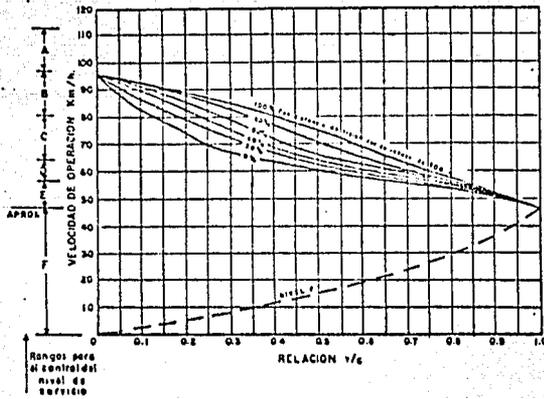


FIGURA VIII.4

a) 7.30 m de calzada.

b) 3.0 m de acotamientos.

c) 80 % de distancia de visibilidad de rebase disponible.

4.- Cual será el volumen de servicio proporcionado por el camino, mejorado al nivel de servicio E (capacidad).

C) Solución:

1.- Se supone como primer tanteo un nivel de servicio C.

$$VS_C = 2000 N(v/c)W_L T_L$$

$$N = 1$$

$$v/c = 0.38 \text{ (de la tabla 8-9)}$$

$$W_L = 0.65 \text{ (de la tabla 8-10)}$$

$$T_L = 0.56 \text{ (de la tabla 8-6 en combinación con la tabla 8-11)}$$

Substituyendo:

$$VS_C = 2000 \times 1.0 \times 0.38 \times 0.65 \times 0.56$$

$$VS_C = 276 \text{ vph}$$

Comparando con el volumen de demanda actual:

$$250 \text{ vph} \approx 276 \text{ vph (} VS_C \text{)}$$

Conclusión:

La suposición es correcta y el camino opera a un nivel de servicio C.

2.- Se supone como primer tanteo un nivel de servicio D.

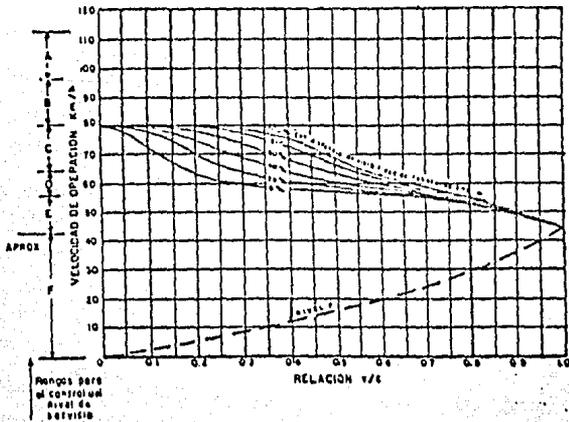


FIGURA VIII.5

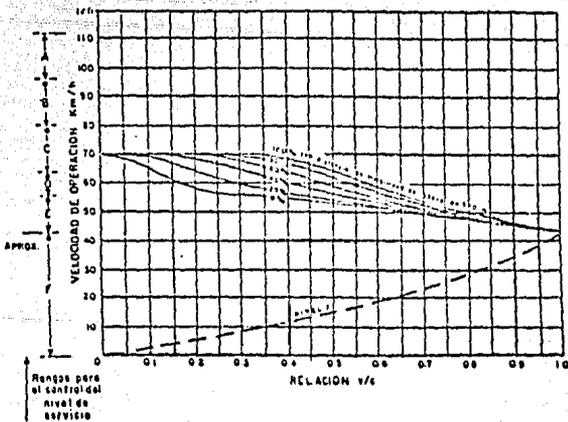


FIGURA VIII.6

$$VS_D = 2000 N(v/c)W_L T_L$$

$$N = 1$$

$$v/c = 0.66 \text{ (de la tabla 8-9)}$$

$$W_L = 0.67 \text{ (de la tabla 8-10)}$$

$$T_L = 0.56 \text{ (de la tabla 8-6 en combinación con la tabla 8-11)}$$

Substituyendo:

$$VS_D = 2000 \times 1.0 \times 0.66 \times 0.67 \times 0.56$$

$$VS_D = 493 \text{ vph}$$

Comparando con el volumen de demanda dentro de 20 años

$$750 \text{ vph} > 493 \text{ vph (VS}_D)$$

Conclusión:

Dentro de 20 años, el volumen de demanda sobrepasará al volumen de servicio correspondiente al nivel D y, por lo tanto, el camino operará a la capacidad o al nivel de servicio F.

3.- Se supone como primer tanteo un nivel de servicio C.

$$VS_C = 2000 N(v/c)W_L T_L$$

$$N = 1$$

$$v/c = 0.53 \text{ (de la tabla 8-9)}$$

$$W_L = 1.0 \text{ (de la tabla 8-10)}$$

$$T_L = 0.56 \text{ (de la tabla 8-6 en combinación con la tabla 8-11)}$$

Substituyendo:

$$VS_C = 2000 \times 1.0 \times 0.53 \times 1.0 \times 0.56$$

$$VS_C = 594 \text{ vph}$$

Comparando con el volumen de demanda dentro de 20 años

$$750 \text{ vph} > 594 \text{ vph (VS}_C)$$

Conclusión:

La suposición es incorrecta, por lo que hay que hacer un nuevo tanteo.

Se supone un nivel de servicio D.

$$VS_D = 2000 N(v/c)W_L T_L$$

$$N = 1$$

$$v/c = 0.72 \text{ (de la tabla 8-9)}$$

W_L y T_L son los mismos valores que para el nivel de servicio C

Substituyendo:

$$VS_D = 2000 \times 1.0 \times 0.72 \times 1.0 \times 0.56$$

$$VS_D = 806 \text{ vph}$$

Comparando con el volumen de demanda dentro de 20 años

$$750 \text{ vph} \approx 806 \text{ vph (VS}_D)$$

Conclusión:

El camino mejorado operará a un nivel de servicio C dentro de -

20 años.

4.- Capacidad de la carretera mejorada

$$C = 2000 N(v/c)W_c T_c$$

$$N = 1$$

$$v/c = 1.0$$

$$W_c = 1.0 \text{ (de la tabla 8-10)}$$

$$T_c = 0.56 \text{ (de la tabla 8-6 en combinación con la tabla 8-11)}$$

Substituyendo:

$$C = 2000 \times 1.0 \times 1.0 \times 0.56$$

$$C = 1120 \text{ vph}$$

C A P I T U L O I X

C O N C L U S I O N E S

Después de haber estudiado los métodos de la AASHTO y del Instituto, para el cálculo de los factores de daño utilizados para estudiar el tránsito en el proyecto de pavimentos flexibles, se llega a las siguientes conclusiones:

- 1.- El método del Instituto da factores de daño mayores que el de la AASHTO.
- 2.- El método del Instituto es muy teórico, lo que hace que este se salga de la realidad y su aplicación carezca de sentido práctico. Lo contrario sucede con el método de la AASHTO el que si está basado en experiencias reales como lo es el tramo de prueba realizado por la misma AASHTO.
- 3.- El estudiar los factores de daño a diferentes profundidades carece de sentido práctico. Esto ocurre en el método del Instituto.
- 4.- La hipótesis que relaciona el número de repeticiones de carga estándar, ΣL , con la aplicación de una rueda cuya presión de contacto es Δq_g , propuesta por el Instituto, no es lógica, puesto que como ya se vió, el daño producido por dos ruedas, con misma presión de contacto pero de carga diferente, no es el mismo, más sin embargo, la hipótesis dice lo contrario.
- 5.- Los esfuerzos producidos por un arreglo dual y una rueda --

simple, con misma carga y presión de inflado en ambos casos, no son iguales. El método del Instituto los considera iguales.

- 6.- La interacción de los esfuerzos producidos por las ruedas de un arreglo de ejes en tándem o triple, sucede a profundidades cercanas a los 60 cm, por lo que, se puede considerar que para profundidades menores que ésta, cada eje del arreglo actúa en forma independiente. El método del Instituto considera que la interacción de los esfuerzos sucede a los 30 cm de profundidad, consideración no congruente con lo mencionado.

Por lo que respecta a la capacidad de tránsito en un camino, es importante su determinación, pues, por un lado se evita el construir pavimentos sobrediseñados, y por otro, se puede predecir la fecha probable en que el camino alcanzará su saturación y resulte insuficiente para cumplir con el nivel de servicio para el que fué proyectado, y sea necesario una reconstrucción del mismo.

COMPARACION DE LA VARIABILIDAD EN LAS PRUEBAS DE VRS DE ESPECIMENES ESTÁTICA Y DINÁMICAMENTE COMPACTADOS.

Desde un punto de vista práctico, el diseño de pavimentos involucra la selección de un valor específico para cada uno de los factores específicos que intervienen en el criterio del proyecto ta como son:

- a) Relación esfuerzo-deformación de los materiales
- b) Análisis de carga y tránsito
- c) Factores de clima
- d) Propiedades de los materiales de terracerías, sub-bases, bases y carpetas

Sin embargo, los parámetros de entrada no son valores únicos o constantes. Cada factor analizado depende algo del azar en su medida. No es irreal, en ninguna situación de diseño, encontrar en las terracerías valores de soporte para los suelos que varían en un rango amplio. El reconocimiento reciente de estas propiedades azarosas en los factores de diseño y de materiales ha tenido como consecuencia el uso cada vez mayor de conceptos estadísticos dentro del campo de la tecnología de pavimentos.

En general, existen tres áreas principales donde los conceptos estadísticos tienen una mayor aplicación para el ingeniero. Estas áreas son:

- a) Muestreo de materiales y programa de pruebas
- b) Fase de diseño y evaluación del sistema de pavimento
- c) Normas de calidad y aceptación en las obras

APLICACION A MUESTREO Y PRUEBAS.

Uno de los principios más importantes que deberán ser entendidos en la aplicación de los conceptos estadísticos en el análisis de pavimentos, es el hecho de que cuando se lleva a cabo cualquier muestreo o pruebas, es imperativo que se utilice el método aleatorio de selección, esto es, cada una de las unidades debe tener la misma posibilidad de ser tomada en cuenta. Uno de los métodos recomendados, para que esto suceda, es a través de una tabla de números aleatorios.

En los programas de muestreo y pruebas, frecuentemente se quiere conocer la confianza que se pueda tener de que un valor medio esté dentro de los límites especificados, cuando se usa un cierto número de pruebas, o cuantas de esas pruebas, serán necesarias para que nuestro resultado esté dentro de un cierto límite de la media, para tener un cierto grado de confianza. Estas cuestiones son mejor evaluadas a través de conceptos de estimación estadística o niveles de confianza.

Otro de los problemas en la estimación de intervalos de confianza, es la comparación de algunos tipos de procedimientos o equipo, midiendo el mismo factor. Para este tipo de problema, la cuestión básica es cuantas pruebas deben realizarse con un procedimiento o pieza de equipo en particular, para obtener la misma exactitud obtenida con otro procedimiento o pieza de equipo. El factor de variancia que es de interés, es el atribuido al σ_{st}^2 de muestreo y prueba.

Ejemplo ilustrativo. Control de compactación.

La variancia de muestreo y prueba para el procedimiento de medición de volumen en compactación de cono y arena es $\sigma_{st}^2 = 3.46$ y

para el medidor nuclear portátil el σ_{st}^2 comparable es 2.25.

¿ Cuantas pruebas de cono son necesarias para tener la misma precisión que el de una prueba del medidor nuclear portátil ?

Solución:

$$n(\text{cono y arena}) = \frac{\sigma_{st}^2 (\text{cono y arena})}{\sigma_{st}^2 (\text{nuclear})}$$

$$n = \frac{3.46}{2.25} = 1.54$$

Por lo tanto, aproximadamente 2 pruebas con el aparato nuclear son equivalentes a 3 pruebas de cono y arena.

X.1 OBJETO Y DESARROLLO DEL ESTUDIO.

El presente estudio fué realizado por el autor de esta tesis, con el fin de establecer una comparación de la variabilidad de los resultados que se obtienen de la prueba del Valor Relativo de Soporte cuando se utilizan especímenes de prueba compactados dinámicamente, con la variabilidad de los resultados obtenidos a partir de especímenes compactados en forma estática. En él se analizaron tres muestras de material fino, procedentes de diferentes bancos de la región. De cada una de estas muestras se estudiaron 30 especímenes de prueba; 15 compactados en forma dinámica y 15 de forma estática, todos bajo las mismas condiciones de peso volumétrico y humedad, lo que hace un total de 90 especímenes de prueba. Como molde de compactación se utilizó un cilindro de 15.24 cm de diámetro interior y 22.86 cm de altura incluyendo el collarín (cilindro Porter). Como humedad de prueba se tomó a la óptima de la prueba Proctor SAHOP correspondiente a cada una de las muestras. Finalmente a cada uno de estos especímenes se le realizó la prueba del Valor Relativo de Soporte. Este-

estudio se llevó a cabo en la Unidad de Laboratorios del Centro - SAHOP No. 17, ubicado en la ciudad de Tepic, Nayarit. A continuación se menciona con más detalle el procedimiento que se siguió - así como los resultados que se obtuvieron de dicho estudio.

A cada una de las tres muestras analizadas se le hizo lo siguiente:

- 1.- Se determinaron sus características generales.
- 2.- Se determinó el peso volumétrico seco máximo y humedad óptima de la prueba Proctor SAHOP.
- 3.- Se elaboraron 15 especímenes de prueba, colocando el material en 3 capas; compactando cada una de ellas con 30 golpes de un pisón de 4.5 kg y con altura de caída de 45.72 cm, estando el material en una humedad igual a la óptima determinada en el punto 2.
- 4.- A cada uno de estos especímenes se le determinó su peso volumétrico seco y se le aplicó la prueba del VRS.
- 5.- Se elaboraron otros 15 especímenes de prueba, reproduciendo el peso volumétrico seco promedio de los 15 anteriores y la humedad óptima del punto 2, compactados de forma estática.
- 6.- A cada uno de estos se le realizó la prueba del VRS.

RESULTADOS OBTENIDOS:

A) Muestra No. 1

1) Características generales.

	GRANULOMETRIA						
	% que pasa	98.2	96.4	75.2	51.9	33.9	29.3
L.L = 38 %							
L.P = 20 %							
I.P = 18 %							
C.L = 7.1 %							
	Malla	10	20	40	60	100	200

2) Prueba Proctor SAHOP.

$$PVSM = 1623 \text{ kg/m}^3$$

$$W_o = 20 \%$$

3) Valores Relativos de Soporte obtenidos de especímenes compactados en forma dinámica.

No. Esp.	VRS	No. Esp.	VRS	No. Esp.	VRS
1	11.40	6	11.50	11	10.30
2	12.80	7	12.30	12	11.25
3	10.40	8	11.80	13	11.30
4	10.29	9	10.35	14	10.85
5	10.25	10	9.8	15	11.30

4) Valores Relativos de Soporte obtenidos de especímenes compactados en forma estática.

No. Esp.	VRS	No. Esp.	VRS	No. Esp.	VRS
1	23.30	6	22.80	11	21.0
2	22.0	7	21.0	12	21.50
3	21.10	8	22.0	13	21.0
4	20.0	9	23.0	14	22.10
5	21.50	10	22.80	15	21.60

B) Muestra No. 2

Características generales.

GRANULOMETRIA

L.L = 43 %	% que pasa	92.2	88.7	83	79.25	75.26	74.45
L.P = 23 %							
I.P = 20 %	Malla	10	20	40	60	100	200
C.L = 7.2 %							

2) Prueba Proctor.

$$PVSM = 1359 \text{ kg/m}^3$$

$$W_o = 31 \%$$

3) Valores Relativos de Soporte obtenidos de especímenes compactados dinamicamente.

No. Esp.	VRS	No. Esp.	VRS	No. Esp.	VRS
1	13.10	6	12.50	11	12.0
2	13.60	7	13.40	12	11.70
3	12.0	8	12.30	13	12.80
4	13.0	9	11.80	14	11.50
5	12.50	10	12.0	15	11.30

4) Valores Relativos de Soporte obtenidos de especímenes compactados en forma estática.

No. Esp.	VRS	No. Esp.	VRS	No. Esp.	VRS
1	22.0	6	22.50	11	22.4
2	22.0	7	21.0	12	22.4
3	22.40	8	22.0	13	22.0
4	22.0	9	22.50	14	21.80
5	21.80	10	21.80	15	22.40

C) Muestra No. 3.

1) Características generales.

$$L.L = 40 \%$$

$$L.P = 20 \%$$

$$I.P = 20 \%$$

$$C.L = 7.0 \%$$

GRANULOMETRIA	
% que pasa	89.75
Malla	200

2) Prueba Proctor.

$$PVSM = 1542 \text{ kg/m}^3$$

$$W_o = 21.2 \%$$

3) Valores Relativos de Soporte obtenidos de especímenes compactados en forma dinámica.

No. Esp.	VRS	No. Esp.	VRS	No. Esp.	VRS
1	12.0	6	11.0	11	11.20
2	11.50	7	12.30	12	10.60
3	10.80	8	10.50	13	11.25
4	12.40	9	11.80	14	13.0
5	12.20	10	12.50	15	12.0

4) Valores Relativos de Soporte obtenidos de especímenes compactados estáticamente.

No. Esp.	VRS	No. Esp.	VRS	No. Esp.	VRS
1	22.4	6	22.80	11	22.40
2	23.0	7	22.80	12	22.10
3	22.80	8	22.40	13	22.20
4	22.40	9	22.40	14	22.20
5	21.4	10	23.0	15	22.80

X.2 INTERPRETACION DE LOS RESULTADOS.

En la tabla siguiente se resumen los resultados para los estadísticos correspondientes a cada conjunto de valores de VRS obtenidos para cada una de las tres muestras estudiadas.

MUESTRA	Esp. Comp. Din.			Esp. Comp. Est.		
	X	S	C.V	X	S	C.V
1	11.05	0.84	7.63	21.78	0.95	4.20
2	12.36	0.69	5.64	22.06	0.39	1.79
3	11.67	0.76	6.49	22.47	0.42	1.86

De esta tabla se puede notar que existe una mayor variabilidad en los resultados de la prueba del VRS cuando se utilizan especímenes de prueba compactados dinámicamente que cuando esta se realiza sobre especímenes compactados en forma estática, pues aunque en la muestra No. 1 la desviación estándar de los VRS que se obtuvieron a partir de especímenes compactados estáticamente es mayor que la correspondiente a los VRS determinados a especímenes compactados dinámicamente, el coeficiente de variación de estos últimos resultó mayor al de los primeros. Por lo que respecta a las muestras Nos. 2 y 3, tanto la desviación estándar como el coeficiente de variación de los VRS resultaron menores cuando la prueba se ejecutó sobre especímenes estáticamente compactados.

Por otro lado, procediendo a determinar el número de pruebas a especímenes compactados en forma dinámica necesarias para tener la misma exactitud que el de una prueba realizada a especímenes estáticamente compactados, se tiene que

Para la muestra No. 1

$$n \text{ (esp. comp. din.)} = \frac{(0.84)^2}{(0.95)^2} = 0.78$$

Por lo tanto, aproximadamente 1 prueba dinámica es equivalente a 1 prueba estática.

Para la muestra No. 2

$$n = \frac{(0.69)^2}{(0.39)^2} = 3.13$$

Por lo tanto, para un mismo nivel de confianza se necesita hacer 3 pruebas sobre especímenes dinámicos por 1 de estáticos.

Para la muestra No. 3

$$n = \frac{(0.76)^2}{(0.42)^2} = 3.27$$

Al igual que en el caso anterior, será necesario hacer aproximadamente 3 pruebas sobre especímenes compactados dinámicamente - por 1 en que se usen especímenes compactados en forma estática para tener un mismo grado de confianza en el resultado.

De lo anterior puede verse que para un mismo nivel de confianza es necesario ejecutar el triple de pruebas cuando el espécimen se compacta en forma dinámica que cuando es compactado estática - mente. Esto se debe a que al formar el espécimen en forma dinámica se puede incurrir en un mayor número de errores comunes tales como los siguientes:

- 1.- La no uniformidad en los espesores de las capas del material con que se forma el espécimen.
- 2.- El no repartir uniformemente los golpes del pisón sobre la superficie de las capas.
- 3.- El no dar la altura de caída del pisón, especificada, e inclusive el número de golpes señalado.
- 4.- Cuando el material es muy arcilloso se puede incurrir en el error de no quitar el material que se adhiere al pisón durante la compactación.

mientras que al elaborar el espécimen en forma estática los errores en que se puede caer son un número mucho menor.

COMENTARIO ADICIONAL.

Por lo que respecta a la forma de compactar los especímenes de prueba (estática o dinámica), algunos ingenieros opinan que la compactación estática no es adecuada, ya que la estructura adquirida por el suelo con este tipo de compactación, es muy diferente a la obtenida en la realidad bajo la acción del equipo de compactación de campo, principalmente el de pata de cabra y proponen -- que se cambie el procedimiento para la elaboración del espécimen de estática a dinámica, reforzando su criterio en que la resistencia en especímenes compactados estáticamente es mayor que la de especímenes compactados dinámicamente.

Respecto a lo anterior, el M. en I. Fernando Olivera Bustamante, realizó una serie de estudios, de los que se obtuvieron los siguientes resultados.

1.- El valor relativo de soporte obtenido en especímenes estáticamente compactados, es mayor que el que se obtiene con los especímenes del tipo dinámico, pero con un 90 a 95 % de confianza se pueden considerar del mismo orden, figuras X.1 a X.4.

2.- Los valores relativos de soporte obtenidos directamente en terraplenes con más de dos años de construídos muestran que en general, son mayores a los obtenidos en el laboratorio con especímenes del tipo estático considerando las mismas condiciones de peso volumétrico y humedad, por lo que con mayor razón serán superiores a los que se obtengan de especímenes del tipo dinámico, como se muestra en la siguiente tabla

MATERIAL FINO ARCILLOSO

Para un mismo PVSM (100%-95%-90% PVSM-AE o AM y Wo + 3%)
ESTATICO Vs DINAMICO

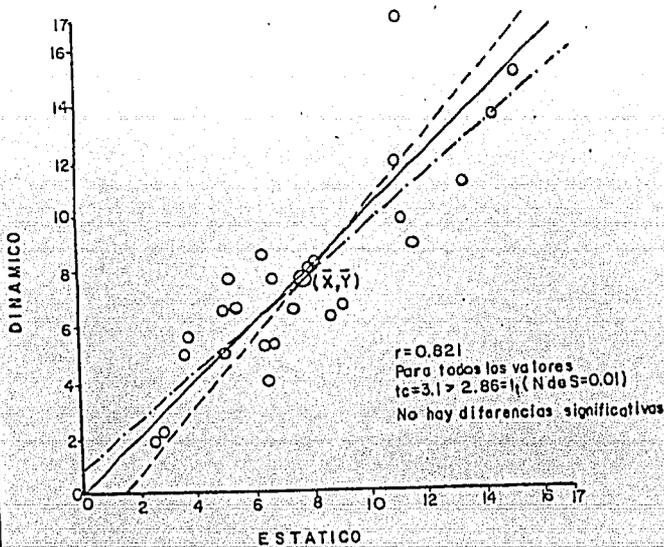


FIGURA X.1

MATERIAL GRANULAR CON FINOS ARCILLOSO

Para un mismo PVSM (100%-95%-90% PVSM-AE o AM y Wo)
ESTATICO Vs DINAMICO

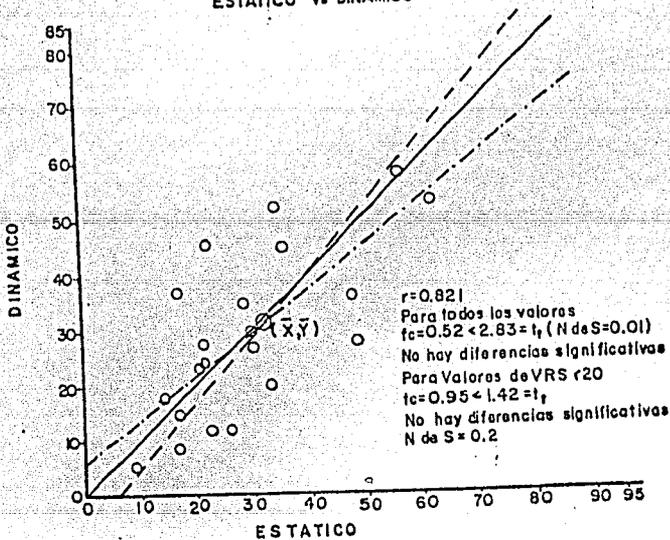


FIGURA X.2

MATERIAL FINO ARENOSO

Para un mismo PVSM (100%-95%-90% PVSM-AE AM, SATURADO)
ESTATICO Vs. DINAMICO

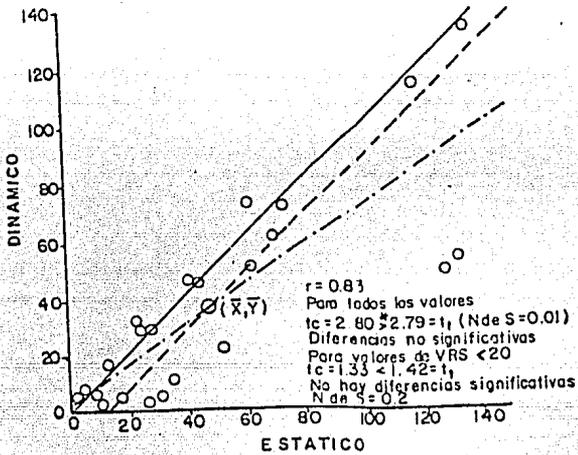


FIGURA X.3

MATERIAL GRANULAR CON FINOS ARENOSOS

Para un mismo PVSM (100%-95%-90% PVSM-AE o AM y Wo)
ESTATICO Vs. DINAMICO

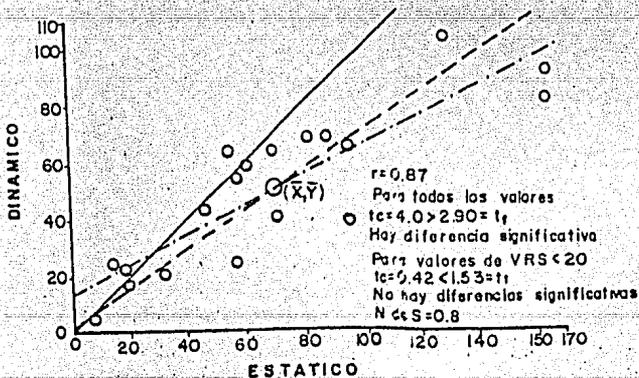


FIGURA X.4

DIRECTO	MODIFICADO	DIRECTO	MODIFICADO
11.9	4.8	3.7	4.4
7.8	5.6	7.1	7.3
1.8	2.6	11.6	1.5
10.2	5.3	20.0	27.8
16.8	6.5	4.4	2.2
13.7	1.5	11.0	5.9
5.3	3.6		

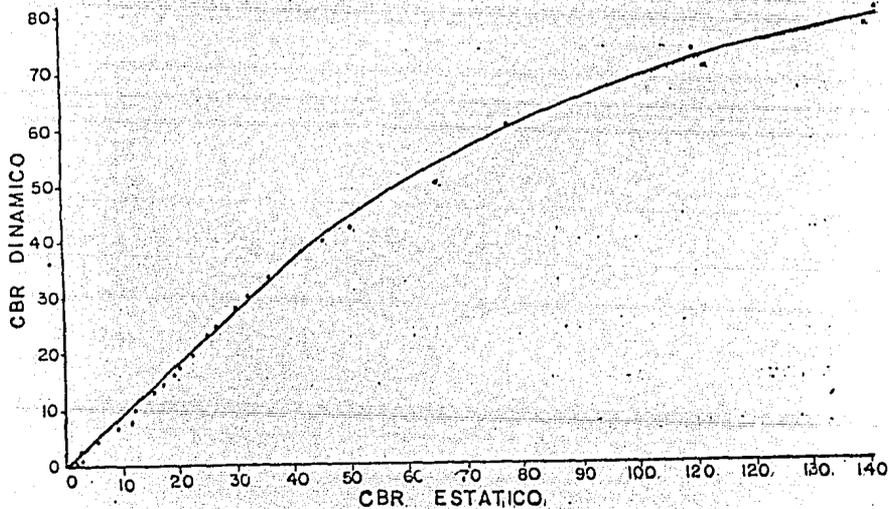


FIGURA X.5

Lo anterior pone de manifiesto que ninguno de los dos tipos de compactación reproduce la estructura que el suelo adquiere con el tiempo por fenómenos físico-químicos y que en todo caso los resultados obtenidos en el laboratorio en uno u otro caso solo son valores índices que deben correlacionarse con el comportamiento en la realidad, para tener un método aceptable.

3.- Con materiales arenosos, no es fácil elaborar correctamente el espécimen en forma dinámica, ya que la humedad tiende a concentrarse en la parte superior, por bombeo con los impactos, o en la inferior por gravedad.

Por otra parte, el VRS obtenido de especímenes compactados dinámicamente, tiende a no ser sensible para materiales de buena calidad, como lo son los triturados, ya que el apisonado hace que se pierdan las aristas que le dan fricción al material en cambio para materiales con bajo VRS los resultados obtenidos con los dos métodos, son muy parecidos. Figuras XI.2, XI.4 y XI.5.

En la segunda edición de " Principios de diseño de pavimentos" de Yoder and Witzac, se muestran resultados que avalan los resultados obtenidos en este estudio.

C A P I T U L O X I

C O N C L U S I O N E S

Después de haber hecho la comparación entre la variabilidad de la prueba del Valor Relativo de Soporte, cuando esta se realiza -- usando especímenes de prueba compactados estáticamente y dinámicamente, se llega a las siguientes conclusiones:

- 1.- La variabilidad en la prueba del VRS cuando se utilizan especímenes compactados estáticamente, es menor que cuando ésta se realiza sobre especímenes compactados dinámicamente, lo cual implica que existe mayor variabilidad en la compactación dinámica que en la estática.
- 2.- Los valores de VRS son mayores cuando se utilizan especímenes de prueba compactados estáticamente.
- 3.- Para un mismo nivel de confiabilidad en el resultado de la prueba, es necesario hacer el triple de ensayos cuando el espécimen de prueba es dinámicamente compactado.
- 4.- En cuanto a tiempo de realización, la compactación del espécimen de prueba es mucho más rápida cuando se usa la compactación estática debido a su mayor facilidad.
- 5.- Al elaborar los especímenes de prueba, se incurre en un mayor número de errores cuando estos se compactan dinámicamente que cuando son compactados en forma estática.
- 6.- Por todo lo anterior, la compactación estática, de los especímenes de prueba, es preferible a la dinámica.

REFERENCIAS

- 1.- E. J. Yoder and Witczak. Principles of Pavement Design.
E. J. Yoder. 2a. Edición 1975.
- 2.- F. Olivera B. Tecnología para el proyecto de pavimentos flexibles, Escuela Nacional de Estudios Profesionales, Aragón, UNAM, México.
- 3.- E. Juárez B. y A. Rico R. Mecánica de Suelos tomo II.
- 4.- S. Corro y G. Prado O. Diseño estructural de carreteras con pavimento flexible, Instituto de Ingeniería, U.N.A.M., informe -- No. 325, México, D. F., enero de 1974.
- 5.- S. Corro, R. Magallanes y G. Prado O. Instructivo para diseño estructural de pavimentos flexibles para carreteras, Instituto de Ingeniería, U.N.A.M., informe No. 444, México, D. F., Nov. de 1981.
- 6.- Manual de Proyecto Geométrico para Carreteras. Secretaría de -- Obras Públicas, México.
- 7.- Especificaciones Generales de Construcción, Parte IX., Secretaría de Obras Públicas, México.
- 8.- F. Olivera B. y H. O. Fernández. Especímenes compactados estática y dinámicamente para obtener el valor relativo de soporte dentro de la tecnología del proyecto de pavimentos flexibles. - Memorias del 2o. Simposio Colombiano sobre ingeniería de pavimentos. Popayán, Colombia, 1977.

I N D I C E

	PAGS
CAPITULO I INTRODUCCION	1
CAPITULO II ESFUERZOS Y DEFORMACIONES EN LOS SUELOS	3
CAPITULO III METODOS TEORICOS Y/O PRACTICOS PARA LA EVALUACION DE LOS ESFUERZOS.	10
CAPITULO IV FORMAS DE ESTUDIAR EL TRANSITO PARA EL PROYECTO DE PAVIMENTOS	53
CAPITULO V COEFICIENTES DE DAÑO	73
CAPITULO VI EQUIVALENCIA DE EJES EN FUNCION DEL FACTOR DE DAÑO	79
CAPITULO VII CALCULO DE LOS FACTORES DE EQUIVALENCIA PARA LOS DIFERENTES TIPOS DE VEHICULOS EN EL PAIS	94
CAPITULO VIII CAPACIDAD DE TRANSITO EN UN CAMINO	122
CAPITULO IX CONCLUSIONES	157
CAPITULO X COMPARACION DE LA VARIABILIDAD EN LAS PRUEBAS DE VRS DE ESPECIMENES ESTATICA Y DINAMICAMENTE COMPACTADOS	159
CAPITULO XI CONCLUSIONES	173
REFERENCIAS	174