



TETÄ REMBIAPO
HA MARANDU
Motenondeha
Ministerio
OBRAS PÚBLICAS
Y COMUNICACIONES

GOBIERNO
NACIONAL

Paraguay
de la gente

Manual de Carreteras del Paraguay



UNIDAD

3

DISEÑO DE CARRETERAS

Volumen 3.2 - Diseño Estructural
de Carreteras

APC
ASOCIACIÓN PARAGUAYA DE CARRETERAS

WORLD ROAD
CONGRESS
GENERAL
DE LA ROUTE
COMITÉ
NACIONAL
PARAGUAYO

Revisión 2019

UNIDAD 3 VOLUMEN 3.2
Diseño estructural de carreteras

INDICE

CAPITULO 3.2.1.DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA OBRA BASICA Y DE LA PLATAFORMA 425

SECCION 3.2.1.1. DEFINICIONES	426
3.2.1.1.1. INFRAESTRUCTURA	426
3.2.1.1.2. PAVIMENTOS	426
SECCION 3.2.1.2. ASPECTOS GENERALES	427
3.2.1.2.1. EFECTO DEL AGUA EN EL SUELO	427
SECCION 3.2.1.3. ESTABILIDAD DE CORTES	430
3.2.1.3.1. DESPRENDIMIENTOS	430
3.2.1.3.2. DESLIZAMIENTOS	430
3.2.1.3.3. FACTOR DE SEGURIDAD – MÉTODO GRÁFICO	431
3.2.1.3.4. FLUJOS.....	432
3.2.1.3.5.EROSIÓN DE CONTRATALUDES.....	432
SECCION 3.2.1.4. ESTABILIDAD DE TERRAPLENES	434
3.2.1.4.1. EROSIÓN Y DESLIZAMIENTOS LOCALES.....	434
SECCION 3.2.1.5. COMPACTACION DE SUELOS	447
3.2.1.5.1. FACTORES QUE DETERMINAN EL GRADO DE COMPACTACIÓN	447

CAPITULO 3.2.2. DISEÑO DE LA SUPER ESTRUCTURA O PAVIMENTO 454

SECCION 3.2.2.1. CONCEPTOS BASICOS DE DISEÑO	455
3.2.2.1.1. ALCANCES.....	455
3.2.2.1.2. MÉTODOS DE DISEÑO	456
SECCION 3.2.2.2. CARACTERIZACIÓN DE LOS PARÁMETROS DE DISEÑO	467
3.2.2.2.1. OBJETIVOS Y ALCANCES	467
3.2.2.2.2. TRÁNSITO	467
SECCION 3.2.2.3. DISEÑO PAVIMENTOS FLEXIBLES	477
3.2.2.3.1. METODO AASHTO 93	477
3.2.2.3.2. TRATAMIENTO SUPERFICIAL TRIPLE.	490
3.2.2.3.3. DISEÑO DE TRATAMIENTOS SUPERFICIALES (MORIN – TODOR, BRASIL) ..	492
3.2.2.3.4. TRATAMIENTO ASFALTICO SUPERFICIAL DOBLE	497
3.2.2.3.5. CONCRETO ASFALTICO EN FRIO (PAVIMENTO FLEXIBLE).....	497
3.2.2.3.6. PAVIMENTO ARTICULADO (ADOQUINES).....	499
3.2.2.3.7. TRATAMIENTO SUPERFICIAL SIMPLE (FLEXIBLE)	499
3.2.2.3.8. CONCRETO ASFALTICO EN FRIO.....	499
3.2.2.3.9. PAVIMENTO ARTICULADO (ADOQUINES).....	500
SECCION 3.2.2.4. DISEÑO DE PAVIMENTOS RIGIDOS	501
3.2.2.4.1. METODO AASHTO 93	501
SECCION 3.2.2.5. OTROS TIPOS DE PAVIMENTOS	524
3.2.2.5.1. EMPEDRADOS	524
3.2.2.5.2. ESTABILIZADOS GRANULOMETRICOS.....	524
3.2.2.5.3. ENRIPIADOS Y ENTOSCADOS.....	525

CAPITULO 3.2.3. DISEÑO PARA OBRAS DE RECAPADO, REPOSICIÓN O MEJORAMIENTO DE LA CARPETA..... 528

SECCION 3.2.3.1. CRITERIOS BÁSICOS.....	529
3.2.3.1.1. ALCANCES.....	529
SECCION 3.2.3.2. RECAPADO CON CONCRETO ASFALTICO EN CALIENTE SOBRE OTRO CONCRETO	538
3.2.3.2.1. ASFALTICO	538
3.2.3.2.2. RECAPADO CON CONCRETO ASFALTICO EN CALIENTE SOBRE PAVIMENTO RIGIDO (BLACK TOPPING)	543
3.2.3.2.3. RECAPADO CON CONCRETO ASFALTICO EN CALIENTE SOBRE ADOQUINES	545
3.2.3.2.4. PAVIMENTO RIGIDO SOBRE CONCRETO ASFALTICO (WHITE TOPPING)	546
3.2.3.2.4.00	547
3.2.3.2.5. PAVIMENTO RÍGIDO SOBRE OTRO PAVIMENTO RÍGIDO (ADHERIDO Y NO ADHERIDO).....	547
3.2.3.2.6. REPOSICIÓN DE PAVIMENTOS DE HORMIGÓN CON HORMIGÓN ADHERIDO	550
3.2.3.2.7. PAVIMENTO ASFALTICO SOBRE EMPEDRADO	550
3.2.3.2.8. OTRAS COMBINACIONES QUE PUEDEN SER UTILIZADAS PARA MEJORAMIENTO Y REHABILITACIÓN DE CALZADAS:.....	551
BIBLIOGRAFÍA	552

INDICE DE TABLAS

Tabla 3.2_1. Tipos de fallas por deslizamiento	431
Tabla 3.2_2. Actor de reduccion del f.S. Estatico con respecto al f.S. Con sismo.....	432
Tabla 3.2_3. Densidad máxima según tipo de suelo.....	448
Tabla 3.2_4. Grado de compacidad según su densidad relativa.....	449
Tabla 3.2_5. Recomendacion de equipo de compactacion segun tipo de suelo (clasificacion H.R.B.).....	452
Tabla 3.2_6. Distribucion porcentual del transito pesado en carreteras unidireccionales de dos y más pistas.....	469
Tabla 3.2_7. Desviación estandar normal para diferentes niveles de confianza	471
Tabla 3.2_8. Indices de serviciabilidad	478
Tabla 3.2_9. Vida de diseño.....	479
Tabla 3.2_10. Nivel de confianza y valor del s_0	480
Tabla 3.2_11. Calidad del drenaje de bases y sub bases	484
Tabla 3.2_12. Coeficientes de drenaje (mi)	485
Tabla 3.2_13. Coeficientes estructurales para las capas de pavimento.....	487
Tabla 3.2_14. Limitaciones a los espesores de las capas estructurales	488
Tabla 3.2_15. Calculo de la temperatura media anual ponderada del aire (tm _{apa}) (ejemplo)	489
Tabla 3.2_16. Coeficientes estructurales.....	495
Tabla 3.2_17. Indices de serviciabilidad	502
Tabla 3.2_18. Vida de diseño.....	502
Tabla 3.2_19. Confiabilidad (z_r) y variabilidad (s_o)	503
Tabla 3.2_20. Valores de a y b para suelos finos	504
Tabla 3.2_21. Rangos de valores de k para suelos granulares.....	505
Tabla 3.2_22. Resistencia a la flexotraccion (promedio a los 28 días)	509
Tabla 3.2_23. Tabla de elasticidad y coeficiente de fricción de las bases.....	509
Tabla 3.2_24. Factor de ajuste por tipo de banquina	510
Tabla 3.2_25. Coeficiente de drenaje aashto modificado.....	516
Tabla 3.2_26. Algunos procedimientos de reposicion	529
Tabla 3.2_27. Factores de equivalencia a utilizar	533
Tabla 3.2_28. Valores del coeficiente c.....	536
Tabla 3.2_29. Valores del coeficiente b	536
Tabla 3.2_30. Coficientes estructurales recomendados para pavimentos existentes ..	540
Tabla 3.2_31. Factores de conversion para transformar el espesor del pavimento existente a espesor efectivo	544

INDICE DE FIGURAS

Grafico 3.2_1. Modelo estructural tricapa	459
---	-----

CAPITULO 3.2.1.

DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA OBRA BÁSICA Y DE LA PLATAFORMA



SECCION 3.2.1.1.

DEFINICIONES

3.2.1.1.1. INFRAESTRUCTURA

El diseño de las infraestructuras enfrentan habitualmente problemas y condiciones de las más variadas índole, de manera que resulta imposible que un Manual pueda cubrirlas en su totalidad. Consecuentemente, se ha procurado abordar las situaciones que más comúnmente se presentan y que suelen ser solucionadas por técnicas conocidas y de probada eficiencia; el diseño bajo condiciones no habituales o muy especiales, debe ser abordado por estudios específicos dirigidos por profesionales especializados.

Existen en el país zonas que se caracterizan por presentar condiciones o materiales de propiedades muy peculiares y que suelen ser habituales para los proyectos localizados en esas áreas pero que no tiene un alcance nacional. Tal es el caso, por ejemplo, de los suelos finos (talcales y dunas) que se presentan en las áreas chaqueñas del norte del país, los suelos con muy alto índice de plasticidad del bajo chaco y algunas zonas de la región oriental. En este Manual no se abordan esas situaciones, lo que no impide que para todos ellos existan o deberían desarrollarse técnicas que permitan diseños para utilizarlos de manera intensiva y económica.

3.2.1.1.2. PAVIMENTOS

Los métodos de diseño de pavimentos que se recomienda utilizar en este Manual son: el método AASHTO, versión de 1993, para el diseño de pavimentos flexibles, el mismo método AASHTO pero en su versión de 1998 para pavimentos rígidos y un procedimiento establecido en un estudio realizado por el Instituto de Investigación de carreteras de Brasil con el apoyo de la Agencia Internacional para el Desarrollo de un Consultor privado, ambos de los EE.UU., para las tratamiento superficiales.

Lo anterior no significa que no puedan utilizarse, previa autorización de la Dirección de Vialidad, otros procedimientos de reconocida eficiencia. El uso de métodos alternativos no es sólo posible si no que es recomendable para situaciones especiales, así como para diseñar tratamientos superficiales en que se esperan tránsitos más o menos elevados y para corroborar o comparar resultados, en el caso de pavimentos rígidos y carpetas flexibles.

El método AASHTO es el resultado de una prueba en una serie de circuitos constituidos en el estado de Illinois, EE.UU. Por consiguiente, ha sido necesario complementarlo con modelaciones matemáticas adecuadamente calibradas, de manera de extrapolar los resultados obtenidos a zonas con características geográficas, climáticas y geotécnicas diferentes a las del lugar donde se realizó la prueba. Las ecuaciones de diseño incluyen varios modelos matemáticos así como ensayos especiales que tienen por objetivo dar a los resultados un grado adecuado de seguridad.

El procedimiento que se propone para diseñar tratamientos superficiales es el resultado de una investigación que combinó pruebas en caminos con mediciones de las propiedades de las estructuras que estaban siendo investigadas, de manera que es típico ejemplo de un método empírico - mecanicista.

Los métodos de diseños señalados presentan, sin embargo una característica que debe tenerse siempre presente; los resultados que se obtienen depende en gran medida del diseñador; su experiencia y el grado de conocimiento que tenga de los alcances y limitaciones de los métodos, son fundamentales para lograr buenos resultados. Para ellos deberá conocer cabalmente los conceptos implícitos en cada procedimiento, el comportamiento de algunos de los factores que intervienen en el proceso y entender los alcances y limitaciones de algunos modelos matemáticos que se utilizan para caracterizar mejor cada situación.



SECCION 3.2.1.2.

ASPECTOS GENERALES

La construcción de una obra vial supone la ejecución de movimientos de tierra con una sucesión de cortes y terraplenes para conformar la infraestructura del camino. Debido a que este tipo de obras son extensas, y que habitualmente la prospección de suelos es superficial y discreta, es que durante su avance se encuentran condiciones morfológicas y de suelos diferentes, los que puntualmente pueden ser muy conflictivos y en oportunidades sólo vienen a detectarse durante la ejecución de movimientos de tierras; razón por la cual el proyectista debe tener presente una serie de recomendaciones generales con el propósito de asegurar un comportamiento razonablemente estable del conjunto de obras. Lo anterior determina que siempre existe la posibilidad de que durante la construcción deban adoptarse medidas complementarias o diseños especiales que no fueron previstos en la etapa de estudio.

Un diseño inadecuado de la infraestructura tiene normalmente asociado una pérdida de geometría de la superficie de rodado e incluso producir un colapso debido a movimientos de masas de suelo o roca.

Existen situaciones especiales como por ejemplo, la existencia de estratos compresibles de gran espesor bajo terraplenes, en que no resulta económicamente factible asegurar la indeformabilidad de la superficie y sólo cabe modificar el emplazamiento del trazado o, si ello no es posible cuantificar el problema y programar su reparación permanente, dado que este tipo de fenómenos es de largo plazo

Como factores importantes que intervienen en la estabilidad de la infraestructura deben considerarse principalmente aspectos tales como el Efecto del Agua en los suelos, la Estabilidad de Cortes, la Estabilidad de Terraplenes y la Compactación de suelos.

Si bien lo que se quiere lograr es la estabilidad de cortes y terraplenes, es necesario tener presente que el agua y la compactación de suelos son factores que interactúan de modo determinante en la estabilidad de aquellos.

3.2.1.2.1. EFECTO DEL AGUA EN EL SUELO

A. TIPOS DE AGUA ACTUANDO EN EL SUELO

Para diferenciar la forma como se encuentra presente el agua en el suelo, se usará la siguiente clasificación:

- Agua adsorbida
- Agua capilar
- Agua gravitacional

Esta división del agua es en cierto sentido arbitraria, ya que si cambian las condiciones de temperatura, presión y humedad, necesariamente se crea un intercambio de agua en las fases indicadas que permite mantener el equilibrio del sistema.

A.1. AGUA ADSORBIDA (NO ABSORBIDA)

El agua está concebida como una película que envuelve las partículas de suelo sobre la cual actúan las fuerzas moleculares de adhesión.

A.2. AGUA CAPILAR

El agua capilar se encuentra “suspendida” en el suelo y no tiene posibilidad de escurrir libremente por efecto de la gravedad. Se sitúa entre el nivel del agua libre o gravitacional y la zona de aireación o zona no saturada.

A.3. AGUA GRAVITACIONAL

El agua gravitacional o agua libre corresponde a aquella parte cuyo movimiento no está gobernado por las fuerzas de atracción cerca de la superficie de las partículas minerales. Su movimiento está determinado fundamentalmente, por la acción de la gravedad.



La presencia del agua tiene gran influencia en las propiedades físicas de los suelos, especialmente en los de textura más fina, en los cuales el espesor de la película de agua adsorbida es del orden de magnitud del tamaño de las partículas minerales. Los efectos del agua pueden manifestarse en:

A.3.1. CAMBIOS DE VOLUMEN

El mecanismo del sistema suelo-agua, desde el punto de vista del cambio de volumen, es al que se le ha prestado mayor atención. La película de agua es la causante directa de las expansiones y contracciones que puede experimentar una masa de suelo y que están en relación directa a su volumen. Mientras más fina es la textura del suelo, mayor es el efecto en el cambio de volumen.

Los movimientos de expansión y contracción del suelo al variar la humedad tiene particular importancia en las estructuras del pavimento. Para minimizar los cambios volumétricos superficiales que puedan afectar al pavimento es necesario colocar bases y/o subbases, así como especificar las capas superiores de la subrasante con materiales con baja susceptibilidad a la expansión y contracción. En general, el espesor de la capa superior de la subrasante no debería ser menor que 0,30 m.

A.3.2. CAMBIO DE COHESIÓN

Un suelo fino en estado natural (sin remoldear) puede tener cohesión debido a la existencia de una estructura continua de sus partículas y que se mantiene aun cuando el suelo alcance un contenido de humedad equivalente a su límite líquido. Por el contrario, en un suelo remolde con ese contenido de humedad su cohesión es prácticamente nula ($c = 0,025 \text{ kg/cm}^2$).

Existe una serie de relaciones empíricas que permiten medir la capacidad de un suelo para absorber humedad sin cambiar su estado de consistencia. Estos indicadores son básicamente mediciones indirectas de la característica básica de superficie específica. Los más usados son el **límite plástico** y el **límite líquido**, desarrollados por Albert Atterberg y conocidos como límites de Atterberg. Estos índices se determinan en suelos remoldeados o suelos que han perdido su estructura por amasado.

A.3.3. LIMITE PLÁSTICO

Es el contenido de humedad sobre el cual las partículas de suelo están bien lubricadas y pueden ser moldeadas en una masa plástica. Una menor cantidad de agua lleva al suelo a un estado semi-sólido, quebradizo, en el cual se evidencian características granulares. Por otra parte, una mayor cantidad de agua hace al suelo más plástico como resultado de una disminución de su cohesión. El límite plástico es el menor contenido de agua para el cual el suelo mantiene características plásticas.

A.3.4. LIMITE LIQUIDO

Representa el menor contenido de agua necesario para reducir la masa de suelo a una condición de semi-fluido, con una cohesión insignificante. En este sentido, dicho contenido de humedad puede considerarse como un **límite de saturación**.

La capacidad de un suelo de absorber agua sin perder su cohesión o pasar al estado semi-fluido queda expresada por la diferencia de los límites líquidos y plásticos, y recibe el nombre de **Índice de Plasticidad IP**.

En ciertos suelos granulares, particularmente en las arenas de textura fina y uniforme, la presencia de una cantidad relativamente pequeña de agua (del orden de un 3 a un 5%), crea fuerzas de adhesión entre las partículas dándole una cohesión aparente. Esto permite mantener excavaciones con paramento vertical, propiedad que corresponde a un suelo cohesivo y que se mantiene mientras la masa suelo se encuentre húmedo.

Una vez que se produce secamiento existe la posibilidad de que se derrumben las paredes de la excavación.

A.3.5. CAMBIO EN LA ESTABILIDAD MECÁNICA

Los suelos que tienen características granulares poseen la importante propiedad de desarrollar estabilidad interna debido al soporte mutuo de sus partículas caracterizada por su fricción interna. Esta propiedad puede verse alterada por la película de agua adsorbida, cuyo efecto depende de la relación entre el espesor de ésta y el tamaño y forma de las partículas de suelo. Mientras en los suelos de textura gruesa prácticamente no tiene influencia, en los de textura fina puede ser un factor determinante.



La experiencia indica que en los suelos formados por partículas cuyo tamaño cae dentro del rango de los limos, la película de agua adsorbida dificulta el contacto entre los granos disminuyendo su estabilidad mecánica.

Desde el punto de vista constructivo los limos son indeseables, especialmente en obras viales. La facilidad con que pierden su estabilidad mecánica en presencia de agua así como su falta de cohesión, determina que tenga un bajo poder de soporte y sean muy erosionables.

En caso de su utilización como material de terraplenes deben tomarse precauciones especiales tales como protección a la erosión y colocar una capa superior de la sub rasante de mejor calidad.



SECCION 3.2.1.3.

ESTABILIDAD DE CORTES

Para definir los problemas asociados a la estabilidad de cortes se utiliza la antigua clasificación del Highway Research Board (HRB). El comité para investigaciones de deslizamientos de tierra en cortes, estableció los siguientes grupos principales:

Desprendimientos

- Deslizamientos
- Flujos (seco y húmedo)
- Erosión en Taludes

3.2.1.3.1. DESPRENDIMIENTOS

Tanto en los desprendimientos de rocas como de suelo, la masa se mueve rápidamente a través del aire en caída libre. No existe un movimiento lento que preceda al desprendimiento. Se presenta principalmente en las rocas afectadas por desintegración y descomposición, fallando en planos o superficies más débiles.

Actualmente, la Mecánica de Rocas no se encuentra suficientemente desarrollada en lo que respecta a teorías cuantitativas, como para ser usadas en aplicaciones prácticas en diseño de taludes. Esta deficiencia es suplida por la experiencia.

Para el proyecto de taludes en corte, deben considerarse fundamentalmente las características de la roca en cuanto a su origen, tipo de fracturación, exfoliación, condiciones climáticas, etc. Todos estos factores deben conjugarse con los costos de construcción, mantención y seguridad requeridos. La experiencia ha indicado la conveniencia de ejecutar la construcción de taludes según algunos de los procedimientos que se enumeran a continuación.

- a) Talud de inclinación uniforme
- b) Talud de inclinación variable
- c) Talud con banquina permanente
- d) Talud con banquina temporal

Por razones de facilidad constructivas es preferible utilizar los tipos a y c. Por otra parte, debido a la dificultad de prever la existencia de planos o superficies débiles, se hace necesario colocar mallas u otro tipo de protección cuando se ha expuesto la superficie del corte y detectado las zonas potencialmente débiles.

En el coronamiento del corte, en que normalmente el suelo es menos estable, se recomienda diseñar cortes con talud más extendido.

3.2.1.3.2. DESLIZAMIENTOS

En los deslizamientos, el movimiento de masa es el resultado de una falla por corte a lo largo de una o varias superficies. Se presenta en materiales con comportamiento elástico o semiplástico.

De acuerdo al mecanismo del movimiento, pueden diferenciarse dos subgrupos en los deslizamientos; aquellos en que la masa móvil no sufre grandes deformaciones y aquel en que se deforma en varias unidades menores. Esta última llamada falla translacional.



Por otra parte, dependiendo de la amplitud de la falla se clasifica en falla de frente amplitud y por falla concoidal. En el **Gráfico 1_1 (Falla de talud de corte de suelo) (Ver Anexo B)** se ilustra los tipos de fallas descritos.

Se han desarrollado varias teorías que permiten analizar cuantitativamente la estabilidad de taludes a la falla por deslizamiento. La mayor parte supone que la superficie de la falla es un cilindro de sección circular. En realidad, la superficie de falla es una sección compuesta cuya forma depende principalmente del tipo de suelo. Sin embargo, el análisis matemático se facilita suponiendo la superficie de falla descrita y el posible error de modelo no es importante. Probablemente al estimar mediante ensayos puntuales determinadas propiedades resistentes del suelo (c , ϕ) se introduce un error mucho mayor, ya que difícilmente puede precisarse a los valores medios en los potenciales planos de fallas.

Para el análisis o modelación, se distinguen tres tipos de círculos de falla: de **talud**, de **pie** y **profundo**.

Fundamentalmente el problema consiste en encontrar el círculo en el cual el coeficiente de seguridad es menor, lo cual es muy difícil si se considera que el medio no es homogéneo, variando las propiedades mecánicas del suelo en cada zona. El tipo de círculo depende básicamente del ángulo de inclinación del talud, β , y de la fricción interna del suelo (ángulo ϕ).

En general, se puede indicar que para altos valores de β y/o de ϕ , el círculo de falla es de pie. Para bajos valores de ϕ y suelos predominantemente cohesivos se puede producir una falla por círculo profundo. A modo de indicación muy general se indican los siguientes tipos de fallas para condición estática según los valores de la inclinación del talud y del ángulo de fricción interna.

Tabla 3.2_1. TIPOS DE FALLAS POR DESLIZAMIENTO

Inclinación del Talud (β)	Fricción Interna (ϕ)	Tipo de Falla
Mayor que 45°	-	Círculo de pie o talud
30 a 45°	Menor que 5° Mayor que 5° Menor que 10°	Círculo profundo Círculo de pie Círculo profundo
15 a 30°	Mayor que 10°	Círculo de pie

3.2.1.3.3. FACTOR DE SEGURIDAD – MÉTODO GRÁFICO

Los trabajos de Fellenius y Taylor están resumidos en el ábaco del **Gráfico 2_1 (Método GRÁFICO para el cálculo de factor de seguridad al deslizamiento) (Ver Anexo B)** mediante el cual se puede calcular fácilmente el factor de seguridad estático a la falla por deslizamiento en suelos homogéneos. En ordenadas se encuentra el ángulo de fricción interna del suelo ϕ , expresado en grados o en su tangente correspondiente y en el rango de 0 a 45°. En abscisas se ha colocado la expresión a dimensional:

$$n \text{ la que } \frac{c}{\gamma \cdot H}$$

γ : Densidad natural del suelo en T/m³

c : cohesión en T/m²

H : altura del corte en m

El ábaco contiene una familia de curvas que corresponden a diferentes inclinaciones β del talud del corte, variando de 10° en 10° para el rango de $\beta = 10^\circ$ a $\beta = 90^\circ$. Para valores intermedios resulta fácil interpolar linealmente.



Para determinar el factor de seguridad al deslizamiento, se coloca en el ábaco el punto A, que corresponde al problema en cuestión y que tiene las coordenadas $\left(\frac{c}{\gamma H}, \tan \phi\right)$. Este punto se une con el origen O, obteniendo la recta OA.

Esta recta o su prolongación corta a la curva β correspondiente a la indicación del talud en el punto B. El factor de seguridad al deslizamiento quedará expresado por la relación entre la magnitud OA y la magnitud OB, obtenidos del gráfico. Esto es

$$F.S. = \frac{OA}{OB}$$

Para el caso de considerar el efecto sísmico el factor de seguridad se reduce con respecto al caso estático de acuerdo a los factores (aproximados) que se indica en la **Tabla 3.2_2**.

Tabla 3.2_2. ACTOR DE REDUCCION DEL F.S. ESTATICO CON RESPECTO AL F.S. CON SISMO

Tipo de Suelo	Factor de Reducción según Aceleración Horizontal		
	= 0	= 0,10 g	= 0,15 g
Suelo con Cohesión	1,00	0,82	0,75
Suelo sin Cohesión	1,00	0,78	0,70

En suelos estratificados, con banquetta y presencia de agua existen métodos implementados computacionalmente.

3.2.1.3.4. FLUJOS

En el movimiento del suelo designado como flujo, la masa de éste tiene la apariencia de un líquido viscoso. El flujo puede ser de dos tipos:

A. SECOS:

El flujo seco no se reconoce después que ha ocurrido pareo, resulta prácticamente imposible de predecir en forma anticipada. Es muy común en arenas uniformes y limos de textura uniforme. Se presenta también en roca fragmentada (cono de rodado). Este fenómeno es característico de zonas cordilleranas. El flujo seco se activa normalmente por movimientos de vibraciones, impactos o debilitamientos de alguna sección del talud por erosión. Es usual observarlos durante el desecamiento de taludes en arenas que se mantenían estables debido a la cohesión aparente proporcionada por la humedad. En general, es superficialmente una capa cohesiva relativamente delgada para estabilizar este tipo de taludes u hormigón proyectado.

B. HÚMEDOS:

El flujo húmedo ocurre normalmente en suelos del tipo arenas finas y limos. Se genera por un exceso de agua que hace perder al suelo estabilidad interna. Normalmente se inicia debido a lluvias de gran intensidad y/o duración y a derrames concentrados de agua y se hace presente en los sectores donde ha sido removida la capa vegetal del suelo. La protección del camino para estos casos se logra estabilizando el talud con suelo vegetal, producto asfáltico o materiales de cemento. Además, deben sellarse las posibles grietas del terreno y evitar el agua de derrames sobre el talud mediante la construcción de contrafosos. La colocación de un muro al pie del talud evita que la corriente del agua lo erosione y active el flujo. Tanto los contrafosos como las cunetas deben ser diseñados con pendientes tales que no se excedan las velocidades límites que producen la erosión.

3.2.1.3.5. EROSIÓN DE CONTRATALUDES

Este tipo de problemas está normalmente asociado a suelos finos, predominantemente limosos y arenosos, en los cuales el agua juega un papel muy importante. El dar mayor inclinación al talud no representa



una solución práctica. Esta debe buscarse a través de proteger el contratalud y diseñar cunetas revestidas u otro elemento de protección del pie del contratalud **(Gráfico 3_1 para determinar el espesor mínimo de material filtro de protector de talud) (Ver Anexo B).**

Cuando los contrataludes son erosionados, normalmente se activan los flujos y deslizamientos locales, los cuales preferentemente se inician al pie del contratalud debido a la obstrucción de las cunetas. Por esto se recomienda construir un muro bajo (0.60 a 1.00 m de altura) al pie del talud conformando con este elemento la cuneta.

5.1. PROTECCIÓN DE TALUDES EN CORTE

En cortes de suelos de consistencia media a alta y en cortes de rocas fracturadas los principales problemas de inestabilidad están asociados a erosiones y desprendimientos del frente expuesto. La protección del camino en estos casos se logra estabilizando el contratalud con suelo vegetal, mallas, hormigón proyectado, muros de hormigón, etc.

La construcción de un muro bajo de pie de contratalud evita que la corriente del agua lo erosione cuando se obstruye las cunetas.

En los **Gráficos 4_1 a 8_1 (Protección en suelo compacto de contratalud con malla de alambre, Refuerzo de contratalud con malla de alambre roca fracturada, Protección de contratalud con malla de alambre y hormigón proyectado, Protección contratalud sembrado sostenido en barro vegetal y malla, Contrataludes en cortes altos con escalonamiento suelos y rocas) (Ver Anexo B)** se indican soluciones para proteger y estabilizar los contrataludes de cortes, los cuales han sido utilizados con resultados satisfactorios.

En el caso de contrataludes altos diseñados con bancos, éstos deben ser tratados con imprimación u otro tipo de recubrimiento, con cunetas de hormigón y adecuadas bajadas de agua. Si no se cumplen estos requisitos, la construcción con bancos en zonas lluviosas es más perjudicial que beneficiosa.



SECCION 3.2.1.4.

ESTABILIDAD DE TERRAPLENES

Los problemas más recurrentes con relación a la estabilidad de terraplenes corresponden a:

- Erosión y Deslizamientos locales
- Corrimientos en medias laderas
- Densificación de los Rellenos
- Asentamiento por Consolidaciones
- Flujo Plástico y/o Falla por Corte
- Asentamiento Dinámico y Licuación

No se indica en la lista anterior un posible deslizamiento por falla al corte del terraplén debido a que las normas de construcción de terraplenes impiden que esto ocurra, tanto por la inclinación que se da a los taludes, como por el grado de compacidad que se exige al suelo de rellano. En todo caso, si algún riesgo de esta naturaleza existiera, puede verificarse según los métodos indicados para la estabilidad de taludes de corte.

3.2.1.4.1. EROSIÓN Y DESLIZAMIENTOS LOCALES

Este tipo de fenómeno se manifiesta produciendo fallas locales por corte. Esto resulta en desplazamiento y grietas de tracción en el coronamiento del terraplén según se muestra en la **figura A del Gráfico 9_1**.

Su causa principal es la acción del agua superficial, que se infiltra en el material de relleno, produciendo los siguientes efectos:

- Disminución de la resistencia del suelo por efecto del agua
- Aumento de peso de la masa del suelo
- Generación de la superficie resistente al corte por socavación
- Debilitamiento de la superficie resistente al corte por socavación

Este tipo de problemas está normalmente asociado a suelos finos, predominantemente limosos, en los cuales el agua juega un papel muy importante. El dar mayor inclinación al talud no representa una solución práctica y ésta debe buscarse a través de proteger el talud y banquetas con materiales relativamente impermeables y cohesivos (suelos vegetales).

Una precaución muy importante consiste en hacer una adecuada canalización de las aguas superficiales con la construcción de cunetas revestidas, soleras y bajadas de agua debidamente impermeabilizadas.

A. CORRIMIENTOS EN MEDIAS LADERAS

La construcción de terraplenes sobre planos inclinados trae normalmente acompañado problemas de corrimientos de masa de suelo. La razón es que durante la construcción del terraplén se produce un debilitamiento en el plano de contacto entre el suelo natural y el terraplén, agravado por la acción del agua (bloqueo del drenaje natural del cerro). Este fenómeno es particularmente claro en secciones mixtas (corte-terraplén), donde la sección de corte, permanece estable. En la **figura B del Gráfico 9_1 (Ejemplo de falla de terraplenes) (Ver Anexo B)** se ilustra este fenómeno.

El peso W de la masa de terraplén tiene una componente tangencial T que trata de deslizar la masa de relleno en el sentido del plano inclinado, y una fuerza normal N que contribuye a la resistencia al corte (fricción). La cohesión y la fricción del suelo generan una fuerza que se opone a la fuerza activa T .



El factor de seguridad (grado de estabilidad) está dado por:

$$E.S. = \frac{Ntg\Phi + cL}{T}$$

En la que:

- Φ = ángulo de fricción interna del suelo
- c = cohesión
- L = longitud de contacto terraplén-suelo

Durante la construcción, el suelo es pre moldeado en el plano de apoyo del terraplén, con lo cual se produce una disminución en su resistencia al corte en presencia de agua.

Para laderas con pendientes mayores que 20%, así como para ensanches de terraplenes existentes, se deberá ejecutar un escalonamiento previo de la base en que se apoyará el terraplén, según se ilustra en las figuras del **Gráfico 10_1 (Terraplenes en laderas) (Ver Anexo B)**.

Una alternativa para la construcción y ensanche de terraplenes en laderas inclinadas o cuando existen limitaciones del ancho basal, corresponde a la construcción de muros de geotextiles y de tipo jaula (gaviones), como se ilustra en los **Gráficos 11_1 (Ejemplo muro con geotextil) y 12_1 (Ejemplo disposición general Muro Gavión) (Ver Anexo B)**.

A.1.1. MUROS DE GEOTEXTIL

El muro de Geotextil es relativamente flexible en relación a los muros convencionales ya que para desarrollar la resistencia a la tracción. La tela requiere de cierta deformación. En general esta solución resulta más económica por unidad de superficie expuesta que otras soluciones tradicionales.

Los muros construidos con geotextiles permiten ser apoyados sobre suelo ligeramente deformados a diferencia de los muros estructurales. Por otra parte, los primeros tienen excelente drenaje sin necesidad de proyectar obras especiales.

A.1. MÉTODO DE DISEÑO

En el diseño de muros de geotextil se deben analizar dos aspectos, a saber:

- * Estabilidad general del sistema, figura a) **Gráfico 13_1 Muro geotextil (Ver Anexo B)**
- * Estabilidad interna del sistema, figura b) **Gráfico 13_1 Muro geotextil (Ver Anexo B)**

La estabilidad general del sistema debe verificarse en la forma usual para un muro de retención, contemplando los siguientes tres aspectos:

- a. Estabilidad al volcamiento
- b. Estabilidad al deslizamiento
- c. Estabilidad a la capacidad de soporte del suelo

La estabilidad interna debe analizarse considerando la presión longitudinal (σ_t), a diferentes profundidades, considerando las sumas de las presiones del suelo (σ_1), de la sobrecarga (σ_2), y de las cargas vivas (σ_3), que deben ser controladas por la resistencia a la tracción de la tela geotextil.

La estabilidad interna se analiza de acuerdo a los siguientes pasos:



a. Cálculo de la presión horizontal a diferentes profundidades.

b. Cálculo del espesor de capas de relleno “S” a diferentes profundidades a través de la ecuación.

En la que:
$$S = \frac{Ta}{\sigma \cdot FS}$$

S : Espesor de las capas de relleno.

Ta : Resistencia a la tracción, por unidad de longitud.

$$Ta = a \frac{T_{\text{últ}}}{RF}$$

T.últ : Resistencia ultima a la tracción (GRAB STRENGHT).

RF : Factor de reducción; 3 estructura temporal 6 estructura permanente.

σ : Presión horizontal total, en el nivel considerado.

F.S. : Factor de seguridad (1,3 a 1,5).

c. Cálculo de la longitud de la tela “L”.

$$L = L_E + L_R$$

$$LR = (H - Z) \operatorname{tg} (45 - \phi / 2)$$

$L_E = \frac{S \cdot \sigma \cdot FS}{2(c + Z \operatorname{tg} \delta \gamma)}$	(F.S. de 1,3 a 1,5)
--	---------------------

γ : Peso unitario del suelo relleno.

δ : $2/3 \phi$

L_o : $\frac{1}{2} L_E$; L_E Y L_o mín 0,90 m.

B. DENSIFICACIÓN DE LOS RELLENOS

Durante el proceso de compactación de rellenos para terraplenes se produce una importante reducción de huecos en la masa del suelo. Este acomodo de las partículas sólidas continúa largo tiempo, aún después que el proceso mecánico de compactación se termina, traduciéndose en una deformación superficial de la rasante del camino que se traduce en asentamientos diferenciales y agrietamientos. La magnitud de esta deformación depende básicamente de dos factores: grado de compacidad inicial y altura del terraplén.

Incluso rellenos compactados al 95% de la D.M.C.S pueden generar deformaciones superficiales del orden de 0,1 a 0,3% respecto a la altura del terraplén. Sin embargo, si el grado de compacidad inicial es bajo puede esperarse asientos de más de 2%.

Experiencias en rellenos han demostrado que el asentamiento ocurre rápidamente al inicio de la construcción y la razón de deformación decrece con el tiempo. Por ejemplo, en un relleno de 15 m de altura



el 75% del asentamiento que ocurrió durante 7 años se produjo en los dos primeros años (soil mechanics for road engineers – road research laboratory).

Este fenómeno se evidencia con frecuencia en trazados que pasan de corte a terraplenes manifestándose en forma de agrietamiento en el pavimento, en las proximidades de la interface.

Otro caso usual es la formación de un escalonamiento en los accesos a estructuras rígidas, aun cuando los rellenos sean con materiales granulares muy compactos.

En particular habrá que mencionar la construcción de terraplenes con restos de rocas, provenientes de cortes o excavaciones, en los cuales debido al proceso de acomodo e interperización de la roca, el fenómeno de deformación superficial puede ser muy prolongado e intenso.

En general, resulta muy difícil controlar las deformaciones superficiales debido a la densificación interna de los rellenos y es conveniente reducir al máximo las de tipo diferencial. Si estas se manifiestan en forma gradual (no deferencial), la deformación propia del terraplén no induce problemas en el rodado.

En todo caso, si se prevén asentamientos diferenciales hay que tenerlos presente y programar su mantención durante algunos años, considerándolos como un problema normal.

C. ASENTAMIENTO POR CONSOLIDACIONES

La colocación de un terraplén sobre la superficie del terreno genera un aumento de las presiones efectivas en las capas subyacentes del suelo. Si éste es de carácter comprensible, la sobrepresión impuesta ocasiona una disminución de volumen con expulsión de agua de los poros. El cuantificar la magnitud del asentamiento superficial debido a este efecto supone, por una parte, calcular correctamente la sobrepresión que genera por el peso del terraplén a diferentes profundidades y, por otra parte, tener conocimientos de las características del estrato comprensible (espesor, coeficiente de compresión, condiciones de drenaje, permeabilidad, etc.).

C.1. CONSOLIDACIÓN UNIDIMENSIONAL

Cuando la masa del suelo compresible totalmente saturada es sometida al efecto de una carga permanente, se inicia una disminución de volumen debido a la expulsión del agua contenida en los vacíos y a un posterior reacomodo de las partículas que forman la estructura del suelo. A este fenómeno se le llama Consolidación.

Se pueden distinguir dos formas de consolidación en el suelo:

- a. **Consolidación primaria:** producida únicamente por la disminución de volumen como efecto de la expulsión del agua.
- b. **Consolidación secundaria:** es el cambio de volumen que sufre un suelo debido al reacomodo adicional de su estructura interna, después de que la mayor parte de la carga ha sido transferida del agua al esqueleto mineral del suelo.

Hipótesis fundamentales:

- 1º.- El suelo es un material homogéneo, isotrópico y continuo.
- 2º.- El material está totalmente saturado.
- 3º.- Tanto el agua contenida, como las partículas sólidas, son incompresibles.
- 4º.- El flujo es de régimen Gráfico r, por lo que cumple con la Ley de Darcy.
- 5º.- La disminución del volumen del suelo sujeto a consolidación se debe exclusivamente a la expulsión del agua.
- 6º.- El coeficiente de permeabilidad k del suelo, permanece constante durante todo el proceso.



A partir de estas Hipótesis, K. Terzaghi elaboró su teoría de la consolidación. La magnitud del asentamiento puede ser estimada a través de la siguiente relación.

$$\Delta H = H \cdot \frac{C_c}{1+e_o} \log \frac{P_o + \Delta p}{P_p} \quad (\text{ec. 1}_1)$$

En la que:

e_o : Índice de huecos del suelo, correspondiente a la presión natural p_o o a la presión de pre consolidación p_c . Para la estimación de la presión de pre consolidación normalmente se utiliza el criterio de Casagrande que corresponde al punto de intersección de la bisectriz del ángulo formado por la tangente en el punto de máxima curvatura en la relación índice de huecos-presión, con la horizontal y la prolongación de la rama virgen (**ver Gráfico 16.1 Ensayo Edométrico-ejemplo (Valdivia). (Ver Anexo B).**

Δp : Incremento de presión vertical debido al peso del terraplén determinado según lo indicado en la **ec. 2_1**

C_c : Índice de compresión.

H : Espesor del estrato compresible.

P_o : Presión geoestática inicial

P_p : Presión de preconsolidación. Si $p_p > p_i$. En caso contrario $p_p = p_o$

Los valores de e_o , p_p y C_c se determinan mediante el ensayo Edométrico.

C.2. AUMENTO DE LAS PRESIONES BAJO TERRAPLÉN

Un elemento de suelo a una determinada profundidad está sometido a una presión vertical que depende del suelo que queda por encima de dicho elemento. Si la presión vertical máxima a que ha sido sometido el elemento en cuestión correspondiente a la sobrecarga de suelo existente, se dice que el suelo es normalmente consolidado. En caso que anteriormente haya sido sometido a presiones mayores, se dice que el suelo es pre-consolidado.

Al cobrar un terraplén en la superficie del terreno, se genera presiones sobre el suelo natural que provocan asentamiento que es necesario cuantificar.

Normalmente, para calcular las sobrepresiones se utiliza la teoría de Boussinesq, que resulta bastante engorrosa para el caso de los terraplenes. Por esta razón se recomienda la siguiente expresión de Carothers, cuya explicación se da en la figura del **Gráfico 14_1 Aumento de presiones bajo terraplén (Ver Anexo B).**

$\Delta p = \frac{\gamma h}{\pi} \left[\beta_1 + \frac{\beta_2 \cdot x}{h \cot \alpha} + \frac{z}{R^2} (l - x) \right]$	(ec. 2_1)
--	------------------

Δp : sobrepresión del suelo a profundidad “z” y distancia (l - x) del eje.

l : semi ancho del terraplén en la base

h : altura del terraplén

$\alpha, \beta_1, \beta_2, R$ según figura

Se supondrán los efectos de ambos del terraplén.



C.3. CALCULO ASENTAMIENTO POR CONSOLIDACIÓN

A continuación se desarrolla un ejemplo de cálculo para la estimación del asentamiento por consolidación de un terraplén de 5.0 m de altura, debido a la presencia de tres estratos compresibles bajo el terreno natural.

En la figura del **Gráfico 15_1 Ejemplo cálculo de asentamiento terraplén (Ver Anexo B)**, se indica como se ha modelado el problema, incluyendo la geometría de la sección transversal, estratigráfica de suelos y las presiones verticales iniciales y el incremento de éstas debido al peso del terraplén.

En el **Gráfico 16_1 Ensayo Edométrico-ejemplo (Valdivia). (Ver Anexo B)** se entrega una representación gráfica de la relación índice de huecos (e) – presión (p) de acuerdo al ensayo Edométrico practicado a una muestra representativa de cada estrato compresible.

$$\Delta H = H \cdot \frac{C_c}{1+e_0} \log \frac{P_0 + \Delta p}{P_p (*)}$$

Estimación del asentamiento

Estrato Nº	Espesor H (cm)	Índice de Huecos	Índice de comp. CC	Pp kg/cm²	Pi + Δp kg/cm²	Pi + Δp Log----- p'	Asentamiento ΔH (cm)
1	170	1.83	0.59	2.26	1.84	<0.0	-
2	190	1.85	0.70	2.18	5.57	0.0715	3.3
3	400	2.04	0.94	2.31	2.58	0.48	5.9
Total asentamiento							9.2 cm

(*) Si la presión de pre consolidación es mayor que p_i se usa:

$P' = p_p$ en caso contrario $p' = p_i$

D. FLUJO PLÁSTICO Y/O FALLA POR CORTE

Este fenómeno es característico de suelos blandos o de baja consistencia y se presenta como una deformación continua, derivada de un esfuerzo de corte constante. Esta forma de falla ocurre por una concentración de esfuerzos en un punto del suelo de fundación de un terraplén que alcanza el valor del esfuerzo máximo de resistencia de corte del suelo. Se manifiesta como hundimiento del terraplén acompañado de sobre-elevamiento del terreno adyacente. Debe recordarse que, a diferencia de la consolidación, la deformación o cambio de forma del suelo se produce sin disminución de volumen.

Los materiales que son susceptibles de presentar este fenómeno son los suelos finos, de estructura apañada o flocúlenla, o los depósitos de materia orgánica de estructura fibrosa de consistencia baja, que se encuentran normalmente consolidados.

El cálculo de estabilidad para esta situación resulta más preciso el análisis de flujo plástico que el de falla por corte, especialmente cuando se trata de un estrato blando de espesor relativamente bajo.

En el análisis por flujo plástico es necesario considerar los siguientes aspectos:

- Propiedades del suelo blando – Resistencia al corte.
- Distribución de los esfuerzos cortantes.



D.1. PROPIEDADES DEL SUELO BLANDO

En los materiales de falla elasto plásticas, o sea los que se deforman indefinidamente bajo la acción de un esfuerzo cortante constante, se deberá considerar como rango elástico, aquél en el que las deformaciones no alcancen valores mayores del 20% de la altura total de una muestra sujeta a una prueba de

$$\frac{q_u}{2} = c$$

compresión simple, de la cual se puede deducir el valor del parámetro c:

En los materiales que acusan una curva esfuerzo-deformación típica de falla frágil, el rango elástico es aquél en el que las deformaciones no rebasan el punto de fluencia. En general, dichas deformaciones son del orden 3% de la altura de la muestra.

Debe hacerse notar que en este tipo de materiales es donde las fallas por flujo plástico son las más bruscas. Esto se debe a que una vez alcanzado el valor de fluencia por la acción de las cargas impuestas, la resistencia al esfuerzo cortante disminuye rápidamente debido a fenómenos de relajación de esfuerzos. Por lo anterior, el valor del parámetro c debe ser reducido por un coeficiente igual a 0,75.

$$\frac{3/4 q_u}{2} = 3/4 c' = c$$

D.2. DISTRIBUCIÓN DE LOS ESFUERZOS CORTANTES

La solución matemática para obtener la magnitud de los esfuerzos cortantes, en un punto p (x, z) en el seno del suelo bajo la carga impuesta por un terraplén, fue resuelta por Hogentogler y está dada por la siguiente expresión:

$$S_{xz} = \frac{zp}{\pi h \cot \alpha} \sqrt{\log^2 \frac{R_1 R_4}{R_2 R_3} + (\beta_1 - \beta_3)^2} \quad (\text{ec. 3}_1)$$

La interpretación de las literales puede en la figura del **Gráfico 17_1 Distribución de esfuerzos cortantes en un terreno de cimentación semi infinito. (Ver Anexo B)**. Siendo S_{xz} el esfuerzo inducido por el terraplén en el punto considerado.

Para los puntos situados bajo el centro del terraplén, la ecuación se simplifica puesto que:

$$\beta_1 = \beta_3$$

$$R_1 = R_4$$

$$R_2 = R_3$$

Con lo que la expresión se reduce a:

$$S_{xz} = \frac{zp}{\pi h \cot \alpha} \log \frac{R_1^2}{R_1^2} \quad (\text{ec. 4}_1)$$

En general puede decirse conservadoramente, que la altura máxima de un terraplén capaz de producir flujo plástico en el terreno de cimentación queda limitado por el siguiente valor:



$$h = \frac{c}{0,3 \cdot \gamma_m} \quad (\text{ec.5}_1)$$

Siendo γ_m la densidad del material saturado que se utiliza para construir el cuerpo del terraplén y “c” la resistencia al corte del terreno de cimentación.

D.3. FALLA POR APLASTAMIENTO EN ESTRATO BLANDO DE POCO ESPESOR

Para el análisis por aplastamiento entre dos placas rígidas como se ilustra en el **Gráfico 18_1 Fallas por Aplastamiento (Ver Anexo B)** la altura máxima del terraplén queda determinada por la expresión:

$$h = \frac{b}{2 \cot \alpha} \left(\sqrt{\frac{1}{1-r}} - 1 \right) \quad (\text{ec.6}_1)$$

En la que:

$$r = \frac{c \cot \alpha}{a \cdot \gamma_m}$$

= ancho superior plataforma (m)

C = cohesión (T/m²)

α = inclinación de talud

Para que las soluciones sean reales es necesario que $0 < r < 1$.

Para $c = 0$ $r = 0$ y $h = 0$

Y para $r = 1,0$ $h = \infty$

Para un valor de “2da” dado, la altura máxima del terraplén se puede incrementar si:

- se aumenta la resistencia del suelo.
- se extienden los taludes.
- se colocan materiales más livianos.

E. ASENTAMIENTO DINÁMICO Y LICUACIÓN

Determinados suelos que son sometidos a sollicitaciones dinámicas, tales como vibraciones, impactos, sismos, etc., tienden a densificarse disminuyendo de volumen. Si estos suelos tienen baja permeabilidad, la tendencia a la densificación se traduce en un incremento de presión de la fase fluida, que puede



crecer hasta un punto en que iguale a la presión total, llegando a anular a la presión efectiva o presión de contacto entre los granos. En estas circunstancias un suelo de característica granulares pierde totalmente su capacidad de soporte.

En el caso de las arenas finas y limos sueltos saturados, se produce un aumento de presión en la fase fluida ya que el suelo no alcanza a drenar durante el corto tiempo que dura una carga transitoria, lo que puede llevar al suelo, transitoriamente, al estado de licuación con el consiguiente hundimiento de las estructuras apoyadas en él.

(GRÁFICO 19_1 Asentamiento dinámico) (Ver Anexo B)

F. CIMENTACIÓN DE TERRAPLENES

F.1. MEJORAMIENTO DEL SUELO DE CIMENTACIÓN

Dentro de este tipo de solución está básicamente la construcción en etapas y la estabilización por electroósmosis, técnicas que sería aplicable a arcillas.

F.1.1. CONSTRUCCIÓN DE ETAPAS

Esta medida es aplicable principalmente a los terrenos comprensibles, cuya resistencia al esfuerzo cortante puede garantizar la estabilidad por flujo plástico. Su objetivo es el de provocar un cierto grado de consolidación, elegido a priori, de tal manera que una vez que haya transcurrido el tiempo suficiente, los hundimientos posteriores sean pequeños y se produzcan a largo plazo, para que no afecten la operación y conservación de la vía.

Para conocer el tiempo necesario que deberá dejarse pasar antes de proseguir y terminar la construcción de un terraplén, bastará con analizar la curva asentamientos-tiempo obtenida en los estudios de consolidación. El criterio usualmente seguido es el de provocar de un 50 a 60% de consolidación. Cuando se necesita acelerar el proceso de consolidación, se acostumbra construir un terraplén de mayor altura que el de proyecto (precarga) afinándose la rasante al término especificado.

Esta solución es de las más económicas para neutralizar los efectos perjudiciales de la consolidación, pero tiene el inconveniente de tener que esperar por un tiempo, antes de proseguir con la construcción de la vía de comunicación.

La construcción de un terraplén por etapas tiene el efecto benéfico de incrementar la resistencia al esfuerzo cortante del terreno de cimentación, con lo cual, al final del proceso, se podrá contar con mejores condiciones que en un principio.

F.1.2. ESTABILIZACIÓN POR ELECTROÓSMOSIS

La aplicación de la electroósmosis como medio para estabilizar un suelo es relativamente novedosa. El fenómeno por electroósmosis produce 3 efectos que incrementan la resistencia del suelo:

- Es sabido que se puede incrementar el factor de seguridad de un talud, invirtiendo el sentido del flujo de agua por medio de la electroósmosis, cuyo efecto es invertir el sentido de las fuerzas de filtración
- El segundo efecto es de carácter electroquímico y consiste en que al aplicar un potencial eléctrico entre el ánodo y el cátodo, se desprenden de aquél partículas metálicas que entran en circulación en el agua de los poros. A su vez partículas (iones) reaccionan con los iones absorbidos de los granos de suelo y con las sales disueltas en el agua, formando compuestos de propiedades cementantes.

Si el ánodo es de aluminio se producen cementantes de gran poder aglutinante (aluminatos); los ánodos de hierro son también capaces de crear ligas entre las partículas, aunque de menor poder cementantes que las producidas por los de aluminio. Este efecto puede utilizarse para aumentar la cohesión de un suelo que se encuentre saturado, tales como limos y arcilla.

- El tercer efecto se debe a una distribución no uniforme del potencial eléctrico entre en ánodo y cátodo, lo que da lugar a la creación de fuerzas de tensión en el agua de los poros del suelo; este efecto tiende a aumentar la presión efectiva entre partículas, como se deduce de la fórmula fundamental:



$$p_t = p_e + u$$

Dónde:

p_t : es la presión total

p_e : es la presión efectiva

u : es la presión de poro

Como u es negativa se tiene:

$$p_e = p_t + u$$

F.1.3. MEJORAMIENTO POR MEDIO DE TELAS GEOTEXTIL.

A diferencia de los suelos, las telas geotextiles tiene la propiedad de desarrollar resistencia a la tracción, permitiendo disminuir las tensiones en el pavimento. Mientras mayor es el módulo secante, que es la fuerza necesaria para lograr una deformación del 5% en el ensayo de tracción (según ensayo ASTM D 4632), mayor es la eficiencia del geotextil. Adicionalmente, la tela actúa como un separador en la interface, evitando la infiltración de suelo fino.

Existe una amplia variedad de antecedentes sobre estudios e investigaciones realizadas en el exterior para establecer las bondades que implica el uso de estos elementos para salvar suelos de baja capacidad de soporte. Sin embargo, muchas de estas investigaciones han sido realizadas por los propios fabricantes del producto, de manera que la independencia de los resultados a veces se presta a algunas dudas. En el país, las telas geotextiles se han usado en forma escasa, pero con buenos resultados.

El aspecto más importante a definir, puesto que influye en las ventajas que tendría el uso de estos elementos para cruzar áreas de baja capacidad de soporte, es cuantificar cuanto se incrementa la capacidad de soporte de un suelo al colocar la tela geotextil. Las investigaciones externas señalan que el soporte, expresado en términos del CBR, significaría incrementar el CBR del suelo reforzado entre 3 y 5 puntos porcentuales; ello significa que si se refuerza un suelo CBR = 1% con geotextil, equivale a disponer para los efectos de diseño, de un suelo con CBR entre 4 y 6%.

En resumen, en tanto no se disponga de más información, se recomienda adoptar un incremento del CBR según lo siguiente:

Valor del Módulo Secante (N)	Incremento CBR
400 a 500	3 puntos
500 a 600	4 puntos
> 600	5 puntos

Nota: El Módulo secante se determina por el ensayo de la Resistencia a la Tracción según norma ASTM D 4632.

Para adoptar estos valores, deberá elegirse y especificarse claramente la tela a utilizar, debiendo ella cumplir estrictamente con lo que se especifica en la Sección 3.2.1.4 y asegurándose que el recubrimiento de suelos especificados es el adecuado en cuanto a características y espesor.



F.2. MEJORAMIENTO DEL COMPORTAMIENTO DEL TERRAPLÉN

En este tipo de soluciones no se alteran las propiedades del suelo de cimentación. Por lo tanto, corresponden básicamente a las siguientes medidas.

- Utilización de materiales livianos
- Plataformas de alivio
- Cimentación por pilotes
- Empleo de banquetas laterales y frontales
- Drenes verticales de arena

F.2.1. UTILIZACIÓN DE MATERIALES LIVIANOS

Si a una distancia económica del lugar donde se construye el terraplén, se localizan prestamos de materiales livianos, es recomendable el uso de estos materiales para formar el cuerpo de los terraplenes. En efecto para una misma altura de terraplén, tanto los esfuerzos normales como los cortantes inducidos, serán menores y por lo tanto será posible disminuir la magnitud de los hundimientos o bien aumentar la altura del terraplén sin que existan fenómenos de flujo del material. En algunos casos particulares, pueden obtenerse mejores resultados económicos mediante el proyecto de terraplenes de sección mixta, como lo muestra la figura del **Gráfico 20_1 Soluciones para mejorar el comportamiento de los terraplenes (Ver Anexo B)**. El inconveniente de esta solución estriba en la escasez de estos materiales en la naturaleza.

F.2.2. PLATAFORMAS DE ALIVIOS

Este procedimiento tiene como finalidad principal, la de proporcionar una base flotante a los terraplenes contruidos sobre terrenos excesivamente blandos, en los que se puede presentar flujo del material.

Esta solución se puede aplicar a vías de comunicación provisionales o bien a caminos de tipo secundario. Con este procedimiento no es posible eliminar los hundimientos, por lo que se recomienda que los terraplenes no tengan más de 1,00 m de altura y que sus taludes sean suficientemente extendidos. En general no es justificable la pavimentación en este tipo de caminos.

Las plataformas de alivio pueden construirse con lechos de Tronco, o entrecruzado de ramas. El terraplén debe formarse por dos capas, una de material bien graduado en su parte inferior y otra de grava como superficie de rodamiento como se muestra en la figura b del **Gráfico 20_1 Soluciones para mejorar el comportamiento de los terraplenes (Ver Anexo B)**.

F.2.3. CIMENTACIÓN POR PILOTES

En un terreno de cimentación blando se tiene dos efectos benéficos con la introducción de pilotes hincados en su seno:

1. Se restringe el movimiento de flujo lateral del material.
2. Se logra mejorar el terreno de cimentación aumentando su resistencia al esfuerzo cortante, por efecto de la consolidación producida al introducir los pilotes.

El procedimiento se basa en ciertas consideraciones que difícilmente se cumplen en la práctica y que son:

- a. Los pilotes trabajan aisladamente por puntas. Para que se cumpla esta condición, es necesario que exista un manto resistente bajo estrato blanco, que la separación entre pilotes centro a centro sea mayor de 4 diámetros y además que el perímetro envolvente del conjunto sea mayor que la suma de los perímetros de los pilotes.

La carga que se debe considerar para el diseño de los pilotes, es el peso equivalente del área de influencia de los terraplenes. En algunos casos, a esta carga axial es necesario añadirle los efectos de fricción negativa que se desarrollan a lo largo del área lateral de los pilotes, y el empuje lateral, provocando por el flujo del material.

En el caso de accesos a puentes, este último concepto acrecienta su importancia, debiéndose prever la suficiente longitud de empotramiento en el terreno firme.



- b. Se supone que el material blando no soporta ninguna carga adicional. Esto significa que se le considerará una capacidad de carga nula, que el material del terraplén es muy rígido, y que no existen fenómenos de arqueo en el cuerpo del propio terraplén. Esta condición puede lograrse parcialmente si se provee una losa de concreto reforzado como asiento del terraplén, pero con ellos se elevan significativamente los costos.

Es conveniente hacer notar que la solución propuesta por este medio puede resultar antieconómica, por el gran número de pilotes que es necesario hincar para que se logre una efectividad adecuada. Además resulta ser medida más bien de tipo empírico, puesto que se tienen muchas incertidumbres respecto a su comportamiento real. En la figura c del **Gráfico 20_1 Soluciones para mejorar el comportamiento de los terraplenes (Ver Anexo B)** se muestra una sección típica solucionada por este medio.

Banquinas laterales y frontales

El uso de banquetas, como medio para mejorar las condiciones del subsuelo, está limitado a materiales cuyo comportamiento crítico principal es el de flujo plástico, proporcionan los siguientes efectos benéficos:

- a. Ejercen un confinamiento al material blando
- b. Redistribuyen los refuerzos cortantes alejando las concentraciones de los pies de los taludes.

Para que se pueda lograr el primer efecto es necesario que las banquetas tengan un ancho mínimo de:

$$A \geq 2,5 \text{ a } 3L$$

Para una sección transversal de un terraplén (**Gráfico 21_1 Soluciones para mejorar el comportamiento de terreno de cimentación (Ver Anexo B)**). En el caso de accesos a puentes es necesario que el ancho A de la banqueta sea:

$$A \geq 1,5 h' \cot \alpha$$

Como se muestra en el **Gráfico 22_1 Construcción de terraplenes en suelos inestables (Ver Anexo B)**.

F.2.4. DRENES VERTICALES DE ARENA

La finalidad que se persigue cuando se colocan drenes verticales de materiales granulares, es el acelerar el proceso de consolidación. En efecto, por este medio el espesor del material por consolidar se reduce de H a S (**Gráfico 21_1 (Ver Anexo B)**) y las presiones de poro se disparan con mayor rapidez. El flujo del agua está obligado a ascender por los drenes hacia la cama permeable, la cual elimina el agua descargándola al exterior.

El diseño correcto de los sistemas de drenes verticales exige que los materiales utilizados tengan una curva granulométrica bien graduada, cuyo diámetro efectivo D_{10} debe estar comprendido entre 0,01 y 1,0 mm. La separación S entre drenes es función directa del tiempo disponible para construir la vía y en la práctica del dren mayor es su efectividad.

Para obtener una aceleración mayor del proceso de consolidación a veces recurre a colocar una sobrecarga adicional, mediante un terraplén, el cual se remueve posteriormente una vez alcanzada la relación de consolidación deseada. Una última ventaja que se consigue con este método, es la de lograr un aumento en la resistencia al esfuerzo cortante del suelo.

F.2.5. REEMPLAZO DEL SUELO DE CIMENTACIÓN

Los métodos de remplazo de suelos muy blandos, son los que proporcionan una solución más adecuada y de carácter definitivo al problema de la cimentación de terraplenes sobre estos materiales, siempre y cuando no tengan espesores muy grandes. En algunos casos, el adoptar cualquier otra solución de las ya mencionadas, puede requerir una conservación continua de la vía, con costos muy altos.



El primer paso que se debe considerar para aplicar estos procedimientos, es el de conocer el espesor de la capa blanda del material. Para saber la profundidad a la que se encuentra el terreno firme, basta con efectuar sondeos de tipo preliminar hincando varillas sobre el eje de la vía, a distancias convenientes. Un estudio preliminar más adecuado consistiría en cuadricular la faja que abarcará la vía con este tipo de sondeos, de forma de conocer la topografía del terreno resistente bajo el material blando.

El método de reemplazo puede ser total o parcial. El primer caso es para espesores no muy grandes. En caso contrario se ejecuta un reemplazo parcial por desplazamiento. **(Ver Figuras a y b en Gráfico 22_1 Construcción de terraplenes en suelos inestable) (Ver Anexo B).**



SECCION 3.2.1.5.

COMPACTACION DE SUELOS

Se entenderá por compactación al proceso mecánico mediante el cual se disminuye los huecos dentro de una masa de suelo, obligando a las partículas sólidas a ponerse en contacto más íntimo entre sí. El sistema de partículas constituye a la fase sólida del suelo y, los espacios encerrados corresponden a la fase fluida.

La fase fluida está compuesta por aire y agua. Mientras el primero es muy compresible, el agua puede considerarse incompresible ($C_w = 2,4 \times 10^{-7} \text{ cm}^2/\text{Kg.}$). Desde el punto de vista de la construcción vial, el estado parcialmente saturado es el que tiene mayor importancia. Los materiales se encuentran, en ese estado durante las etapas de construcción y, posteriormente, en servicio como sub-rasante, sub-bases y bases.

3.2.1.5.1. FACTORES QUE DETERMINAN EL GRADO DE COMPACTACIÓN

La densidad final que se alcanza en un suelo, depende de varios factores. Entre los principales se pueden mencionar, la humedad, la energía de compactación aplicada y el tipo de suelo de que se trate.

A. EFECTO DEL AGUA

Si el suelo que contiene finos plásticos, se somete a un proceso de compactación, y se miden las densidades obtenidas para diferentes contenidos de agua (humedad), manteniendo constantes la energía de compactación, se obtiene la curva típica densidad-humedad, que se indica en el **Gráfico 23_1 (Curva típica Densidad – Humedad) (Ver Anexo B)**.

A partir de un valor relativamente bajo, un incremento en el contenido de agua va acompañado de un aumento de la densidad seca obtenida. Este proceso continúa hasta cierto punto en el cual nuevos incrementos en el contenido de agua producen una disminución de la densidad lograda. El punto de mayor compacidad corresponde a la densidad máxima y su correspondiente contenido de agua a la humedad óptima, ambos valores para una energía de compactación dada.

El suelo pasa por cuatro estados. Hasta el punto A del dibujo, corresponde al estado de hidratación, en el cual toda el agua está en forma de una película de agua adsorbida, firmemente adherida a las partículas sólidas y prácticamente no contribuye a mejorar la trabajabilidad, el segundo estado, de A a B, corresponde al de lubricación, en el cual el aumento de espesor de la película de agua permite un mejor acomodo de las partículas de suelo, ayudando al proceso de compactación. El estado de hidratación y el de lubricación, situados al lado izquierdo de la densidad máxima, constituye la “rama seca de la curva”. En ambos estados el aire de la fase fluida es “libre” y por lo tanto, puede drenar rápidamente durante la compactación.

El tercer estado, entre los puntos B y C corresponden al de expansión, una mayor cantidad de agua tiende a separar las partículas sólidas. El aire se encuentra ocluido y no tiene posibilidad de drenar, manteniéndose en un volumen constante, lo que queda evidenciado por un paralelismo de la curva de compactación con la línea de saturación. El cuarto estado es el de saturación en el cual es preponderante la proporción de agua en la fase fluida ($S \rightarrow 1$) y la pequeña cantidad de aire ocluido entra en

disolución con una presión relativamente pequeña $\left(\Delta p = \frac{1-S}{0.9 S} u_o \right)$ acercándose la curva a la línea de saturación, que corresponde como se sabe, a relación entre la densidad y la humedad cuando no existe aire en la fase fluida, sino sólo agua.

En suelos granulares sin filtros plásticos, no se desarrolla la curva típica densidad-humedad. Por el contrario, existe una humedad del orden de 3 a 6%, con la cual se obtiene la misma densidad. Por esta razón para arenas sin finos es recomendable compactarlas, por vibración con un contenido de agua muy bajo o cerca del límite de saturación.



B. ENERGÍA DE COMPACTACIÓN

Para estudiar la influencia del esfuerzo de compactación se han desarrollado las relaciones humedad-densidad, para diferentes esfuerzos de compactación, obteniéndose la familia de curvas que se señala en el **Gráfico 23_1 Curva típica Densidad - Humedad (Ver Anexo B)**.

Se puede observar que a mayor energía de compactación aplicada se logrará una mayor densidad máxima, y una correspondiente menor humedad óptima.

Una conclusión práctica de importancia es el hecho de que un suelo con exceso de agua no podrá alcanzar una determinada densidad aun cuando se aumente la energía de compactación aplicada, ya que siempre estará limitado por la línea de saturación.

C. TIPO DE SUELO

El tipo del suelo es un factor determinante en la densidad que se logre en un proceso de compactación. Su valor queda determinado en gran medida por características tales como su peso específico, textura, forma de sus partículas, plasticidad, etc.

De aquí que no sea recomendable expresar el grado de compacidad de un suelo en términos absolutos, sino como un porcentaje de la densidad máxima que alcanza ese mismo suelo, a través de un ensayo normalizado. El valor de la densidad máxima que se obtiene al compactar un suelo, de características normales, se encuentran en el rango que se indica en la **Tabla 3.2_3**.

Tabla 3.2_3. DENSIDAD MÁXIMA SEGÚN TIPO DE SUELO

Tipo de suelo (clasificación AASHTO)	Densidad máxima (kg/dm³)
A – 1	>2,00
A – 2	1,90 – 2,10
A – 3	1,70 – 2,00
A – 4	1,75 – 1,90
A – 5	1,25 – 1,60
A – 6	1,25 – 1,75
A – 7	1,25 – 1,75

D. COMPACTACIÓN DE LABORATORIO

En suelo con finos, el grado de compacidad de un suelo se mide a través de la densidad seca, expresada ésta como un valor relativo de una cierta densidad lograda en laboratorio por algún ensayo normalizado.

En obras viales es ampliamente usado el ensayo Proctor Normal y Proctor Modificado, como patrón de referencia. En ellos se compacta una masa de suelo colocada por capas dentro de un molde cilíndrico, dejando caer un pisón con un cierto número de golpes por capa.

Este ensayo se repite para diferentes humedades crecientes. Así se forma la curva densidad-humedad, estableciéndose los valores de densidad máxima y humedad óptima. La energía de compactación se determina mediante la relación:

$$E = \frac{P \cdot h \cdot n \cdot N}{V} , \text{ corresponde al valor } 237 \text{ kg.m/d}^3$$



- P = peso de pisón
h = altura de caída
n = número de golpes por caída
N = números de capas
V = volumen de suelo compactado

En los ensayos y controles de rutinas generalmente la curva densidad-humedad se dibuja basándose en 3 a 5 determinaciones, dependiendo de las características del suelo y experiencia del operador. En la rama seca de la curva se observa menos dispersión que en la rama húmeda. Resulta, por lo tanto, una buena ayuda dibujar la línea de saturación del suelo (característica que sólo depende del peso específico).

En los suelos granulares, sin finos, el grado de compactación se expresa en término de Densidad relativa, a través de la relación:

$$DR = \frac{\gamma_d \max(\gamma_d - \gamma_d \min)}{\gamma_d(\gamma_d \max - \gamma_d \min)} \cdot 100$$

- DR = densidad relativa en el suelo (%)
 $\gamma_d \max$ = densidad máxima lograda en laboratorio
 $\gamma_d \min$ = densidad mínima lograda en laboratorio
 γ_d = densidad de suelo

Se acostumbra clasificar el grado de compactación de este tipo de suelos, según su densidad Relativa, de acuerdo a los valores indicados en la **Tabla 3.2_4**.

Tabla 3.2_4. GRADO DE COMPACTACIÓN SEGÚN SU DENSIDAD RELATIVA

Valor DR	Grado de compactación
0 – 15 %	Muy suelto
15 – 35%	Suelto
35 – 65%	Mediano
85%	Compacto
85 – 100%	Muy compacto

D.1. FORMAS DE COMPACTACIÓN

De acuerdo con la naturaleza de las fuerzas aplicadas y su duración, se puede distinguir las siguientes formas de compactación:

- 1- Por amasado
- 2- Por presión
- 3- Por impacto o vibración
- 4- Métodos mixtos.



Estas técnicas no son todos los modos posibles de energía de compactación a un suelo, sino que simplemente son las soluciones comerciales e industriales desarrolladas hasta la fecha para resolver el problema.

D.2. COMPACTADOS POR AMASADO – RODILLO PATA DE CABRA.

Estos rodillos concentran su peso sobre superficies relativamente pequeñas de todo un conjunto de puntas de formas variadas ejerciendo presiones muy elevadas por lo que estas puntas penetran en el suelo. A medida que el suelo se compacta en pasadas sucesivas. Las patas profundizan cada vez menos en el suelo y hay un momento en que cesa de aumentar la compactación. La compactación es de abajo hacia arriba en cada capa. El mejor rendimiento de estos rodillos se da en suelos finos por efecto disgregador de grumos de sus patas y el efecto favorable de unir las distintas capas evitando la tendencia de separación. En épocas recientes se ha reforzado el efecto rompedor de grumos y mezclado mediante el agregado de energía vibradora.

Se ha desarrollado además dos tipos de rodillos que son variantes de la pata de cabra, el rodillo de rejillas y el rodillo segmentado. Estos últimos se han usado con éxito en suelos que requieren disgregación y en arcillas de baja plasticidad y en suelos tipo areno-arcillo-limoso. El espesor suelto que se recomienda de las capas varía entre 10 cm y 25 cm.

D.3. COMPACTACIÓN POR PRESIÓN – RODILLOS LISOS Y NEUMÁTICOS.

Rodillos lisos: se dividen en dos: remolcados y autopropulsados. Los primeros constan de dos tambores en marco al que se sujetan los ejes y su peso varía de 14 a 29 ton. Los autopropulsados constan de una rueda delantera y dos traseras. Se aplican a los materiales que no requieren disgregación como en el caso general de arenas y gravas relativamente limpias. También se usan mucho para el acabado de la superficie de las capas de: subrasante, bases y rodaduras. El efecto de compactación con estos rodillos se produce de arriba hacia abajo y decrece considerablemente a medida que se profundiza en la capa que se compacta.

Cuando se usa rodillo liso en la compactación de arcillas, limos plásticos y arenas con exceso de finos, al cabo de un cierto número de pasadas se producen fracturas en la superficie debido a la rigidez de esta parte por excesiva densificación en relación con la del lecho de la capa que resulta con resistencia relativamente baja. Generalmente trabaja en espesores suelos de 10 a 20 cm.

Rodillos neumáticos: su efecto deriva principalmente de la presión que ejerce al suelo y luego por el efecto de amasado que es muy inferior al de los rodillos pata de cabra. El rodillo aplica a la superficie de la capa prácticamente la presión de inflado de la rueda.

La superficie de contacto depende de la presión del inflado y del peso del rodillo. La forma de esta superficie es aproximadamente elíptica. Para lograr una aplicación más o menos uniforme de la presión, en una cierta profundidad bajo la superficie, es preciso que las llantas de adelante y las de atrás tengan un traslape de 1/3 de la huella de la rueda. Dentro de cierto rango, la eficacia del rodillo aumenta con la presión de inflado para una condición dada de humedad de compactación.

La efectividad de compactación del rodillo neumático decrece rápidamente con la profundidad, aunque no tanto como la del rodillo liso. El espesor de la capa está íntimamente ligado al tipo de suelo, las características del equipo compactador disponible y de la humedad del suelo. Se sugiere compactar capas de prueba en que se hace variar el espesor, humedad y número de pasadas para establecer la condición de menor costo que garantice la compactación específica. En general el rodillo neumático es eficiente en la compactación de suelos arenosos con finos poco plásticos y finalmente en limos poco plásticos. Generalmente trabaja en espesores de suelo suelto de 12 a 30 cm.

En el caso de suelos finos se aconseja el rodillo neumático con uno de sus ejes con ruedas algo oblicuas respecto al eje lo que les da un movimiento bamboleante durante la marcha: esto aumenta el efecto de amasado.

Con frecuencia no es posible distinguir los campos de aplicación práctica de los rodillos neumáticos y la pata de cabra. En caso de suelos residuales el rodillo pata de cabra es más eficiente y da mayor uniformidad. El rodillo neumático puede compactar capas más gruesas y a mayor velocidad que los rodillos pata de cabra. Además el mayor espesor de las capas permite incluir material grueso de mayor tamaño. En suelos con piedras tipo bolón incluidas, se prefiere el rodillo neumático que permite una distribución más uniforme.



D.4. COMPACTACIÓN POR IMPACTO O VIBRACIÓN

En este grupo se incluye diversos tipos de pisones aptos para operar en áreas reducidas. En este tipo se incluyen desde pisones de caída libre accionado a mano a otros movidos por compresión neumática o motores de explosión. Pisones de media tonelada han producido excelentes compactaciones con 5 ó 6 cubrimientos sobre capas de 20 a 25 cm en suelos granulares con finos y de 12 a 17 cm en suelos finos plásticos.

En áreas extensas se emplean los rodillos vibratorios.

Hay varios factores inherentes a la naturaleza de la vibración que influyen en el resultado de la compactación:

- a. La frecuencia
- b. La amplitud vertical
- c. El empuje dinámico en cada impulso del oscilador
- d. Peso del equipo sin considerar el oscilador propiamente dicho.
- e. La forma y el tamaño del área de contacto del vibrador con el suelo.
- f. La estabilidad de la máquina.

La ventaja principal del rodillo vibratorio es que permite compactar suelos granulares en capas de bastante mayor espesor que el usado con otros tipos de compactadores: en suelos GW y GP es posible compactar con el equipo adecuado capas de hasta 60 cm de espesor contra los 20 a 30 cm usados con rodillos neumáticos muy pesados.

Con vibratorios superpesados se logra llegar a espesores de 1,20 m para este tipo de suelos. La acción combina la vibración que reduce la fricción interna del sistema granular y la presión subsiguiente que acomoda las partículas para dar al conjunto la porosidad mínima compatible con el tamaño y forma de partículas y su distribución granular. Si la arena o la grava tienen un porcentaje de finos superior a 10% y una humedad elevada, la compactación por vibración puede dificultarse notablemente.

Cuando se compacta por vibración suelos granulares conviene verificar experimentalmente la frecuencia de la vibración, velocidad de pasada, humedad de compactación y espesor de la capa que conducen a la energía específica mínima. En este último aspecto conviene medir la disipación de la compactación con la profundidad.

La humedad tiene gran influencia en la compactación de suelos finos arcillosos: con humedad reducida se requiere gran energía vibratoria y presión, aproximadamente 8 kg/cm²; con arcillas húmedas en condición plástica se requiere menos energía y presión para variar la viscosidad de los coloides contenidos en el sistema en sentido favorable para densificar el suelo, siendo en todo caso difícil alcanzar densidades superiores al 90% de la densidad máxima compactada seca. Es factible compactar con equipo vibratorio limos con humedad próxima a la óptima en espesores moderados de las capas.

Es conveniente indicar que la efectividad densificadora del número de pasadas por punto, generalmente disminuye a partir de la sexta y además se observa que disminuye a partir de frecuencias superiores a 1500 ciclos por minuto.

D.5. COMPACTACIÓN POR MÉTODOS MIXTOS

Como su nombre lo indica, corresponde a equipos que integran dos o más de las acciones de compactación descritas anteriormente permitiendo, en general, operar sobre capas de suelo con espesor mayor que el indicado para los casos de compactadores de acción más simple. Las combinaciones con más éxito son los neumáticos vibratorios en suelos arenosos, arenas limosas y aún en arenas algo arcillosas y los rodillos pata de cabra vibratorios en el caso de suelos plásticos.

D.6. RECOMENDACIONES GENERALES SOBRE EL USO DE EQUIPOS COMPACTADORES

- a. La elección del equipo de compactación depende fundamentalmente del tipo de suelo. En general los rodillos lisos son los más apropiados para gravas y arenas mecánicamente estables.

Los rodillos neumáticos, para arenas uniformes y suelos cohesivos con humedades que se aproximen al límite plástico. Los rodillos “pata de cabra”, para suelos finos con humedades del 7 al 12% por debajo del límite plástico. Los equipos vibratorios son particularmente útiles para suelos granulares.

b. La densidad de un suelo sometido a compactación disminuye con la profundidad al aumentar el espesor de la capa. Para la generalidad de los equipos esta disminución no es importante hasta 20 cm. Si se emplean capas de poco espesor es más fácil eliminar el aire ocluido, resultando más económico el proceso de compactación en esta forma.

c. En general, se tiene un aumento considerable de la densidad entre una y seis pasadas, que se va haciendo más lento para las pasadas siguientes.

d. Un exceso de agua en un suelo de textura muy fina impide lograr un adecuado nivel de compactación.

En la **Tabla 3.2_5** se da en forma resumida un criterio sobre el comportamiento de diferentes equipos de compactación en relación al tipo de suelo.

Tabla 3.2_5. RECOMENDACION DE EQUIPO DE COMPACTACION SEGUN TIPO DE SUELO (CLASIFICACION H.R.B.)

A-1-a		A - 1		A - 3 A-2-4	A - 2				A - 4	A - 5	A - 6	A - 7
		A-1-b			A-2-5	A-2-6	A-2-7					
TIPO DE EQUIPO	Rodillo Liso	1	2	2	1	1	1	2	2	3	3	4
	Rodillo Neumático	2	2	2	1	1	1	1	2	2	2	3
	Rodillo Pata de Cabra	5	5	5	4	4	3	2	2	1	1	1
	Pisón Impacto	2	2	1	2	2	2	4	4	4	4	4
	Rodillo Vibratorio	1	1	1	1	1	3	4	3	3	5	5

Clasificación del Comportamiento del Equipo:

- 1 Excelente
- 2 Bueno
- 3 Regular
- 4 Deficiente
- 5 Inadecuado

D.7. CONTROL DE COMPACTACIÓN

El control de compactación en terreno puede realizarse por algunos de los siguientes métodos:

- 1. Medición de densidades.
- 2. Medición de penetración.
- 3. Especificación de tipo de equipo de compactación y modo de empleo.
- 4. Rodillo especial de prueba.



No parece ser recomendable controlar por un solo método sino por una combinación de los (1 con 3, 1 con 4, 2 con 3, 2 con 4), dependiendo en gran medida de la importancia y magnitud de la obra.

D.8. MEDICIÓN DE DENSIDADES

Este sistema de control consiste en determinar los valores de la densidad seca del suelo compactado, refiriéndola como porcentaje del valor de referencia determinado por Laboratorio.

D.9. MEDICIÓN DE PENETRACIÓN

En este sistema el control se ejecuta midiendo la resistencia a la penetración con un Penetrómetro Dinámico de dimensiones normalizadas y que ha sido previamente calibrado con una determinada densidad.

Es muy útil en suelos finos y, por su rapidez permite tener una gran cobertura de la capa controlada. El penetrómetro de uso más conveniente es el de 20 mm de diámetro con un ángulo de 60° en la punta.

D.9.1. ESPECIFICACIÓN DE MÉTODO DE COMPACTACIÓN Y MODO DE EMPLEO

En este sistema se especifica y controla la forma de compactar especificando el tipo de equipo, espesor y humedad de las capas de suelo, velocidad y número de pasadas por cada punto.

Este método es particularmente útil en el caso de rellenos que contienen partículas de diámetro grande (mayores que 50 mm) en los cuales tanto la densidad de referencia de Laboratorio como la determinada en campo no son representativas de la condición real.

D.9.2. RODILLO ESPECIAL DE PRUEBA O PRUEBA DE CARGA

El control en base a un rodillo especial de prueba, permite medir la estabilidad de los rellenos compactados y es un buen complemento de los métodos tradicionales.

Este rodillo es de un peso por eje de 50 a 100 ton con una presión de inflado de entre 100 y 200 lb/pul². Se especifica en este caso un valor máximo de solevantamiento del terreno detrás de las ruedas, para las condiciones de operación prefijadas. En algunos casos pueden utilizarse un camión volquete de forma simple cargado.

CAPITULO 3.2.2.

DISEÑO DE LA SUPER ESTRUCTURA O PAVIMENTO



SECCION 3.2.2.1.

CONCEPTOS BASICOS DE DISEÑO

3.2.2.1.1. ALCANCES

El pavimento tiene por objetivo dotar al camino de un sistema estructuralmente resistente a las sollicitaciones que impone el tránsito, proporcionando una superficie que permita una circulación cómoda y segura a la velocidad especificada, bajo las variadas condiciones climáticas y por un periodo determinado. Diseñar consiste en determinar los tipos y espesores de las capas que resultan más económicas para lograr propósitos enunciados.

Las cargas que impone el tránsito son traspasadas por el pavimento hacia la sub rasante mediante mecanismos que dependen de las características de las materias que conforman las diferentes capas; dependiendo de la mecánica por la cual esas cargas alcanzan la sub rasante, los pavimentos se clasifican en flexibles y rígidos (existen también los semi-rígidos de uso poco frecuente y que se diseñan con procedimientos de diferentes a los que aquí se incluyen).

Las losas de hormigón son muy rígidas, de manera que las sollicitaciones se distribuyen hacia la sub rasante en un área más o menos extensa, generándose tensiones relativamente bajas. Por el contrario, por ser más flexibles, el concreto asfáltico se deforma más que una losa de hormigón por lo que la superficie de distribución hacia la sub rasante es menor, lo que genera tensiones más altas. Los diferentes comportamientos de unos y otros tienen su origen en esta diferencia de tensiones y en la forma en que ellas se generan.

Los pavimentos se deterioran debido a que los materiales experimentan con el tiempo variaciones de algunas de sus propiedades, que se manifiestan como una disminución de la capacidad para soportar tensiones. Las cargas solicitantes, repetitivas y de gran magnitud, generan tensiones que superan la fase elástica de los materiales y por consiguiente los fatigan.

La capacidad de un pavimento para soportar cargas, se denomina integridad estructural, en tanto que las condiciones que se refieren al estado en que se encuentra la superficie, corresponden a la integridad funcional. Ambas se relacionan, pues el deterioro estructural se manifiesta en cierta medida, en una disminución de la integridad funcional. Asimismo, se han desarrollado investigaciones que evidencian que el mantener un pavimento con un bajo nivel de integridad funcional acelera el deterioro.

Los métodos de diseño tienen por objetivo relacionar la evolución funcional y estructural que experimenta la integridad (Serviciabilidad) del pavimento con los factores que causan el deterioro. Evaluando estos factores, se definen procedimientos para dimensionar la estructura que se requiere para satisfacer niveles de integridad predefinidas para un periodo determinado.

En esta sección se entregan los antecedentes necesarios para utilizar algunos procedimientos de diseño de probada eficiencia y se señalan criterios y normal para valorizar los parámetros requeridos. Sin embargo, debe tenerse en consideración que el concepto más integral de lo que se debe entender por un buen diseño, comprende como condición necesaria, pero no suficiente, la asignación de valores adecuados a estos parámetros.

La solución integral debe considerar otros factores tales como; las características de los materiales existentes en las proximidades de la obra, la calidad de la construcción disponible, las características del control que se realizará, las especificaciones de construcción, los aspectos económicos involucrados, alternativas y otros.

Por último conviene dejar establecido que el objetivo que se persigue en este Manual es entregar una guía de cómo diseñar un pavimento según los métodos que aquí se señalan; en ningún caso se pretende con ello establecer normas o criterios rígidos. Se espera que el diseñador tenga una participación activa en la generación de los diseños, aportando sus propias experiencias y maximizando las ventajas que pudieran significar las condicionantes locales en cada proyecto.



3.2.2.1.2. MÉTODOS DE DISEÑO

Un pavimento puede modelarse como un sistema compuesto por varias capas elásticas o visco elásticas apoyadas sobre un medio elástico o viscos elásticos y solicitados por un sistema de cargas dinámicas. Sin embargo, el comportamiento de estos sistemas depende de una cantidad muy significativa de factores, algunos de los cuales resulta extremadamente difícil de caracterizar en un modelo matemático. Es el caso de las alteraciones que experimentan las propiedades de los suelos con los cambios de humedad, los efectos de las variaciones diarias y anuales de la temperatura ambiente, la variabilidad de las cargas solicitantes y su distribución en la superficie pavimentada, etc.

Las dificultades que se crean al intervenir tantos factores, orientó los primeros intentos de contar con métodos de diseño confiables, hacia procedimientos derivados sólo o básicamente de la experiencia, con lo que se originaron los métodos denominados empíricos. La principal debilidad de este tipo de procedimiento radica en las dificultades que presenta su adaptación a condiciones y realidades diferentes a las que existían en el lugar donde se realizaron las experiencias. Las más recientes investigaciones muestran que, por ejemplo, la influencia del factor ambiental en el comportamiento del pavimento es de la mayor importancia, de manera que es un parámetro que no puede dejar de analizarse exhaustivamente antes de usar un procedimiento de estas características.

En los modelos empíricos, parte significativa del deterioro causado por factores que no fueron incluidos como variables del problema, quedan implícitos en los resultados, siendo extremadamente difícil extra-polarlos a situaciones diferentes; lo mismo ocurre cuando se procura emplear materiales distintos a los utilizados para desarrollar el modelo. En general, no es aconsejable adoptar procedimientos empíricos sin previamente someterlos a un estudio acabado que permita realizar los ajustes necesarios.

Procurando desligarse de los problemas que crean los métodos empíricos, en los últimos tiempos se han desarrollado procedimientos puramente analíticos, basándose en el criterio que un pavimento puede modelarse como el sistema multicapas.

Estos procedimientos, que se suelen denominar métodos mecanicistas o teóricos, permiten calcular muy exactamente las tensiones, deformaciones y deflexiones que originan las cargas solicitantes en cualquier punto de la estructura. Sin embargo, se genera una nueva dificultad debido a que el comportamiento del pavimento depende también de una serie de otros factores, muchos de los cuales no pueden ser modelados con exactitud. Esta dificultad se salva recurriendo a correlaciones empíricas, denominadas modelos de fatiga, con los que se pueden definir los límites de tolerancia.

Las dificultades y carencias que presentan las dos formas de analizar el problema, han llevado a que en la actualidad se tienda a una cierta convergencia de procedimientos. En efecto, la adaptación de los denominados métodos empíricos a condiciones diferentes de las existentes en el lugar donde se desarrollaron las pruebas, se realiza por medio de relaciones analíticas, al menos para algunos de los parámetros, de manera de incorporar al modelo las peculiaridades propias de la localidad donde se emplaza el proyecto. La misma imposibilidad de modelar analíticamente y con cierta confiabilidad varios de los factores que influyen en el comportamiento de los pavimentos, ha llevado a que los métodos mecanicistas deban complementarse con ciertas relaciones empíricas.

Como consecuencia de lo señalado, actualmente la mayoría de los métodos para establecer los espesores de las diferentes capas que conforman un pavimento, son del tipo teórico -empíricos. Los métodos de diseño que se incluyen en este Manual, se ajustan a los conceptos enunciados referentes a los procedimientos del tipo teórico - empíricos.

En resumen, el diseñador debe tener siempre presente que en la actualidad, los sistemas para diseñar los pavimentos no pueden considerarse definitivos ya que los estudios, tanto teóricos como experimentales, continúan aportando nuevos conocimientos que obligan a ciertas modificaciones y adaptaciones. Todos los métodos que se presentan en este Manual tienen la característica señalada, de manera que no debe extrañar que para ciertos factores se recomienden procedimientos de evaluación ligeramente diferentes o complementarios a los que se señala en el propio método en su versión original.

De todos los estudios a los cuales hemos hecho referencia más arriba, el factor determinante para el diseño estructural es el tránsito, ya que el mismo constituye el elemento que mayor sollicitación infringe a la estructura vial.

En nuestra región Sudamericana es muy usual la utilización de la Norma de Diseño AASTHO (American Association of State Highway and Transportation Officials). No obstante, otras Normas Americanas y de otro origen son también utilizadas.



Debido a que muchas de las Normas y especialmente las Americanas son generadas para carreteras de altos estándares, y por ende poder utilizarlas adecuadamente en nuestro País, es conveniente utilizarlas con muy buen criterio basado en la experiencia.

Las metodologías de diseño de pavimentos han empezado a formularse a través de métodos empíricos, progresando luego hacia los métodos empírico-mecanicistas y más adelante con la tendencia de lograr métodos íntegramente mecanicistas, también conocidos como métodos racionales o analíticos, en los cuales se pretende el conocimiento íntimo de la naturaleza y funcionamiento de los materiales, con el fin de lograr óptimos dimensionamientos.

Teniendo en cuenta que el tránsito es la determinante para la elección de los métodos de diseño, la siguiente clasificación puede ser tomada en cuenta:

1. Tránsito Alto a Mediano:
 - a. Pavimentos Flexibles:
 - i. Diseño Empírico-Mecanicista
 1. Método AASHTO 1993
 - ii. Diseños Mecanicistas basados en la teoría elástica:
 1. Método Shell 1977
 2. Método del A.I. (Asphalt Institute de EEUU) 1982
 3. Método de la FAA (Federal Aviation Administration EEUU) 1995
 4. Método de la US NAVY
 - b. Pavimentos Rígidos:
 - i. Diseño Empírico-Mecanicista
 1. Método AASHTO
 2. Método PCA (Portland Cement Association)
2. Tránsito Bajo:
 - a. Pavimentos Flexibles:
 - i. Diseño Empírico
 1. Método del Índice de Grupo
 - ii. Diseños Semi-Empíricos
 1. Método CBR o de Porter
 2. Método de Hveem
 3. Método de Texas
 4. Método Morin-Todor (Brasil)
 - b. Pavimentos Rígidos:
 - i. Diseños Empírico-Mecanicistas
 1. Método Westergaard
 2. Método Numérico o de Elem. Finitos

Para la utilización y verificación de estos métodos, existen programas informáticos que son de gran ayuda, entre otros:



1. ELSYM 5: Desarrollado por CHEVRON, EEUU
2. ALIZE III – LCPC – SETRA: Francia
3. BISAR: Desarrollado por SHELL, EEUU
4. KENLAYER: Universidad de Kentucky
5. DEPAV – INPACO: Instituto de Vías, Universidad del Cauca.
6. Y otros como EVERSTRESS, FLAC3D 2.00, Etc.

En esta guía se desarrollan algunos como ser:

A. MÉTODO AASHTO

Los algoritmos originales utilizados por el método derivan de los resultados de pruebas realizadas por la AASHO (AASHO Road Test) entre los años 1958 y 1960, en el estado de Illinois, Estados Unidos. Allí la precipitación promedio anual alcanza a 762 mm, la temperatura media de verano es de 24 °C y la de invierno de -3 °C; la profundidad de penetración de la helada es de unos 760 mm y en promedio, se dan alrededor de 12 ciclos anuales de hielo-deshielo, a nivel de una sub base de pavimento. La subrasante de las pistas de prueba estaba formada por suelos del tipo A-6, con CBR entre 2 y 4%.

Para realizar los ensayos se construyeron pistas de prueba con diferentes estructuras, tanto de hormigón como de asfalto, por donde circuló un tránsito controlado que durante los dos años que duró la prueba, se tradujo en unos 10 millones de ejes equivalentes como sollicitación máxima. Semana por medio, se fue registrando la serviciabilidad de cada una de las diferentes secciones de prueba, utilizando una escala que asignó serviciabilidad 5 a los pavimentos perfectamente lisos y 0 a los que se consideraron intransitables. Cabe señalar que la serviciabilidad que se asignó en cada ocasión corresponde al promedio de los valores asignados por un panel de usuarios al transitar sobre las pistas.

Las calificaciones sirvieron para establecer curvas representativas del Índice de Serviciabilidad presente de cada tramo y para calcular las sollicitaciones que se requerían para llevar las estructuras a un nivel de deterioro generalizado; esta base de datos empírica, sirvió para desarrollar el método de diseño AASHTO original, publicado en la Interim Guide en 1972 y 1981. Este concepto se ha conservado sin variación en las versiones publicadas con posterioridad.

En 1986 se desarrolló un modelo ampliado con muchos conceptos nuevos procurando expandir el modelo original de manera que pudiera ser aplicado en otros climas, diseños, materiales y suelos. Con las salvedades que se señalan más adelante y que se refieren al cálculo de los espesores de las capas asfálticas a colocar sobre la base granular, en este Manual se incluye el método para pavimentos flexibles tal como quedó después de las modificaciones aparecidas en la versión de 1986 ó la de 1993, que es completamente similar.

A pesar que las mencionadas versiones de los años 1986 y 1993, introdujeron también importantes cambios en el diseño de los pavimentos rígidos, en el año 1998 se editó una versión suplementaria, que alteró substancialmente el procedimiento allí descrito, aunque siempre conservando sin alterar el concepto de serviciabilidad.

Es esta última versión en la que se basa el método de diseño de pavimentos rígidos que se incluye en este Manual.

Los procesos de cálculo con el uso de este método se irán encontrando más adelante.

B. MÉTODO SHELL

B.1. DISEÑO DE PAVIMENTO FLEXIBLE MÉTODO SHELL

B.1.1. METODOLOGIA

El método SHELL considera la estructura del pavimento como un sistema multicapa linealmente elástico, bajo la acción de las capas del tránsito. Los materiales de la estructura están caracterizados por su módulo de elasticidad de Young (E) y su relación de Poisson μ , estos materiales se consideran homogéneos y las capas horizontales de extensión infinita. El método calcula mediante programas de cómputo



diferentes parámetros de diseño y adicionalmente, los esfuerzos y deformaciones y sus magnitudes máximas y admisibles en cualquier parte de la estructura.

B.1.2. CRITERIOS DE DISEÑO

El método está basado en las características de los materiales, supone el pavimento como una estructura tricama en la que la capa superior corresponde a la carpeta asfáltica, la intermedia a las granulares y la inferior a la subrasante.

CAPAS ASFALTICAS	$E_1 \quad \mu_1$
CAPAS GRANULARES	$E_2 \quad \mu_2$
SUBRASANTE	$M_r \quad \mu_3$

Grafico 3.2_1. MODELO ESTRUCTURAL TRICAPA

El método SHELL considera que el pavimento puede fallar por alguna de las siguientes circunstancias:

- La deformación vertical de compresión en la subrasante; si ésta es excesiva se producirá una deformación permanente en la subrasante, y esto causará la deformación en la superficie de pavimento.
- La deformación horizontal de tracción en la capa asfáltica, generalmente en la parte inferior; si ésta es excesiva, se producirá el agrietamiento de la capa.
- Otro criterio incluye los esfuerzos y las deformaciones de tracción permisibles en cualquier capa de base cementada y la deformación permanente acumulada en la superficie de pavimento debido a deformaciones en cada una de las capas.

B.1.3. ESTIMACIÓN DEL TRÁNSITO DE DISEÑO

A través de los métodos usuales para los correspondientes a ejes equivalentes de 8,2 toneladas en el carril de diseño durante el periodo de diseño.

B.1.4. DETERMINACIÓN DE LA TEMPERATURA ANUAL PONDERADA DE DISEÑO – TMAP

Por métodos usualmente previstos.

B.1.5. DETERMINACIÓN DE LA CAPACIDAD DE SOPORTE DE LA SUBRASANTE

Usando procedimientos corrientes para determinación de CBR característico y sus correspondientes conversiones a Modulo Reciliente (M_r).

B.1.6. TIPIFICACION DE LA MEZCLA ASFALTICA

La Shell considera dos propiedades fundamentales que permiten caracterizar una mezcla asfáltica:

- El módulo de elasticidad dinámico a cortos tiempos de aplicación de carga (Stiffness). Tanto del asfalto (S_{asf}) como de la mezcla (S_{mix}). [S]
- Resistencia de la mezcla a la fatiga o agrietamiento por su flexión repetida bajo la acción de cargas. [F]



Características de rigidez. (S):

En cuanto al Stiffness, el método distingue dos tipos de mezclas:

- Las mezclas de tipo S1: Mezclas de alta rigidez, mezclas densas – (Mezclas cerradas).
- Las mezclas de tipo S2: Mezclas de baja rigidez, mezclas abiertas que contienen un alto contenido de vacíos con aire y un bajo contenido de asfalto (mezclas abiertas).

Características de resistencia a la fatiga. (F):

El método Shell distingue dos tipos de mezclas:

- Las mezclas de tipo F1: Alta resistencia con cantidades moderadas de vacíos con aire y de asfalto. Mezclas con mayor vida en fatiga.
- Las mezclas de tipo F2: Baja resistencia, con altos volúmenes de vacíos con aire. Mezclas con menor vida en fatiga.

Características del cemento asfáltico utilizado.

El método Shell considera únicamente dos tipos de concreto asfáltico para la elaboración de mezclas asfálticas: la penetración de 50 (1/10 mm) que se emplean en climas calientes y los de penetración 100 (1/10 mm) que se emplean en climas fríos.

- 50: Asfalto con penetración original de 50 1/10 mm de consistencia dura. (Representa a los asfaltos AC 40-50, AC 40-60, AC 45-65).
- 100: Asfalto con penetración original de 100 1/10 mm de consistencia blanda. (Representa a los asfaltos AC 80-100, AC 85-100 AC 80-120).

Tipo de mezclas:

Con base en la combinación de características anteriores, el método Shell reconoce para el diseño ocho tipos o códigos de mezclas asfálticas:

S1-F1- 50	S1-F1- 100	S1-F2- 50	S1-F2- 100
S2-F1- 50	S2-F1- 100	S2-F2- 50	S2-F2- 100

- CÁLCULO DEL ÍNDICE DE PENETRACIÓN Y DEL MÓDULO DINÁMICO DEL ASFALTO - S_{ASF}

Se pueden hacer uso de software como el BANDS 2.0 de la Shell para definir estos parámetros, utilizando el Módulo Bitumen Stiffness (SBIT).

Datos de entrada para el Módulo Bitumen Stiffness (SBIT),

Método con 2 datos de penetración a determinadas temperaturas.



- Tiempo de aplicación de la carga, t .
- Temperatura de la mezcla, T_{mix} .
- Datos de Temperatura $^{\circ}C$, Penetración 1/10 mm.

B.1.7. DETERMINACIÓN DEL MÓDULO DE LA MEZCLA – S MIX.

También se puede hacer uso del software BANDS 2.0 de la Shell para definir este parámetro, utilizando el Módulo Asphalt Mix Stiffness (S_{mix}).

Datos de entrada para el Módulo Asphalt Mix Stiffness (S_{mix}).

- Módulo Dinámico del Asfalto (S_{mix}) = 11.6 MPa
- Porcentaje del volumen de asfalto, $V_b = 11.0\%$.
- Porcentaje del volumen de agregados, $V_g = 85\%$.

B.1.8. CLASIFICACIÓN DE LA RIGIDEZ DE LA MEZCLA

Con los datos del módulo dinámico del asfalto (N/m^2) y el módulo dinámico de la mezcla (N/m^2), se emplea la Carta M – 1 del Manual de la Shell, para determinar si la mezcla es de alta rigidez alta ($S1$) o de baja rigidez ($S2$).

B.1.9. FATIGA DE LA MEZCLA

Para determinar la fatiga de la mezcla asfáltica se debe determinar la deformación admisible de tracción en la fibra inferior de las capas asfálticas (ϵ_{fat}).

Para ello se puede usar el software BANDS 2.0 de la Shell; Módulo Fatigue Life Asphalt (N_{fat}). El módulo requiere como parámetros:

- Porcentaje del volumen de asfalto de la mezcla, V_b
- Módulo dinámico de la mezcla, S_{mix}
- Vida de fatiga, N_{fat}

B.1.10. CALIFICACIÓN DE LA MEZCLA

Con los datos de deformación de la mezcla, ϵ_r y el módulo dinámico de la mezcla S_{mix} (N/m^2), se entra a las cartas M-3 y M-4, del Manual de la Shell y se compara el punto de intersección con la curva de N_{fat} (Tránsito de Fatiga o de diseño) y el punto que esté más próximo a la línea N_{fat} , se toma el código de la carta correspondiente, ya sea F1 o F2.

- Deformación horizontal de la capa asfáltica, ϵ_r
- Módulo dinámico de la mezcla, S_{mix}
- Tránsito de diseño, N_{fat}

Al final de este proceso se encuentra el código para la calificación de la mezcla, por **S1-F1-100**



B.1.11. DIMENSIONAMIENTO DE LA ESTRUCTURA DEL PAVIMENTO

Selección de la carta de diseño.

Con los datos del módulo de la subrasante en N/m², el código de la mezcla S1-F1-100 y el tránsito de diseño Ndis, se selecciona la carta de diseño, con ayuda de la carta HN, del Manual de la Shell.

Datos de entrada Carta HN:

- Módulo resiliente de la subrasante
- Temperatura media anual ponderada
- Tránsito de diseño, Ndis
- Código de la mezcla de diseño, por ej. S1-F1-100

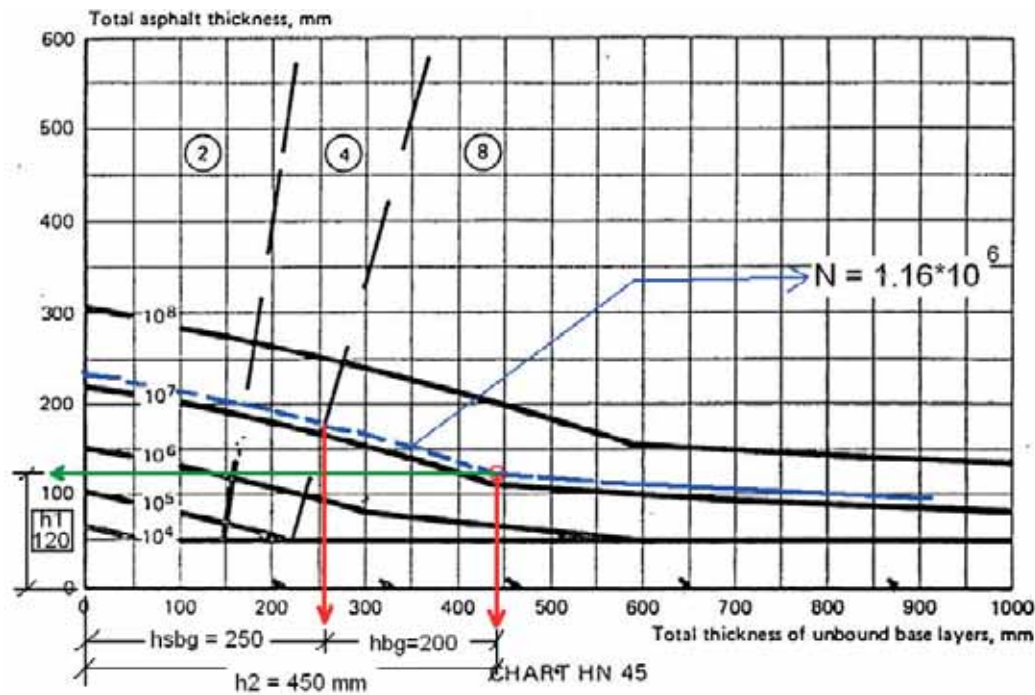
Como resultado de este procedimiento se encontró que la Carta de diseño es por ejemplo la: HN-45 es la que más se aproxima en referencia a la TMAP y al módulo resiliente de la subrasante del diseño en cuestión.

Determinación de los espesores.

Una vez establecido que la carta que más se ajusta a los factores de diseño es por ejemplo la HN-45, se procede a determinar los espesores de las capas de la estructura del pavimento con el siguiente procedimiento:

- Se interpola la curva de Ndis.
- La curva Ndis presenta dos secciones: La sección circular representa la deformación vertical de la subrasante y la sección recta la deformación por tracción de las capas asfálticas.
- De la curva interpolada Ndis se determina el punto de quiebre, donde la curva pasa de circular a tangente, este punto de quiebre se lleva a las abscisas y se determina el espesor total de las capas granulares h₂.
- El punto de quiebre se proyecta a las ordenadas y se determina el espesor total de la capa asfáltica.
- El espesor de las capas granulares h₂, se puede descomponer en capas dependiendo del valor del módulo dinámico del material, el cual aparece en círculo en la carta de diseño, con los números 2, 4 y 8, que corresponde al módulo del material granular en 10⁸ N/m². Para el proyecto suponemos que disponemos de material de base granular con módulo de 8 * 10⁸ N/m².
- El espesor de cada una de las capas granulares se determina proyectando en las abscisas el punto de intersección de la curva de Ndis con las rectas que aparecen en la carta de diseño, de manera que h₂ se puede descomponer en h_{subg} de la subbase granular y en h_{bg} de la base granular.

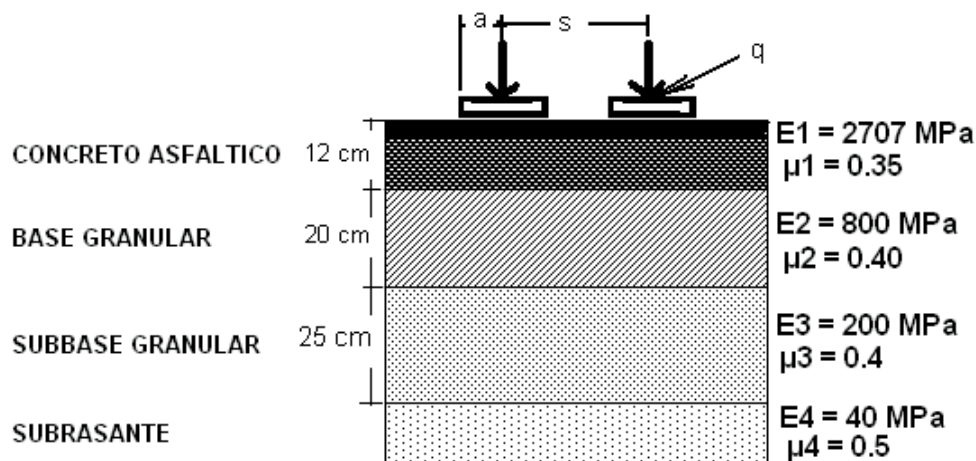
El procedimiento se puede visualizar en la siguiente ilustración de la Carta HN – 45.



Con los espesores definidos y los parámetros de carga se establece el modelo estructural, para comprobar esfuerzos, deformaciones y deflexiones en la estructura diseñada.

B.1.12. MODELO ESTRUCTURAL

- Radio de carga, a (m)
- Presión de contacto, q (MPa)
- Separación entre ejes, s (m)
- N_c para calcular $e_{z \text{ adm}} = 85\%$ (Criterio Shell).



CORRELACIÓN DE UNIDADES PARA LOS MODULOS DE LAS CAPAS			
MÓDULO	N/m ²	MPa	Kg/cm ²
E1	2.62×10^9	2620	26707
E2	8×10^8	800	8155
E3	2×10^8	200	2039
E4	4×10^7	40	408



A continuación se pueden calcular los esfuerzos, deformaciones y deflexiones de la estructura utilizando por ejemplo el PROGRAMA CEDAP.

- bajo una rueda simple
- bajo una de las llantas de la rueda doble
- bajo el centro de la rueda doble

Esfuerzos, deformaciones y deflexiones admisibles se pueden calcular utilizando por ejemplo el programa cedap.

Finalmente se realiza la comparación de solicitaciones de servicio con las admisibles, para tener el diseño del modelo estructural definido y aprobado.

C. MÉTODO MORIN TODOR

Para el diseño de estructuras del tipo tratamientos superficiales, se ha adoptado el procedimiento denominado Tropical Procedures for Flexible Pavements, desarrollado por W.J. Morin y Peter Todor. El estudio, patrocinado por la United States Agency for International Development, fue realizado en Brasil y estuvo orientado principalmente a subrasantes constituidas por suelos tropicales, pero también puede aplicarse en climas templados, siempre que no exista penetración de la helada en el suelo.

El procedimiento que aquí se describe corresponde a un método teórico - empírico, puesto que fue desarrollado en base a las relaciones que se detectaron entre el comportamiento de una estructura y las deflexiones medidas y entre éstas y la capacidad estructural de cada una de las diversas capas que conforman el pavimento.

Por último, debe señalarse que la inclusión en el Manual de un determinado procedimiento de diseño, no significa que se esté impidiendo que por razones justificadas y previa aceptación de la Dirección de Vialidad, no se puedan utilizar otros procedimientos de reconocido prestigio.

D. CRITERIOS Y PARÁMETROS DE DISEÑO

Los métodos de diseño en general y los empíricos en particular, permiten diseños exitosos siempre que se respeten ciertas condiciones o características que se encuentran implícitas en ellos. Algunos de los conceptos más importantes a tener presente cuando se diseña son los que se enumeran a continuación:

D.1. CONCEPTO INTEGRAL DE UN BUEN DISEÑO

En un contexto integral, un pavimento bien diseñado no es el que resulta únicamente de determinar correctamente los espesores que requieren las diferentes capas de una estructura mediante un cálculo repetitivo, utilizando las relaciones que indican los métodos. El buen diseño resulta de representar en el modelo, un conocimiento completo de todos los factores que se deben valorizar, en especial las propiedades y comportamiento de los suelos locales y del clima y teniendo como referencia experiencias de otras obras que estén prestando un servicio satisfactorio.

Además, todo ello debe reflejarse en las especificaciones de construcción que se preparen especialmente para el proyecto.

D.2. MODULO RESILIENTE

El módulo resiliente (MR) es el parámetro utilizado para representar las propiedades de los suelos de la subrasante en el diseño de pavimentos asfálticos según el método AASHTO. Se determina mediante un ensayo triaxial cíclico sobre una probeta sometida a una carga pulsante de duración definida. Una de las principales características de este ensayo es que numerosos estudios e investigaciones evidencian que los resultados que arroja son muy sensibles al estado de tensiones a que se encuentra sometido el



suelo y que además, influyen factores tales como el contenido de humedad y el espesor de la capa que se analiza.

Normalmente resulta complicado ejecutar el ensayo descrito puesto que se requiere de equipo de laboratorio muy especial. En consecuencia, habitualmente se determina el MR en forma indirecta, correlacionándolo con el ensayo CBR. Este es el procedimiento que se aplica en este Manual, sin embargo, debe tenerse presente que por lo señalado más arriba, cualquier sistema de cálculo que no incluya las presiones de confinamiento, sólo puede considerarse como una aproximación al valor real.

D.3. MÓDULOS ELÁSTICOS DE CAPAS SUCESIVAS

Los métodos de diseño presuponen que los módulos elásticos de las capas son crecientes desde la subrasante hacia la superficie, de manera que siempre debe estructurarse considerando esa condición. En ciertas rehabilitaciones, una capa no ligada de mayor módulo puede quedar intercalada entre otras de menor, pero se debe ser extremadamente cauteloso al suponerle las condiciones en que trabajará; nunca deben ser superiores a las asignadas a la capa que le sigue hacia arriba.

Los análisis tanto teóricos como prácticos, demuestran que el módulo elástico de una capa no tratada, no es independiente del módulo de la capa subyacente, de manera que él no sólo depende de las propiedades del material que conforma la capa. Los factores que intervienen en el módulo elástico son principalmente, el módulo elástico del suelo subyacente, las propiedades del suelo que conforma la capa, el espesor y el grado de confinamiento a que se encuentra sometida.

Como consecuencia de la condición expuesta, en la estructuración de pavimentos flexibles no deben colocarse en forma sucesivas capas de suelos no ligados con módulos elásticos muy diferentes, pues el comportamiento de una capa con módulo elástico alto no será el que estrictamente le hubiere correspondido si ella se apoya sobre un suelo con módulo elástico muy inferior. En la práctica, se recomienda estructurar los pavimentos flexibles incluyendo una capa superior de mejoramiento de la subrasante (tanto para terraplenes como en cortes) cuando los suelos que la conforman tengan un CBR = 10% (aprox. $MR \leq 77$ MPa). Esta capa de mejoramiento deberá tener un espesor no inferior a 300 mm y de preferencia ser granular (según clasificación AASHTO) con un CBR $\geq 15\%$. La influencia de esta capa en el MR representativo de la subrasante en ese punto, puede calcularse con la **ec. 16_1**. Alternativamente, también en vez de la capa de suelo puede utilizarse mejorar la subrasante por medio de telas geotextil colocada inmediatamente debajo de la subbase; en ese caso deben diseñarse según los criterios expuestos en la Sección 3.2.1.4.

Los conceptos expuestos deben utilizarse en la generalidad de los casos, no obstante lo cual, para situaciones muy excepcionales debidamente justificadas, pueden aplicarse criterios diferentes, tales como utilizar base tratadas o ligadas o diseñar capas asfálticas en todo el espesor (full depth asphalt).

D.4. PROFUNDIDAD A QUE AFECTAN LAS SOLICITACIONES

Hasta hace poco tiempo, las solicitaciones que afectan a los pavimentos se simulaban aplicando cargas estáticas de magnitudes similares a las que se dan en la práctica. Esos ensayos mostraban que la acción de la carga no tenía mayor significación por debajo de unos 0,9 a 1,0 m de profundidad. Con el advenimiento de los deflectómetros de impacto, que simulan muy bien las condiciones dinámicas reales que generan las cargas, se ha podido establecer que la influencia alcanza a profundidades significativamente mayores a las detectadas con cargas estáticas. Aun cuando en estricto rigor, la influencia de un estrato subyacente depende de la profundidad a que se encuentra y de la capacidad soporte que presenta (a menor capacidad mayor influencia), se puede aceptar en forma simplificada que en pavimentos flexibles la influencia alcanza hasta unos 2 m por debajo de la rasante y hasta cerca de 3 m en los rígidos.

D.5. ASFALTOS ELASTOMÉRICOS

Este tipo de asfaltos, que se obtiene al modificar el cemento asfáltico con un polímero, resultando un ligante de características geológicas mejoradas, presenta ventajas al utilizarlo en zonas de temperaturas ambientales extremas. Con el método de diseño AASHTO no puede diferenciarse el diseño respecto a un asfalto normal, pero las especificaciones de construcción deben ajustarse de manera de considerar las peculiaridades propias de este material, en especial cuando se colocan en zonas frías.



D.6. LOCALIZACIÓN DE MATERIALES

Como parte de un buen diseño, es necesario que el proyectista indique las disponibilidades locales de materiales que se ajustan a los requerimientos que impone el diseño. Sin que la siguiente enumeración sea exhaustiva, el proyecto debe señalar donde se pueden encontrar suelos que cumplan con lo especificado para terraplenes y demás rellenos, cuáles serían las fuentes para preparar sub bases, bases y capas de pavimentos, en especial asegurándose que cumplen con los correspondientes desgaste Los Ángeles, donde se localizan agregados pétreos para confeccionar hormigones y cuáles son sus características, cual es la disponibilidad de agua para preparar hormigones y para humedecer suelos, etc.



SECCION 3.2.2.2.

CARACTERIZACIÓN DE LOS PARÁMETROS DE DISEÑO

3.2.2.2.1. OBJETIVOS Y ALCANCES

En este Numeral se entregan los conceptos más importantes que permiten caracterizar los parámetros que influyen en el diseño de los pavimentos. En general, se detallan conceptualmente los alcances de los parámetros que presentan condiciones o características iguales o similares tanto para el diseño de pavimentos flexibles como rígidos; los demás parámetros que intervienen en el diseño de uno u otro tipo de pavimento, se caracterizan en los Numerales destinados a describir específicamente los cálculos para el diseño de los diferentes tipos de pavimentos.

3.2.2.2.2. TRÁNSITO

A. GENERALIDADES

Por los caminos y carreteras circula una amplia variedad de vehículos, de dimensiones, pesos, tipos y configuraciones de ruedas muy diferentes, que transmiten cargas de muy distinta índole y que se distribuyen de manera no uniforme a todo el ancho de la superficie pavimentada.

Los procedimientos de diseño consideran esta variedad de solicitudes, su distribución en la superficie del pavimento y la variación que experimentarán durante el periodo de vida de la estructura. Las solicitudes inducidas al pavimento por el tránsito es el factor individual más importante para establecer las dimensiones y características que debe tener un pavimento para soportar en condiciones adecuadas y por un período determinado.

B. FACTOR DE EJES EQUIVALENTES

Uno de los principales aportes del ensayo AASHTO Road Test, fue establecer un procedimiento para transformar los diferentes tipos y pesos de ejes que circulan por un camino, a un eje patrón único. El sistema ideado en esa prueba ha demostrado su conveniencia, a tal punto que la mayoría de los métodos y análisis desarrollados con posterioridad han adoptado tanto el concepto como el procedimiento de cálculo.

AASHTO transforma los diferentes ejes que circulan por una ruta, a un eje simple de rueda doble (E.S.R.D) de 80 KN (18 Kips) de peso, considerado como eje patrón. El factor de equivalencia es el cociente que resulta entre el número de ejes de una configuración y peso, necesarios para originar una determinada pérdida de serviciabilidad, respecto del número de ejes de patrón requeridos para producir la misma pérdida de serviciabilidad; el valor de este cociente es el Factor de Ejes Equivalentes.

Las fórmulas AASHTO permiten determinar factores para ejes simples de rueda doble, ejes dobles (tandem) de rueda doble y ejes triples (tridem) de rueda doble (no se incluyen procedimientos para los ejes con ruedas simples). El Factor de Ejes Equivalentes se expresa conceptualmente como sigue:

$$\text{Factor EEx} = \frac{(\text{Número de ejes de X peso (kN) que causan determinada pérdida de servic.})}{(\text{Número de ejes de 80N que causan la misma pérdida de servic.})}$$

Cada estructura responde de manera distinta ante una misma solicitud, de manera que el Factor EE varía para distintas características del pavimento; influyen principalmente el Número Estructural en los pavimentos flexibles, el espesor en los rígidos y las serviciabilidades, inicial y final, que se adopten. En consecuencia, en estricto rigor, el cálculo de los ejes equivalentes solicitantes debería ser un proceso tentativo y reiterativo, que sólo se detendría cuando los factores de ejes equivalentes sean efectivamente los correspondientes al número estructural definitivo en los pavimentos flexibles y al espesor de la losa en los rígidos (conjuntamente con el índice de serviciabilidad final); el cálculo debiera aplicarse a cada uno de los ejes de los vehículos que circulan por la carretera.



El procedimiento estricto resulta bastante engorroso y poco expedito, de manera que en la práctica, se introducen algunas simplificaciones que no representan alteraciones significativas en la determinación final de los espesores.

Así, se ha establecido que si se calculan los Factores de Equivalencia de los pavimentos flexibles y rígidos, para un Numero Estructural igual a 120 mm (5") y un espesor de losas de hormigón de 230 mm (9"), respectivamente, los resultados no son demasiado diferentes de los valores calculados para otras situaciones, de manera que es perfectamente aceptable utilizarlos para pavimentos con un Número Estructural o espesores de losas, diferentes.

Tampoco se altera significativamente el resultado, si en vez de calcular para cada eje en forma individual, ellos se agrupan por rangos de pesos. Se crea así una estratificación por pesos, para cada uno de los tres tipos de ejes que se utilizan en los métodos de diseño. **Los Gráficos 24_1, 25_1, 26_1 (Factores de ejes equivalentes Ejes simples, dobles y triples) (Ver Anexo B)** muestran los factores de ejes equivalentes para una amplia estratificación de pesos de los ejes, tanto para pavimentos flexibles como para rígidos y para serviciabilidades finales de 2,0 y 2,5. Fueron calculados para las condiciones simplificadas señaladas antes y son para el peso promedio de cada rango.

Las solicitaciones para los efectos de determinar espesores serán los ejes equivalentes (EE) acumulados que circularán por la pista de diseño, durante el periodo que se hubiere escogido como vida útil de diseño del pavimento. Los factores de ejes equivalentes para los pesos de los ejes del denominado tránsito liviano, automóviles y camionetas, son muy pequeños de manera que en la práctica se desprecian.

Los Gráficos 27_1, 28_1, 29_1 (Formulario para calcular ejes equivalentes Ejes simples, dobles y triples) (Ver Anexo B) muestran formularios destinados a uniformar la presentación de los cálculos de los ejes equivalentes (EE) por vehículo cuando se dispone de resultados de pesajes. Esos antecedentes deben procesarse separadamente para cada dirección de circulación, especialmente en caminos que sirven de accesos a los puertos, industrias importantes y otros casos similares. En el formulario se agrupan en un sólo lote todos los camiones de más de dos ejes, es decir, múltiples y los buses se presentan separados en urbanos (microbuses y taxibuses) e interurbanos. Sin embargo, existen situaciones en que pudiera resultar aconsejable aumentar la desagregación de los camiones, en especial cuando se esperan tasas de incremento diferentes para distintos tipos de camiones. En otros casos puede resultar innecesario mantener desagregados los buses en dos categorías; tal es el caso de los caminos rurales importantes donde la cantidad de buses urbanos es poco significativa.

Como información general, en el **Gráfico 30_1 Formulario para calcular ejes equivalentes para diseño (Ver Anexo B)** se entregan, para ser utilizados sólo cuando no se disponga de datos más específicos. Los valores incluidos en esta Tabla parecen representar bien las características del tránsito en caminos importantes, pero no resultan tan confiables para caminos secundarios; también existen evidencias que los pesos serían mayores que los medidos en sectores de la red alejados de los puntos de control.

B.1. TRÁNSITO MEDIO DIARIO ANUAL (TMDA)

El tránsito medio diario anual (TMDA) es el indicador que define el total de vehículos que circula como promedio diario en un año. Si del TMDA se resta el tránsito liviano, quedan sólo los camiones y buses, que son los que interesan para el diseño de los pavimentos. El tránsito pesado medio diario anual, TMDAC, es el indicador adecuado para calcular las solicitaciones de diseño sólo cuando no existen variaciones estacionales significativas en los demás parámetros que intervienen en el comportamiento del pavimento; si ello no es así, como por ejemplo, en zonas donde en invierno existe penetración de la helada en el suelo de la subrasante o cuando existan variaciones significativas del nivel freático, el TMDAC debe desagregarse dividiendo el año en periodos durante los cuales los otros factores se mantienen sensiblemente constantes.

B.2. TASAS DE CRECIMIENTO

El cálculo de las solicitaciones para diseño debe considerar que habitualmente el TMDA varía año a año, por lo que se debe contar con un estudio previo que determine las tasas de variación del volumen de tránsito, normalmente diferentes para cada tipo de vehículo.



El estudio de la demanda debe considerar principalmente las tendencias históricas de los flujos, expresadas como proyecciones ligadas a variables macroeconómicas, tasas de motorización y otras. Eventualmente, cuando sea necesario, debe analizar las peculiaridades dentro del área de influencia que estén asociadas a la evolución del sistema de actividades y examinar los componentes de los flujos determinando cual es el tránsito normal, el reasignado y el generado.

Un aspecto que debe cuidarse al proyectar el tránsito, en especial en caminos bidireccionales, es la posibilidad de saturación que puede presentarse dentro de la vida de diseño del pavimento. Esta situación suele ocurrir cuando al año de puesta en servicio de la obra se proyectan flujos importantes o se utilizan tasas de crecimiento altas, por lo que conviene comprobar que no se alcance dentro del horizonte de diseño, flujos incompatibles con la capacidad de la ruta; una sobrevaloración de las solicitudes implica una mayor inversión inicial innecesaria. Para los efectos de establecer las solicitudes a utilizar en el diseño del pavimento, la capacidad debe determinarse de acuerdo a los procedimientos y criterios utilizados normalmente para el volumen horario correspondiente al Nivel de Servicio D, salvo situaciones especiales debidamente autorizadas por la Dirección de Vialidad.

B.3. FACTOR DE PISTAS DE DISEÑO

Normalmente la pista de diseño corresponde a la pista externa del pavimento, por la que circula la fracción más importante del TMDAC. En carreteras de dos pistas, una en cada sentido, se acepta que la pista de diseño soporta la mitad del TMDAC; en carreteras unidireccionales con dos o más pistas en cada dirección, el tránsito en la pista de diseños algo menor que la mitad del TMDAC, siendo la distribución una función de la magnitud del TMDA.

La forma en que se distribuye el tránsito pesado por las diferentes pistas se indica en la **Tabla 3.2_6**; los porcentajes derivan de conteos efectuados en 129 lugares de los Estados Unidos, por lo que corresponden a la distribución efectiva que se produce con los respectivos TMDA por dirección. Para los efectos del diseño, se recomienda utilizar el factor que corresponda según el TMDA por sentido que se dará aproximadamente a la mitad de la vida de diseño del pavimento.

Tabla 3.2_6. DISTRIBUCION PORCENTUAL DEL TRANSITO PESADO EN CARRETERAS UNIDIRECCIONALES DE DOS Y MÁS PISTAS

TMDA Por dirección	2 PISTAS		3 o MAS PISTAS		
	Interna	Externa	Interna ¹	Central	Externa
2.000	6	94	6	12	82
4.000	12	88	6	18	76
6.000	15	85	7	21	72
8.000	18	82	7	23	70
10.000	19	81	7	25	68
15.000	23	77	7	28	65
20.000	25	75	7	30	63
25.000	27	73	7	32	61
30.000	28	72	8	33	59
35.000	30	70	8	34	58
40.000	31	69	8	35	57
50.000	33	67	8	37	55
60.000	34	66	8	39	53



70.000	--	--	8	40	52
80.000	--	--	8	41	51
100.000	--	--	9	42	49

Porcentaje combinado para una o más pistas

El Gráfico 30_1 Formulario para calcular ejes equivalentes para diseño (Ver Anexo B) es un formulario que tiene por finalidad uniformar la presentación de los cálculos de los ejes equivalentes (EE) solicitantes para los efectos del diseño. Incluye los vehículos livianos y el TMDA total por sentido, aún cuando no tienen relación directa con el cálculo de las solicitaciones, como una manera de permitir una mejor visualización de posibles congestionamientos y facilitar la elección del factor de pista.

Comportamiento del pavimento (Integridad)

El comportamiento de un pavimento es la medida de la calidad del servicio funcional y estructural que presta durante un periodo determinado. Los usuarios califican subjetivamente la calidad funcional, interesándose principalmente la suavidad de la superficie, la seguridad que se refleja en la textura superficial (coeficiente de deslizamiento) y el aspecto general de la obra. Al técnico debe interesarle además, el comportamiento estructural, que es la capacidad del pavimento para soportar las cargas que impone el tránsito y resistir los efectos del medio ambiente.

El comportamiento o integridad funcional y el estructural, están ligados entre sí, pero no son completamente interdependientes; el deterioro estructural se manifiesta hasta cierto punto como una disminución de la calidad funcional, pero algunos tipos de deterioro pueden alcanzar etapas bastante avanzadas sin que el usuario lo detecte. También es posible un aumento del deterioro funcional sin que se experimente un cambio estructural significativo; tal es el caso de una disminución del coeficiente de deslizamiento.

El método de diseño AASHTO utiliza el denominado Índice de Serviciabilidad (p) para representar la evolución del comportamiento de un pavimento. Este indicador, definido a partir de apreciaciones subjetivas realizadas por un panel de usuarios, mide la irregularidad superficial, el agrietamiento, los parches y en el caso de pavimentos flexibles, el ahuellamiento.

Consecuentemente, la condición de un pavimento en un determinado momento, se define mediante el Índice de Serviciabilidad Presente (p_a) que se calcula mediante relaciones matemáticas, una para pavimentos flexibles y otra para rígidos.

En la actualidad el (p_a) se utiliza poco pues existe la tendencia a reemplazarlo por un indicador objetivo de las irregularidades superficiales, desarrollado por el Banco Mundial, conocido por su sigla en inglés IRI (International Roughness Index) y que habitualmente se traduce como el Índice de Rugosidad Internacional. Su popularización se debe a que es el mejor indicador disponible para representar en forma resumida la condición en que se encuentra un pavimento.

La conveniencia de evaluar el estado en que se encuentran los pavimentos midiéndoles el IRI, por una parte y de diseñar de acuerdo con el método AASHTO, por otra, conlleva la necesidad de disponer de una relación entre ambos indicadores. Estudios realizados en diferentes partes del mundo, han propuesto distintas relaciones entre el IRI y el (p_a), las que, salvo excepciones, arrojan resultados bastante similares. En este Manual se proponen las relaciones establecidas en un estudio teórico realizado en el país, que tuvo en consideración la calibración de las relaciones de la AASHTO y que son las siguientes (IRI en m/km ó mm/m):

Pavimentos flexibles	$p_a = 5,85 - 1,68 \text{ IRI}^{0,5}$	(ec. 7_1)
Pavimentos rígidos	$p_a = 7,10 - 2,19 \text{ IRI}^{0,5}$	(ec. 8_1)

“Estas relaciones sólo tienen validez en tanto el IRI inicial o de construcción no resulte muy superior a unos 1,5 m/km. Cuando no se dan esas condiciones, pueden existir evoluciones muy diferentes entre ambos indicadores. La Dirección de Vialidad podrá efectuar las modificaciones a ellas que estime pertinentes, según las evoluciones de la auscultación encontradas en los distintos caminos de la red del país”.

Considerando los valores de índice de p_i (índice de serviciabilidad inicial) que se obtuvieron en las pistas para la prueba AASHTO, este método de diseño que en realidad es un algoritmo para calcular la evolución del deterioro del pavimento, utiliza para el estado inicial un Índice de Serviciabilidad Inicial, $p_i = 4,2$ para pavimentos flexibles y $p_i = 4,5$ para los rígidos. De acuerdo con ellos las ec. 7_1 y 8_1, dan valores del IRI inicial de 0,96 y 1,41 m/km, para asfalto y hormigón respectivamente.

Si mediante procedimientos constructivos muy precisos, se logran pavimentos con menos irregularidades o más bien p_i mayores a los obtenidos en la prueba AASHTO, no existe ningún impedimento para diseñar adoptando valores más altos para este parámetro.

B.4. CONFIABILIDAD

B.4.1. DEFINICIONES

Uno de los problemas más complicados que se debe enfrentar al diseñar es la variabilidad de prácticamente todos los factores que intervienen tanto en el diseño como en el comportamiento, mantenimiento y rehabilitación de los pavimentos.

Tradicionalmente las incertidumbres en los diseños han sido absorbidas mediante coeficientes de seguridad, definidos en base a la experiencia y el buen juicio. Sin embargo, el sistema de aplicar coeficientes de seguridad puede llevar a sobre o subdimensionamientos, dependiendo de los valores que se utilicen como coeficientes de seguridad y de la sensibilidad del diseño.

Se evitan los inconvenientes señalados, si para abordar las incertidumbres se utilizan factores de seguridad que reflejen la variabilidad estadística asociada a cada uno de los parámetros que intervienen en el diseño. AASHTO utiliza para ese propósito cuatro indicadores estadísticos; el promedio aritmético, el rango (diferencia entre los valores extremos), la desviación estándar (medida de la dispersión de los valores individuales respecto del promedio) y el coeficiente de variación (relación entre la desviación estándar y el promedio).

Como la calidad y el comportamiento del diseño están estrechamente ligados a la variabilidad de los materiales, del tránsito, del clima y de otros factores, existe la probabilidad que el diseño presente una falla. La probabilidad de falla es, por supuesto, igual a 1 menos la probabilidad de tener éxito y esto último no es otra cosa que la confiabilidad del diseño.

Confiabilidad, según AASHTO, es la probabilidad que la estructura de un pavimento se comporte de acuerdo a lo esperado durante el periodo de diseño y bajo las condiciones ambientales prevalecientes en el lugar. El nivel de confianza es la probabilidad que la serviciabilidad real del pavimento sea igual o mayor que la esperada para las condiciones prevalecientes. El factor de confiabilidad (FR) del diseño se expresa como:

$$\text{Log } F_R = - Z_R \cdot S_0 \quad \text{ó} \quad F_R = 10^{-Z_R \times S_0} \quad (\text{ec. 9}_1)$$

En que:

F_R : factor de confiabilidad

Z_R : valor asociado al nivel de confianza de la distribución normal

S_0 : desviación normal del error combinado

Z_R es un factor estadístico que depende únicamente del nivel de confianza que se adopte para el diseño. La **Tabla 3.2_7** incluye los valores de Z_R para diferentes niveles de confiabilidad (R).

Tabla 3.2_7. DESVIACIÓN ESTANDAR NORMAL PARA DIFERENTES NIVELES DE CONFIANZA

NIVEL DE CONFIANZA R (%)	COEFICIENTE ZR
50	- 0,000
60	- 0,253



70	- 0,524
75	- 0,674
80	- 0,841
85	- 1,037
90	- 1,282
95	- 1,645
99	- 2,327

La desviación normal del error combinado (S_0) abarca las varianzas estimadas para cada uno de los factores asociados con la predicción del modelo, respecto del comportamiento del pavimento, incluyendo la varianza de la predicción del tránsito solicitante.

Los estudios y análisis realizados por AASHTO concluyeron que incluyendo todos los factores, el S_0 alcanza a 0,39 para pavimentos rígidos y 0,49 para los flexibles; si no se incluye como factor la predicción del tránsito, los valores de S_0 son de 0,34 para pavimentos rígidos y 0,44 para los flexibles (En el cálculo que incluye todos los factores, AASHTO da un margen de error en las predicciones del tránsito de $\pm 2,5$ veces la media).

De todos los factores que intervienen en la predicción del comportamiento del pavimento, es en la estimación de las solicitudes donde el proyectista puede con mayor facilidad ajustarse a previsiones con la menor probabilidad de error. La variación en los EE que realmente se acepta en un diseño se puede determinar, aproximadamente, con la siguiente relación:

$$\text{Log (EE dis)} = \text{log (EE presupuestados)} - Z_R \cdot S_0 \quad (\text{ec. 10}_1)$$

La **ec. 10_1** significa que, por ejemplo, si el promedio de las estimaciones de EE que solicitarán el pavimento es de 10 millones, el nivel de confianza es del 80% y se acepta que la desviación normal del error combinado es 0,49, el diseño tolera efectivamente lo siguiente:

$$\begin{aligned} \text{Log (EE dis)} &= \text{log (10.000.000)} + 0,841 \cdot 0,49 \\ \text{EE dis} &= 25.827.954 \end{aligned}$$

Por el contrario, si mediante un muy buen estudio de la demanda se determina que las solicitudes serán de unos 10 millones y que es muy improbable que en la práctica ellas resulten más del doble de las estimadas, entonces aplicando la **(ec. 10_1)** se tiene:

$$\begin{aligned} \text{Log (20.000.000)} &= \text{log (10.000.000)} - Z_R \cdot S_0 \\ Z_R \cdot S_0 &= 0,301 \\ \text{El valor permite definir el factor de confiabilidad FR según (ec. 9}_1) \\ F_R &= 10^{-Z_R \cdot S_0} = 2,0 \end{aligned}$$

El procedimiento descrito es conceptualmente correcto, pero tiene algunas limitaciones ya que la pérdida de serviciabilidad que experimenta un pavimento no es sólo función del tránsito; también intervienen otros factores no asociados con las solicitudes. Por consiguiente, se recomienda utilizar este análisis con precaución y en ningún caso adoptar valores del S_0 inferiores que 0,30 para pavimentos rígidos y 0,40 para los flexibles (valores deducidos de las condiciones existentes en la prueba AASHTO).

B.4.2. CRITERIOS PARA SELECCIONAR LA CONFIABILIDAD

La selección del nivel de confianza adecuado para cada oportunidad dependerá del tipo de proyecto y de los riesgos que se esté dispuesto a aceptar. En una ruta muy transitada normalmente es indeseable tener que cerrarla o aún restringir el uso con cierta frecuencia, como consecuencia de que se presentan fallas que requieren de labores de mantenimiento asociadas con espesores inadecuados del pavimento.



Por otra parte, en una ruta poco conflictiva, puede resultar económicamente atractivo construir inicialmente un pavimento más delgado aun cuando se requiera posteriormente más mantenimiento.

La mejor manera de establecer los niveles de confianza, es analizando la confiabilidad inherente de un número importante de pavimentos en servicio. Este fue el procedimiento utilizado por AASHTO para definir los niveles de confianza que recomienda. Los resultados de ese análisis fueron los siguientes:

- La desviación normal del error combinado (S_o) se estimó, para el caso en que se consideraba la varianza de la proyección del tránsito, en 0,39 para pavimentos rígidos y 0,49 para los flexibles.
- La desviación normal del error combinado (S_o) se estimó, para el caso en que no se considera la varianza de la proyección del tránsito, en 0,34 para pavimentos rígidos y 0,44 para los flexibles.

Los valores superiores del S_o concuerdan con la mejor estimación que se pudo lograr en la proyección del tránsito. En consecuencia, si por medio de estudios cuidadosos de la demanda se obtienen proyecciones más exactas para el tránsito futuro, es perfectamente posible adoptar valores del S_o comprendidos entre los extremos señalados; esto es particularmente cierto para caminos con un largo historial.

Asimismo, en los cálculos, AASHTO utilizó un coeficiente de variación del 15 % para la serie de valores representativos de las características de los suelos de la subrasante; consecuentemente, dispersiones diferentes a la supuesta, modifican también el valor de S_o .

Cuando se proyecte la construcción de pavimentos por etapas se debe considerar la confiabilidad total que se obtendrá. Si se supone que la probabilidad que una determinada etapa de construcción dure la vida de diseño, es independiente de la otra etapa, la probabilidad combinada ó confiabilidad total de que todas las etapas duren las respectivas vidas de diseño, será el producto de las confiabilidades individuales de cada etapa. Consecuentemente, para obtener una determinada confiabilidad total (R_T) en una construcción por etapas, se debe aplicar la siguiente relación para establecer la confiabilidad (R_E) de cada etapa:

$$R_E = (R_T)^{1/n} \quad (\text{ec. 11}_1)$$

En que n es el número de etapas, incluyendo la de la construcción inicial del pavimento.

Los niveles de confianza que se recomiendan para los diseños de los casos normales se indican más adelante.

– Subrasante

(1) Consideraciones generales

El método AASHTO para pavimentos flexibles, caracteriza los suelos de la subrasante mediante el módulo elástico que denomina módulo resiliente (M_R), que se determina según la norma AASHTO T 294-92. Es una medida de las propiedades elásticas del suelo, que a pesar de las dificultades que acarrea el hecho de presentar ciertas características no lineales, es un parámetro fundamental para ser utilizado en análisis mecanicistas de sistemas multicapas.

Existen varios procedimientos para determinar el módulo elástico de un suelo. Los distintos procedimientos dan resultados diferentes, debido a la influencia que ejercen las condiciones especificadas para el ensayo y muy especialmente al grado de confinamiento a que se encuentra la muestra. El M_R debe calcularse tal como ha sido definido, por lo que siempre es conveniente asegurarse que los valores a utilizar corresponden efectivamente a lo especificado para el método AASHTO.

El ensayo de laboratorio para determinar el M_R requiere de equipos muy especializados, personal entrenado y consume un tiempo significativo, de manera que en la mayoría de las ocasiones no es posible o no resulta práctico realizar este ensayo, por lo que se recurre a estimarlo mediante correlaciones con otros ensayos. Más adelante en este Manual, se entregan relaciones que permiten estimar el valor del módulo resiliente en forma indirecta.



En el diseño de pavimentos rígidos, el método AASHTO caracteriza los suelos de la subrasante por el parámetro llamado Módulo de Reacción de la Subrasante (k). En la versión del año 1986-93 del citado método, el valor de este parámetro se debía deducir a partir del MR, pero en la nueva versión del año 1998, se retorna a determinarlo con ensayos con una placa cargada o se propone determinarlo en forma indirecta a partir de otros ensayos. El k mide las condiciones que existen o existirán en la superficie de la subrasante sobre la que se construirá la base y el pavimento de hormigón; representa las condiciones de la subrasante, sin incluir la base que se considera como una capa estructural que influye en la determinación del espesor de las losas de pavimento.

Al igual que para el diseño de pavimentos flexibles, más adelante en este Manual, se entregan relaciones que permiten estimar el valor de k , en forma directa e indirecta.

(2) Prospección de suelos en caminos nuevos

La prospección de suelos debe programarse de manera que los antecedentes que de ella emanen maximicen la eficiencia del trabajo de investigación, para lo cual las mediciones y muestreos deben ejecutarse en los lugares que mejor representen las condiciones de los suelos de la subrasante en el sector.

En el caso de caminos con trazados total o parcialmente nuevos y en las situaciones en que la posición de la rasante variará fundamentalmente de la de un camino existente, la prospección de suelos consistirá básicamente de calicatas desde donde se extraerán y ensayarán muestras. La disposición de las calicatas debe programarse conociendo las características básicas de la rasante de proyecto, lo que no implica que necesariamente deba contarse con la rasante con todos sus parámetros definidos; será suficiente conocer la posición general en planta y alzado, asegurándose que las zonas de corte y terraplén que allí se determinen no varíen con posterioridad, invalidando las conclusiones que pudieran derivar de la prospección.

Salvo que se presenten condiciones especiales, normalmente alteraciones en alzado de hasta unos 0,30 m y en planta hasta de unos 20 m no debieran cambiar los parámetros que definen las propiedades de los suelos.

Para programar la distribución de una prospección en las condiciones descritas, se deben tener en cuenta las siguientes consideraciones de orden general:

Los métodos de diseño presuponen que las capas estructurales se apoyan sobre una subrasante estable, que no sufrirá asentamientos o deformaciones.

Por lo tanto, la estabilidad de la obra básica del camino es condición necesaria para un buen comportamiento de los pavimentos; la prospección, ensayos y estudios necesarios para asegurar esa condición, no forman parte del diseño de los pavimentos y por lo tanto no se encuentra incluida en esta enumeración, pero debe considerarse como parte del proyecto.

No aportan información al diseño del pavimento prospecciones del suelo natural emplazadas en zonas donde el terraplén va a tener 2 m ó más de altura; allí son las propiedades de los suelos del terraplén las que interesan. En todo caso, se debe asegurar que el suelo natural tiene la capacidad de soporte adecuada para no deformarse o experimentar asentamientos con el peso del terraplén; si existieran evidencias de un problema de este tipo se deberá realizar la prospección y los estudios adicionales que correspondan.

En sectores con una pendiente transversal fuerte se puede generar secciones mixtas (terraplén y corte), para las que se debe definir cuál es la situación más desfavorable para los efectos del diseño.

La construcción afecta sólo superficialmente los suelos donde se funda la obra básica, de manera que para los efectos del diseño, son las propiedades del suelo en estado natural las que interesan. Así, cuando la rasante queda a menos de 2,0 m por sobre el suelo natural, se deben detectar sus propiedades a la densidad y grado de saturación naturales.

(3) Prospección para rehabilitación de pavimentos

En la prospección de suelos para la rehabilitación de pavimentos existentes y para reconstruir pavimentos, deben preferirse ensayos no destructivos mediante mediciones con deflectómetros de impacto (Falling Weight Deflectometer, FWD), complementadas con algunas calicatas.



Ante la imposibilidad de ejecutar ensayos con un deflectómetro de impacto, la segunda opción debe ser una prospección dirigida a utilizar un método de diseño basado en las deformaciones elásticas superficiales, tal como mediciones con una viga Benkelman, un deflectómetro Lacroix, un Dynaflect, un Road Rater-Modelo 400 y otros.

Sólo cuando ninguna de las alternativas anteriores resulte factible, la prospección podrá centrarse exclusivamente en calicatas.

La programación de una prospección mediante deflectómetros de impactos, deben tener en cuenta las siguientes consideraciones de orden general:

- los ensayos deben realizarse según una secuencia más o menos fija en cuanto a cantidad y posición; para condiciones normales se recomienda realizar 10 mediciones por Km y por calzada (con un mínimo de 8 mediciones por Km), alternando las mediciones entre una y otra pista.
- las mediciones que se realicen en secciones en que el pavimento se encuentra muy deteriorado por causas que evidentemente guardan relación con fallas de la obra básica, sólo deben utilizarse para analizar problemas de la subrasante y no incluirse como un antecedente para deducir propiedades de las capas estructurales.
- debe ejecutarse una monografía dividiendo el trazado en tramos en terraplén y en corte, considerando que terraplenes de alturas inferiores a unos 0,30 m deben agruparse junto con los tramos en corte, pues su aporte es despreciable.
- los resultados que derivan del retro análisis de las mediciones son muy sensibles a los espesores que se hubieren adoptado para las diferentes capas que conforman la estructura de pavimento que se está analizando. En consecuencia, es de la mayor importancia asegurarse que los espesores adoptados corresponden efectivamente a los reales, por lo que se recomienda ejecutar, tan cerca como sea posible de los puntos donde se haga deflectometría, al menos 4 mediciones de espesor por Km de camino; pueden consistir de piques al borde del pavimento o de preferencia, testigos del pavimento que alcancen hasta la subrasante.
- los módulos elásticos calculados mediante retro análisis a partir de medidas de deflexiones, corresponden a valores del módulo dinámico, en circunstancias que el método de diseño AASHTO utiliza parámetros estáticos. La transformación de uno al otro es función del tipo de suelo en que se hizo la medición; por consiguiente se recomienda ejecutar al menos una calicata de 1,5 m de profundidad por Km., cuando se trata de suelos granulares y de 2 o más para suelos finos, para definir la estratigrafía de los suelos encontrados y su clasificación.

– Drenaje

La conveniencia de drenar el agua fuera de la estructura del pavimento, ha sido un factor que siempre se ha considerado en forma preponderante en el diseño de un camino, a pesar de lo cual, normalmente las bases que se construyen no drenan bien. El exceso de agua que se origina, unido a la alta frecuencia y peso de las cargas solicitantes, llevan con frecuencia a deterioros prematuros de la estructura, por lo que el método de diseño AASHTO considera directamente los efectos del contenido de humedad en los suelos de la subrasante, bases y sub bases.

La evacuación de las aguas que alcanzan al pavimento se logra mediante tres procedimientos; drenaje superficial, subdrenaje y drenes de pavimento, también llamados drenaje estructural. Estos sistemas, sin embargo, sólo evacúan el agua libre, en tanto que el agua atrapada por la capilaridad, no puede ser drenada.

La construcción de pavimentos especialmente fuertes con el objetivo de resistir los efectos de la humedad, no es una solución segura, pues potencialmente existen efectos destructivos causados por agua atrapada dentro de la estructura propiamente tal. Consecuentemente, las actuales tendencias indican la necesidad de no sólo excluir al máximo el agua de la estructura, sino que también dotarla de sistemas que la evacúen con la mayor rapidez posible.

El método AASHTO considera los efectos del drenaje, modificando el coeficiente estructural en los pavimentos flexibles y los modelos de escalonamiento de juntas en los rígidos. En ambos casos, la calidad



del drenaje, se expresa en función del tiempo que demora en drenar la estructura y el porcentaje del tiempo que ésta se encuentra sujeta a niveles de humedad cercanos a la saturación. En el caso de la rehabilitación de pavimentos, se debe averiguar si el diseño original del drenaje es adecuado, si se encuentra operando correctamente y definir los sistemas de drenaje complementarios, cuando corresponda.



SECCION 3.2.2.3.

DISEÑO PAVIMENTOS FLEXIBLES

Comprende la construcción de un pavimento de concreto asfáltico de gradación densa mezclado en planta y en caliente, extendido en una o varias capas que tendrán la composición establecida en las especificaciones técnicas y las dimensiones indicadas en los diseños u ordenadas por MOPC.

Como es de conocimiento general, un concreto asfáltico en caliente convencional es una mezcla de áridos gruesos y finos de alta calidad con cemento asfáltico, densamente graduada. Los áridos y el cemento asfáltico, calentados individualmente entre 130° C y 160° C, son mezclados en planta, aplicados con máquinas terminadoras y compactadas en caliente.

Son mezclas cuidadosamente elaboradas y compactadas para lograr una elevada densificación y bajo porcentaje de vacíos, consideradas como las de mejor calidad entre las mezclas asfálticas, las mezclas en caliente brinda excelentes propiedades de estabilidad, durabilidad y flexibilidad.

3.2.2.3.1. METODO AASHTO 93

El método de diseño de pavimentos flexibles que se presentan en este Manual, está basado en el método AASHTO. Fundamentalmente es la versión de 1993 del método.

El procedimiento que se describe es el resultado de ensayos realizados en pistas de pruebas, constituidas bajo condiciones ambientales y con suelos de características muy definidas y en muchos casos completamente diferentes a las condiciones en que se dan en algunas zonas del país. Por consiguiente, a pesar que se le han introducido una serie de modelaciones matemáticas tendientes a ajustar mejor algunos parámetros a la situación real de la zona donde se emplaza el proyecto que se diseña, se debe ser extremadamente cauteloso cuando corresponda salirse mucho del marco bajo el cual fue desarrollado.

El método en su versión de 1993, es una extensión del procedimiento original derivando de las pruebas AASHTO realizadas durante 2 años y terminadas en 1960. Las modificaciones introducidas en esta versión están únicamente orientadas a expandir las posibilidades de aplicación del método a diferentes climas, diseños, materiales y suelos. Siguiendo ese lineamiento, el procedimiento que se presenta, incluye algunos cambios destinados a ajustarse mejor a la realidad nacional.

La fórmula general de diseño relaciona la cantidad de ejes equivalentes (EE) solicitantes con el número estructural y el nivel de confianza. De manera que la estructura experimente una pérdida de serviciabilidad determinada. La ecuación es la siguiente:

$$EE = (NE + 25,4)^{9,36} \cdot 10^{-(19,40 + ZR \cdot S_o)} \cdot M_r^{2,32} \cdot [(p_i - p_f) / (p_i - 1,5)]^{1/B} \quad (\text{ec. 12}_1)$$

$$\beta = 0,40 + [97,81 / (NE + 25,4)]^{5,19} \quad (\text{ec. 13}_1)$$

En que:

EE : ejes equivalentes de 80KN acumulados durante la vida de diseño

NE : número estructural (mm)

$$NE = a_1 \cdot h_1 + a_2 \cdot m_2 \cdot h_2 + a_3 \cdot m_3 \cdot h_3$$

a_1, h_1 : coeficiente estructural y espesor (mm) de cada una de las capas asfálticas o tratadas que componen el pavimento. Los subíndices 2 y 3 representan las capas granulares no tratadas.

m_2, m_3 : coeficiente de drenaje de las capas no tratadas (bases y sub bases granulares)

S_o : desviación estándar del error combinado de todas las variables que intervienen en el



modelo.

- M_r : módulo Resiliente del suelo de la Subrasante (MPa)
- p_i : índice de serviciabilidad inicial
- p_f : índice de serviciabilidad final

Un pavimento flexible es un sistema multicapas y por lo tanto, debe diseñarse como tal. Esto implica en primer lugar, una secuencia de capas que a partir de la Subrasante contemple una sub base, una base y la o las capas asfálticas. El primer cálculo es determinar, mediante el algoritmo desarrollado por AASH-TO, el número estructural (NE_t) que se requiere sobre la Subrasante.

Enseguida, se establecen los espesores mínimos de capas asfálticas a colorar para que las tensiones que se generan no originen fallas en la subrasante ni en las propias capas asfálticas; para tales efectos se presentan Tablas y Gráficos que permiten determinar el número estructural mínimo a colocar sobre la base (NE_A), en función de las solicitaciones previstas y de la temperatura media anual ponderada del aire (TMAPA) del lugar donde se localiza la obra. El número estructural para las capas no ligadas (sub bases y bases granulares) se determina como la diferencia entre NE_t y NE_A .

La estructuración de las diferentes capas debe hacerse de manera que la suma de los productos de los espesores por sus correspondientes coeficientes estructurales satisfaga los números estructurales calculados.

La valorización de los parámetros necesarios para establecer el número estructural requerido se explica más adelante, en los Numerales siguientes:

– Serviciabilidad Numeral	– Módulos Resilientes y Elásticos Numeral
– Ejes Equivalentes Solicitantes Numeral	– Coeficientes de Drenaje Numeral
– Nivel de Confianza Numeral	– Coeficientes Estructurales Numeral

A. SERVICIABILIDAD.

El pavimento se diseña para que sirva por un determinado lapso llamado vida de diseño, que se refiere al período durante el cual la serviciabilidad se mantiene dentro de ciertos límites; terminada la vida útil de diseño deberá rehabilitarse. La ecuación de diseño establece un estado inicial del pavimento (p_i), que depende exclusivamente de las posibilidades tecnológicas disponibles para construirlo y un nivel de deterioro considerado como final o inconveniente para transitar (p_f).

Algunas investigaciones indican que la vida diseño no es independiente del nivel de la serviciabilidad inicial, de manera que los pavimentos con buen p_i logran vidas útiles más prolongadas que los con serviciabilidades iniciales más deficientes, permaneciendo constantes las demás condiciones.

En la **Tabla 3.2_8** se entregan los valores que se recomiendan para estos parámetros.

En situaciones especiales se podrán adoptar índices de serviciabilidad final distintos a los que se señalan en la Tabla, siempre que se justifiquen adecuadamente y cuenten con la conformidad de la Dirección de Vialidad.

Tabla 3.2_8. INDICES DE SERVICIABILIDAD

Índice de Serviciabilidad Inicial (p_i)	4,2
Índice de Serviciabilidad Final (p_f)	2,0

B. SOLICITACIONES.

Las solicitaciones que afectan la estructura se expresan como los EE acumulados durante el período de vida de diseño definido. Salvo que se indique o autorice especialmente de otra manera, normalmente



los pavimentos se deberán diseñar en una sola etapa y para las vidas útiles que se indican en la **Tabla 3.2_9**.

Tabla 3.2_9. VIDA DE DISEÑO

CLASIFICACION DEL CAMINO	VIDA DE DISEÑO (AÑOS)
De alto Tránsito en Zonas Urbanas	20 – 30
Caminos Nacionales	10 - 20
Regionales Principales	10 - 20
Regionales Secundarios	5 – 20

El cálculo de las solicitudes expresadas como ejes equivalentes (EE) se ajustará a los criterios expuestos en la Sección 3.2.2.2.2. y teniendo en consideración los siguientes aspectos:

- El TMDA para el año de partida, así como sus proyecciones, deberá responder a un estudio de demanda específico para el camino que se proyecta.
- El camino o proyecto debe sectorizarse en tramos homogéneos en los cuales las solicitudes acumuladas durante la vida útil de diseño (EE) sean iguales.
- En lo posible se realizarán algunos pesajes de ejes para establecer, al menos, un orden de magnitud de los EE por tipo de vehículo que corresponde; los valores de EE/Veh deben utilizarse sólo cuando no se dispone de otra información. Por lo demás, debe tenerse en consideración que habitualmente las estratigrafías de pesos por eje resultan mucho más livianas en las proximidades de las plazas de pesaje fijas que en el resto de la red.
- Debe asegurarse que los flujos que efectivamente circularán por la ruta y que se utilizan para calcular los EE, en ningún momento superen la capacidad de la carretera, si ello ocurriera y salvo que existan planes concretos de una ampliación, las solicitudes deben mantenerse constantes a partir del año que se alcance la capacidad máxima.
- El cálculo de los EE debe presentarse en un cuadro igual o similar al modelo que se incluye como **Figura 30_1** y en todo caso debe incluir al menos antecedentes relacionados con el periodo de vida útil, el TMDA para cada año, total y para cada una de las categorías en que se hubiere dividido el tránsito, el factor de pista de diseño, los EE estimados para cada año y los acumulados.

C. CONFIABILIDAD.

El grado de confiabilidad del diseño se controla por el factor de confiabilidad (F_R) que es función de un valor asociado al nivel de confianza de la distribución normal (Z_R) y de la desviación normal del error combinado (S_0) de todos los parámetros que intervienen en el comportamiento del pavimento.

Para las situaciones normales, la **Tabla 3.2_10** indica los niveles de confianza a utilizar en los diseños y los correspondientes valores del coeficiente estadístico Z_R . En situaciones especiales, tales como vías urbanas o semi urbanas de alto tránsito, túneles, accesos a viaductos con mucho tránsito, inmediaciones de las plazas de peaje, etc., se podrán adoptar niveles de confianza distintos a los que se señalan en la Tabla, siempre que se justifiquen adecuadamente y cuenten con la conformidad de la

C.1. DIRECCIÓN DE VIALIDAD.

La desviación normal del error combinado (S_0), tal como se señala en el Numeral correspondiente, incluye las dispersiones inherentes a todos los factores que influyen en el comportamiento del pavimento, entre los cuales tienen una participación preponderante los errores que pudieran darse en la predicción del tránsito solicitante y el grado de variabilidad que presentan los suelos de la subrasante.

Cuando el nivel de solicitaciones es muy elevado, la probabilidad de error por defecto en la predicción es menor, debido a que la pista de diseño se encuentra a niveles cercanos a la saturación; asimismo, entre mayor es la dispersión de los valores representativos de los suelos de la subrasante, existe una probabilidad más alta de fallas. Por último, con el propósito de minimizar los trabajos de mantenimiento durante la vida de servicio de la obra, el nivel de confianza del diseño debe crecer en la medida que aumenta el tránsito.

La **Tabla 3.2_10** indica los valores que se recomienda utilizar en los diseños de pavimentos flexibles en función de las solicitaciones esperadas y del coeficiente de variación (coeficiente de variación = desviación estándar / promedio) de la serie de valores representativos de las características de los suelos de la subrasante.

Tabla 3.2_10. NIVEL DE CONFIANZA Y VALOR DEL S_0

EE Solicitantes (millones)	Confiabilidad (%)	ZR	S0 en función del coeficiente variación de los suelos				
			15 %	20%	30 %	40%	50%
< 5	60	- 0,253	0,45	0,46	0,47	0,49	0,50
5 – 15	60 – 70	- 0,253 – 0,524	0,45	0,46	0,47	0,49	0,50
15 – 30	60 – 75	- 0,253 – 0,674	0,45	0,46	0,47	0,49	0,50
30 – 50	70 – 80	- 0,524 – 0,841	0,44	0,45	0,46	0,48	0,49
50 – 70	70 – 85	- 0,524 – 1,037	0,42	0,43	0,44	0,47	0,48
70 – 90	70 – 90	- 0,524 – 1,282	0,40	0,41	0,42	0,45	0,46

Debido a la mayor dispersión que resulta al determinar el número estructural para subrasantes débiles, conviene utilizar el mayor valor del rango del nivel de confianza para subrasantes de baja capacidad de soporte y mal drenaje.

El factor de confiabilidad (FR) se determina con los valores del Z_R y S_0 que se adopten, según la ecuación:

$$\text{Log } F_R = - Z_R \cdot S_0 \text{ ó } F_R = 10^{-Z_R \cdot S_0} \quad (\text{ec. 14_4})$$

D. MÓDULOS RESILIENTES Y ELÁSTICOS.

D.1. RELACIONES CBR – MÓDULO RESILIENTE.

El método de diseño AASHTO caracteriza las propiedades de los suelos de la subrasante mediante el parámetro llamado Módulo Resiliente Efectivo (M_R). El módulo resiliente representa el módulo elástico del material después de haber sido sometido a cargas cíclicas; se determina mediante el ensayo AASHTO T 294-92, Método Estándar de Ensayo del Módulo Resiliente de Bases Granulares no Tratadas, Materiales de Subbase y Suelos de Subrasante - Protocolo SHRP P46.

La palabra “efectivo” implica que se debe adoptar un valor medio compensado, teniendo en consideración las variaciones estacionales que eventualmente pudiera experimentar este parámetro en el transcurso del año. En todo caso, para las condiciones que más habitualmente se dan en el país, se recomienda utilizar un valor único, dejando sólo para situaciones climáticas extremas, donde las heladas penetran hasta la subrasante, la aplicación de los conceptos de compensación por daño relativo de la subrasante.

El módulo resiliente (M_R) para diseñar pavimentos en trazados nuevos, habitualmente se define en forma indirecta, estimándolo a partir de resultados de ensayos que determinan el CBR. Diversos estudios, realizados en diferentes lugares han dado origen a una cantidad de fórmulas para relacionar el M_R con el ensayo CBR; las diferencias se originan porque los resultados son muy sensibles a una variedad de factores tales como las propiedades de los suelos, su contenido de humedad, nivel de compactación, estado tensiones de la muestra y procedimientos utilizados en el ensayo.

Para este Manual se incluyen las relaciones determinadas por el Transport and Road Research Laboratory (TRRL) en 1987 y que deben utilizarse solamente para calcular el Módulo Resiliente de los suelos que conforman la subrasante.

El ensayo CBR debe realizarse en conformidad con el ensayo cuyo Método se describe en el Volumen correspondiente de este Manual.

El módulo elástico de una capa no tratada no es independiente del módulo de la capa subyacente, de manera que no debe estructurarse colocando sucesivamente capas de módulos muy diferentes, como sería emplazar una subbase, de alto módulo elástico, sobre una subrasante de baja capacidad soporte.

Para los efectos prácticos, se recomienda que cuando los suelos que conforman la subrasante (tanto en terraplenes como en cortes) tengan un CBR $\leq 10\%$ (aprox. $MR \leq 77$ MPa), incluir una capa superior de mejoramiento de un espesor no inferior a 300 mm, de preferencia granular (según clasificación AASHTO) y CBR $\geq 15\%$ o alternatively colocar bajo la subbase una tela geotextil, según los criterios que se señalan en la Sección 3.2.1.4.

El sistema clásico para establecer el módulo de un sistema de dos capas elásticas sometido a una carga circular, es determinar el asentamiento elástico, el que está dado por la siguiente relación:

$$\Delta = \frac{1,5 p a^2}{E_o} \left\{ \frac{a}{\left[a^2 + h^2 \left(\frac{E_1}{E_o} \right)^{2/3} \right]^{1/2}} \left(1 - \frac{E_o}{E_1} \right) + \frac{E_o}{E_1} \right\} \quad (\text{ec.15}_1)$$

En que:

p : presión de inflado del neumático

A : radio del círculo de apoyo del neumático en el pavimento

E_o y E_1 : módulos elásticos de la capa de orden 1 y 0, respectivamente

H : espesor de la capa de orden 1 (superpuesta a la orden 0)

La relación anterior permite determinar el módulo resiliente de una subrasante que incluye una capa superior de mejoramiento de acuerdo con lo siguiente:

$$M_{Rd} = F \cdot MR_o \quad (\text{ec.16}_1)$$

$$1/F = \frac{0.125}{\left[0.0156 + h^2 \left(\frac{M_{R1}}{M_{R0}} \right)^{2/3} \right]^{1/2}} \left(1 - \frac{M_{R0}}{M_{R1}} \right) + \frac{M_{R0}}{M_{R1}} \quad (\text{ec.17}_1)$$

En que:

M_{Rd} : módulo resiliente de diseño (MPa)



- F : factor dado por la (ec. 17_1)
- M_{RO} : módulo resiliente de la subrasante o capa de orden 0 (MPa).
- M_{R1} : módulo resiliente de la capa de orden 1 (MPa).
- h : espesor de la capa de orden 1 (m)

Sistematización del Análisis de la Información de la Prospección de Suelos. El valor representativo de las características de una determinada subrasante, de la que se cuenta con una serie de valores provenientes de la prospección de suelos, es fundamental para lograr un diseño adecuado del pavimento.

Consecuentemente, la información recogida debe tratarse en forma sistemática y ordenada, de manera de asegurarse que los valores adoptados sean efectivamente los representativos de la situación real.

La siguiente pauta define un procedimiento para analizar en forma sistemática y secuencial la información originada en una prospección de suelos con el propósito de caracterizar una subrasante; se ha supuesto una prospección mediante ensayos tradicionales (el procedimiento cuando se dispone de ensayos no destructivos, tipo deflectometría, se indica en el Numeral correspondiente a la Evaluación del Pavimento Existente):

- Programar la prospección cuando se disponga de un perfil longitudinal del proyecto con la rasante prácticamente definitiva, aun cuando no necesariamente con todos sus parámetros y elementos calculados o totalmente definitivos.
- Preparar un cuadro, que puede ser igual o similar al del **Gráfico 31_1 Cálculo de módulo resiliente de diseño (Ver Anexo B)** que se incluye como ejemplo, conteniendo al menos la información que allí se indica. Los antecedentes a consignar deben corresponder a los del estrato más débil detectado hasta una profundidad de mínimo 1,5 m por debajo de la rasante del camino.

Los antecedentes incluidos en las diferentes columnas del **Gráfico 31_1 Cálculo de módulo resiliente de diseño (Ver Anexo B)** son los siguientes:

Columnas 1 y 2	:	Número correlativo y localización (kilometraje) de la prospección.
Columna 3	:	Número de la muestra/profundidad respecto de la superficie del suelo natural de donde se extrajo la muestra.
Columna 4	:	Altura de la rasante sobre el suelo natural; (+) terraplén, (-) corte.
Columnas 5 y 6	:	Clasificación de suelos; sistemas U.S.C.S. y AASHTO.
Columnas 7 y 8	:	Límites de Atterberg.
Columna 9	:	CBR al 95% de la D.M.C.S.
Columna 10	:	Densidad natural
Columna 11	:	Porcentaje de la densidad respecto al Proctor
Columna 12	:	CBR a la densidad natural. (Los valores para CBR no ensayados se deben estimar en base principalmente a la clasificación del suelo según AASHTO, la Densidad Natural y/o el porcentaje del Proctor).
Columna 13	:	Valor de MR calculado
Columna 14	:	Valor del MR adoptado para diseño (ver Numeral siguiente).

D.2. MÓDULO RESILIENTE DE DISEÑO.

El método de diseño AASHTO utiliza como M_R de diseño, el valor promedio de la serie muestral; por otra parte, adoptando el S_o adecuado, se incorpora al diseño la dispersión que presenta la serie por medio del coeficiente de variación (coeficiente de variación = desviación estándar / promedio). Por lo tanto, utilizar procedimientos más conservadores para definir el valor de diseño implica aceptar coeficientes



de seguridad mayores que los necesarios, además que se pierde el control sobre el nivel de confianza con que resulta el diseño.

Como criterio general para un buen diseño, se recomienda evitar dejar hasta 1,5 a 2,0 m por debajo de la rasante, suelos de baja capacidad soporte, es decir suelos con el equivalente a $\text{CBR} \leq 3\%$, salvo que un estudio o tratamiento especial asegure que se comportarán en forma adecuada. Cuando se presentan suelos de las características señaladas, normalmente existen tres posibilidades para ajustarse al requerimiento de mejorar su capacidad soporte:

- Realizar un estudio de Mecánica de Suelos que permita establecer procedimientos para densificar el suelo, normalmente junto con drenarlo, con lo que mejora su capacidad soporte.
- Colocar una tela tipo geotextil que aumente la capacidad soporte del suelo. Esta alternativa, normalmente de fácil aplicación, permite considerar que la colocación del geotextil equivale a elevar la capacidad soporte del suelo en el equivalente de 3 a 5 % del CBR, tal como se explica en la Sección 3.2.1.4. De acuerdo con ello, si sobre un suelo $\text{CBR} = 2\%$ se coloca una tela geotextil, equivale para los efectos del comportamiento, como si el suelo tuviera una capacidad de soporte CBR entre 5 y 7%. En todo caso para utilizar este procedimiento debe verificarse que el recubrimiento sobre la tela sea el adecuado para evitar ahuellamientos, deformaciones y eventuales roturas de la tela.

También, cuando la prospección indique la existencia de suelos en la subrasante con $\text{CBR} \leq 10\%$, es conveniente incluir una capa de mejoramiento superficial de las características allí señaladas; esto se traduce en un módulo resiliente modificado, que puede calcularse con la **ec. 17_1**.

Por otra parte, en las zonas donde la rasante impone terraplenes de alturas superiores a 2 m, son las características de los suelos especificados para estos rellenos los que definen los parámetros para el diseño del pavimento. En el caso de cortes de alturas importantes, el plano de la subrasante normalmente intercepta suelos de mucha mejor calidad que los detectados en la superficie; esta circunstancia también debe ser considerada para el diseño.

Cualquiera fuere el procedimiento que se utilice para modificar la capacidad soporte del suelo en la zona representada por la muestra, el valor correspondiente del MR representativo se coloca en la **columna 14 del cuadro del Gráfico 32_2 Número estructural capas asfálticas TMAPA 6°C (Ver Anexo B)** Deberá utilizarse alguna nomenclatura como la incluida en la referida Gráfico para señalar los motivos por los que se ha optado por ese valor.

El siguiente paso es establecer el M_R de diseño para sectores o tramos considerados homogéneos en cuanto a las características de los suelos. Se considera que un tramo es homogéneo cuando el coeficiente de variación no es superior al 50 %; con este valor se determina el correspondiente S_o , para lo que se utiliza la **Tabla 3.2_10**. Sin embargo, como el S_o depende del coeficiente de variación y por consiguiente modifica los espesores de las capas de la estructura, es conveniente analizar más de una sectorización antes de optar por una definitiva.

Una vez definida la sectorización se calcula, para cada tramo, el M_R promedio, la desviación estándar y el coeficiente de variación. Los valores del M_R superiores que el promedio más 2 desviaciones estándar, se desechan y no entran en el cálculo; las zonas o áreas representadas por valores inferiores al promedio menos 2 desviaciones estándar, debe tratarse para mejorar la calidad del suelos de fundación, para lo cual pueden aplicarse algunos de los procedimientos indicados más arriba. Tampoco deben considerarse en el cálculo del M_R promedio representativo del tramo.

D.2.1. EJEMPLO DE CÁLCULO DEL M_R .

En el **Gráfico 33_1 Número estructural capas asfálticas TMAPA 14°C (Ver Anexo B)** se incluye un ejemplo de cómo se debe calcular el Módulo Resiliente de diseño. El procedimiento es el siguiente:

- En las columnas 1 a la 11 se colocaron los antecedentes básicos tal como se describe en el sistema de análisis de inf.
- Columna 12. Se indican los CBR a la densidad natural, en atención a lo señalado en el módulo elástico del sistema bicapa; unos determinados en el laboratorio y los otros estimados, básicamente en la clasificación del suelo y la densidad natural o porcentaje del Proctor. Los valores estimados se individualizan con la letra "e" al costado derecho de la columna.



- Columna 13. Se anota el valor del MR.
- Columna 14. Se anota el MR de diseño, calculado con alguno de los siguientes criterios que se individualizan con la letra colocada a la derecha de la columna:
 - Donde $M_R < 77$ MPa se considera una capa de mejoramiento de 300 mm de espesor y CBR = 20%, que eleva el módulo general; se aplica la **ecuación 17_1** y se indica con la letra “m”.
 - Donde CBR < 3% (**ver ec.16_1.**) se coloca una tela geotextil que equivale a mejorar el CBR en 4% para los efectos de calcular MR; se indica con la letra “g”. Alternativamente, también se pudo optar por un reemplazo de material o por colocar una capa de mejoramiento de espesor superior a 300 mm y utilizar el criterio indicado en el punto precedente.
 - Donde se proyecta un terraplén de 2 m de alto o más, es el de este material el que define el valor de diseño, ello es $M_R = 77$ MPa; esos casos se indican con la letra “t”.
 - Se elimina de la serie el valor correspondiente al Pozo N° 8, pues MR = 266 MPa, queda fuera de rango dado por el promedio más dos desviaciones estándar.
 - Los valores utilizados para calcular el MR de diseño tienen un promedio de 90,9 MPa, una desviación estándar de 20,2 MPa y un coeficiente de variación (CV) de 22%. En consecuencia:
 - Puede considerarse todo como un solo tramo, pues el coeficiente de variación es menor que 50%.
 - Para los efectos de diseño se debe utilizar $M_R = 90$ MPa.
 - De acuerdo con la Tabla para CV = 22% ;se tiene:
 - $S_0 = 0,46$ si $EE \leq 30$ millones.
 - $S_0 = 0,45$ si $30 < EE \leq 50$ millones.
 - $S_0 = 0,43$ si $50 < EE \leq 70$ millones.
 - $S_0 = 0,41$ si $EE > 70$ millones.
 - Coeficientes de Drenaje.

El coeficiente de drenaje (mi) que figura en la ecuación general de diseño (**ec. 12_1**), permite ajustar el coeficiente estructural de las capas granulares no tratadas, en función de las condiciones del drenaje del proyecto que se analiza.

De acuerdo con AASHTO, la “calidad del drenaje” es función del tiempo que demora una base o sub base saturada, en evacuar el 50% del agua. Consecuentemente, la calidad del drenaje depende de factores tales como: la permeabilidad de la base, la permeabilidad del suelo de la subrasante, la existencia o no de sistemas de drenaje insertos en la base, la pendiente transversal y la distancia a que se encuentran los puntos de evacuación.

La **Tabla 3.2_11** indica la clasificación de calidad del drenaje de las bases en función del tiempo que demora la evacuación del 50% del agua de saturación, según la definición de AASHTO.

Tabla 3.2_11. CALIDAD DEL DRENAJE DE BASES Y SUB BASES

Calidad del Drenaje	Tiempo de Evacuación
Excelente	2 h.
Bueno	1 día
Regular	1 semana
Malo	1 mes
Muy Malo	no drena

Los coeficientes de drenaje (m_i) a utilizar dependen tanto de la calidad del drenaje como del tiempo durante el cual la estructura del pavimento se verá expuesta a niveles de humedad cercanas a la saturación, en la práctica, con más de 50% de humedad. El tiempo de saturación depende de la calidad del drenaje y también de la distribución y frecuencia de las precipitaciones que caracterizan la zona donde se localiza el proyecto que se analiza.

La **Tabla 3.2_12**, muestra los coeficientes de drenaje que se proponen para el país; corresponden a un resumen de los resultados obtenidos en un estudio realizado especialmente con ese propósito.

Tabla 3.2_12. COEFICIENTES DE DRENAJE (m_i)

PRECIP.	BASE PERMEABLE	BASE : FINOS HASTA 10%		BASE: MAS 10% FINOS	
		SUBRAS. GRAN.	SUBRAS. FINOS	SUBRAS. GRAN	SUBRAS. FINOS
<= 100 mm	1,40 - 1,35	1,35 – 1,25	1,35 - 1,25	1,25 - 1,15	1,05
> 100 mm	1,40 - 1,35	1,35 – 1,25	1,35 - 1,25	1,15 – 1,00	1,05 – 0,80
<=150 mm	1,40 – 1,35	1,35 – 1,25	1,35 - 1,25	1,15 – 1,00	1,00
> 150 mm	1,40 – 1,35	1,35 – 1,25	1,25 – 1,15	1,00	1,00 – 0,80
<= 350 mm	1,40 – 1,35	1,35 – 1,25	1,35 - 1,25	1,00	0,80
> 350 mm	1,40 – 1,35	1,25 – 1,15	1,25 - 1,15	1,00-0,80	0,80
<= 1.500 mm	1,40 - 1,35	1,25 – 1,15	1,15	1,00-0,80	0,80 – 0,60
> 1.500 mm	1,35 - 1,30	1,15 – 1,00	1,15 - 1,00	0,80	0,60
<= 500 mm	1,40 - 1,35	1,35 – 1,25	1,25 - 1,15	1,00	1,00 – 0,80
> 500 mm	1,40- 1,35	1,25 – 1,15	1,15	0,80	0,80
Base permeable: menos de 3% de finos y/o coeficiente de permeabilidad > 0,01 cm/s Subras Gran.: subrasante granular, máximo 35% pasa tamiz de 0,08 mm Subras Finos: subrasante de suelo fino.					

Cuando se proyecte una base permeable deberán tomarse todas las precauciones necesarias para que sean efectivas asegurando su drenaje, no sólo inmediatamente después de construida, si no durante toda la vida útil de la obra.

D.3. CORRELACIONES ENTRE CBR Y MR

La mayoría de los métodos actuales utilizan el procedimiento de diseño mecanicista basado en la teoría de elasticidad de las capas. El Modulo Elástico de los suelos a ser utilizados en las diferentes capas de bases y sub-bases puede ser obtenido mediante el ensayo de carga triaxial repetida. Debido a la complejidad de los ensayos y de los equipos requeridos para los ensayos de carga triaxial repetida, se han determinado métodos de aproximación para el cálculo del Módulo Reciliente (Mr) de los suelos basado en el Índice de Soporte de California, más conocido como CBR.

Estas ecuaciones de correlación son las siguientes:

- La guía de diseño de AASHTO sugiere que el módulo resiliente para suelos finos no expansivos y CBR menor o igual a 10, puede ser estimado de acuerdo a lo propuesto por Heukelon y Klomp en 1962:

$$\text{Mr(psi)} = 1.500 \times \text{CBR}$$

- De acuerdo al Cuerpo de Ingenieros del Ejército de los EEUU, el modulo resiliente puede ser estimado de acuerdo a lo propuesto por Green y Hall en 1975:

$$\text{Mr(psi)} = 5,409 \times \text{CBR}^{0,71}$$

- El Concilio Sudafricano de Investigaciones Científicas e Industriales (CSIR), propone la siguiente correlación:

$$\text{Mr(psi)} = 3.000 \times \text{CBR}^{0,65}$$

- El Laboratorio de Investigaciones de Transportes y Carreteras (TRRL) de los EEUU, sugiere la siguiente correlación:

$$Mr(\text{psi}) = 2.555 \times \text{CBR}^{0,64}$$

- Otras correlaciones usadas:

$$Mr = 17,6 \times \text{CBR}^{0,64} \text{ para suelos de CBR entre 2 y 12}$$

$$Mr = 22,1 \times \text{CBR}^{0,55} \text{ para suelos de CBR entre 12 y 80}$$

D.4. COEFICIENTES ESTRUCTURALES.

La versión 1993 del método AASHTO enfatiza la conveniencia de asignar el coeficiente estructural adecuado a cada capa del pavimento, considerando las propiedades reales de los materiales que las constituyen. El coeficiente estructural depende directamente del módulo elástico del material que compone la capa, por lo que la mejor manera de obtenerlo es a través de esa propiedad. Consecuentemente, se deben realizar los ensayos correspondientes para determinar el módulo elástico de las bases y subbases; si son granulares no tratadas, según AASHTO T 294 -92 y si son concretos asfálticos u otros materiales tratados, según ASTM 4123 ó ASTM C 469.

Los ensayos para determinar el módulo elástico requieren equipos especiales, por lo que normalmente se prefiere determinar el coeficiente estructural por procedimientos indirectos. Las siguientes relaciones permiten estimar el coeficiente estructural (a) de concretos asfálticos en función del módulo elástico y de la estabilidad Marshall.

$$a_1 = 0,0052 \cdot E^{0,555} \quad \frac{E \text{ en MPa}}{EM : \text{Estabilidad Marshall en N}} \quad (\text{ec.18}_1)$$

$$a_1 = 0,0078 \cdot EM^{0,441} \quad (\text{ec.19}_1)$$

Los coeficientes estructurales de bases y subbases granulares no tratadas se pueden estimar a partir de las siguientes correlaciones con el CBR:

Coeficiente estructural de bases granulares (a_2).

$$a_2 = 0,032 \cdot (\text{CBR})^{0,32} \quad (\text{ec. 20}_1)$$

Coeficiente estructural de subbases granulares (a_3).

$$a_3 = 0,058 \cdot (\text{CBR})^{0,19} \quad (\text{ec. 21}_1)$$

Los coeficientes estructurales de bases tratadas, tanto con cemento como con asfalto, se pueden estimar a partir de las siguientes correlaciones con la resistencia a la compresión simple determinada con ensayos a la ruptura de testigos de probetas cilíndricas (cuyo método de ensayo se describe en el Volumen correspondiente este Manual) y con la estabilidad Marshall, respectivamente.

Coeficiente estructural de bases tratadas con cemento (a_2).

$$a_2 = 0,0918 \cdot (f_c)^{0,514} \quad (\text{ec. 22}_1)$$

f_c : resistencia cilíndrica a la ruptura (MPa)

Coeficiente estructural de bases tratadas con asfalto (a_2).



$$a_2 = 0,0074 \cdot (EM)^{0,415} \quad EM \text{ en Newton(N)} \quad (\text{ec.23_1})$$

Para condiciones normales de diseño, con las especificaciones de construcción habituales, se recomienda adoptar los coeficientes estructurales que se indican en la **Tabla 3.2_13**. Sin embargo, para condiciones especiales, debidamente justificadas, se deberán utilizar los coeficientes apropiados a esas situaciones.

Tabla 3.2_13. COEFICIENTES ESTRUCTURALES PARA LAS CAPAS DE PAVIMENTO

CAPA	CARACTERISTICAS	COEFICIENTE ESTRUCTURAL
Subbase Granular	CBR = 40%	0,12
Base Granular	CBR = 80%	0,13
Base Asfáltica Grad. Gruesa	6.000 N	0,33
Base Asfáltica Grad. Abierta		0,28
Grava-emulsión		0,30
C. Asfáltico, Capa Interm.	8.000 N	0,41
C. Asfáltico de Superficie	9.000 N	0,43
Mezclas drenantes		0,32
Microaglomerado discontinuo en caliente		0,40
Mezcla SMA (Stone Mastic Asphalt)		0,43

– **Estructuración de las Capas.**

• **Número Estructural Total (NE_T).**

El número estructural total (NE_T), corresponde al valor que resulta de aplicar la **ec.12_1** para todos los parámetros indicados en los Numerales precedentes, incluyendo el valor del M_R representativo de la subrasante. Todas las capas que compondrán la estructura del pavimento, incluyendo las asfálticas y las no ligadas, se deben estructurar por tipo y espesores de manera que se cumpla con la expresión **ec. 24_1**:

$$NE \text{ (mm)} = a_1 \times h_1 + a_2 \times h_2 \times m_2 + a_3 \times h_3 \times m_3 \quad (\text{ec. 24_1})$$

Donde a_i son los coeficientes estructurales de las diversas capas, h_i los espesores (mm) de cada capa y m_i los coeficientes de drenaje de las capas no tratadas.

La **ecuación 24_1**, no tiene una solución única pues existen muchas combinaciones que satisfacen el número estructural. Sin embargo, existen una serie de consideraciones que deben tenerse en cuenta al definir los espesores de las diferentes capas.

- Los espesores tienen ciertas limitaciones a los que deben ajustarse para hacerlas compatibles con requerimientos constructivos y de estabilidad; la **Tabla 3.2_14** indica esas limitaciones. El espesor mínimo de la capa asfáltica sobre una base granular se refiere a las pistas de circulación; en las banquetas pueden colocarse espesores menores e incluso variables.
- Por razones constructivas y para evitar una proliferación excesiva de diferentes diseños, los espesores de las capas ligadas (asfálticas) deben redondearse a los 5 mm, en tanto que los de las capas no ligadas, a los 10 mm.
- Una mala estructuración puede originar tensiones y deformaciones superiores a las que son capaces de soportar, la subrasante, las capas granulares no tratadas o las mezclas asfálticas,



por lo que la distribución del NE_T no puede hacerse en forma arbitraria. Se recomienda proceder ajustándose a los siguientes criterios:

La relación entre los módulos elásticos de dos capas no ligadas (granulares) sucesivas, no debe ser mayor que 4.

La relación entre las capas asfálticas y las granulares debe definirse con el procedimiento que se describe en el Numero estructural mínimo; éste permite determinar el número estructural mínimo (NE_A) que deben tener todas las capas de mezclas asfálticas a colocar en la estructura. El procedimiento se basa en análisis teórico – empíricos sustentados en la experiencia nacional.

Tabla 3.2_14. LIMITACIONES A LOS ESPESORES DE LAS CAPAS ESTRUCTURALES

CAPA	Espesor (mm)
Cada capa asfáltica individual, mín.	50 (*)
Capa granular no tratada, mín.	15

(*) Para las capas con mezclas convencionales dependiendo del clima y condiciones de la zona el espesor podrá ser 10 mm menor al indicado en la Tabla.

Para las capas de rodadura especiales tales como mezclas drenantes, microaglomerados discontinuos en caliente y mezclas SMA, no existirá restricción en el espesor mínimo, este estará determinado por las condiciones de diseño de la mezcla ($T_{máx.}$ y otros).

– Número Estructural Mínimo (NE_A) de las Capas Asfálticas.

La fracción del número estructural total (NE_T) que debe asignarse a las capas asfálticas de la estructura se calcula según un procedimiento de dos etapas: primero se determina la temperatura media anual ponderada del aire (TMAPA) en la localidad donde se localiza la obra, luego con los gráficos que se incluyen, parametrizados para diferentes TMAPA, las solicitaciones previstas (EE) para la vida útil de diseño y el módulo resiliente (M_R) de la subrasante, se determina el número estructural mínimo (NE_A) que deben tener las capas asfálticas.

La temperatura media anual ponderada del aire (TMAPA) se calcula a partir de las temperaturas medias mensuales del aire (TMMA) de la zona donde se emplaza el camino. Para ello se deben utilizar los antecedentes disponibles en la estación meteorológica más cercana a la obra.

La TMMA representativa de cada mes, corresponde al promedio de una estadística de no menos de 10 años. Luego se prepara una Tabla (ejemplo, **Tabla 3.2_15**) en que para la TMMA de cada uno de los 12 meses del año se determina un factor de ponderación (W_i), mediante la siguiente relación:

	$TMMA (^{\circ}C) = 20,348 + 17,5683 \log W_i$	ec. 25_1
--	--	-----------------

En que:

TMMA ($^{\circ}C$) : temperatura media mensual del aire

W_i : factor de ponderación

Por último la temperatura media anual ponderada (TMAPA) se determina calculando el factor de ponderación promedio del año (W_p) que se introduce en la misma **ec. 25_1**, pero en forma inversa; el resultado es la TMAPA.



Tabla 3.2_15. CALCULO DE LA TEMPERATURA MEDIA ANUAL PONDERADA DEL AIRE (TMA-PA) (Ejemplo)

MES	TMMA (°C)	Wi
Enero	28	2,73
Febrero	26	2,10
Marzo	22	1,24
Abril	19	0,84
Mayo	16	0,57
Junio	8	0,20
Julio	8	0,20
Agosto	6	0,15
Septiembre	12	0,33
Octubre	12	0,33
Noviembre	19	0,84
Diciembre	22	1,24
	Suma	10,77
	Promedio (Wip) = 10,77/12	0,90
	TMAPA (°C)	19,5 aprox. 20 °C

El **Gráfico 32_1 (Numero estructural capas asfálticas TMAPA 6°C) (Ver Anexo B)** muestra, para varias localidades a lo largo del país, las TMMA y las TMAPA.

Por otra parte la fracción del número estructural total (NET) que debe asignarse a las diversas capas asfálticas que conformarán la estructura se determina con los gráficos incluidos en los **Gráficos 32_1, 33_1, 34_1** que corresponden a TMAPA de 6° C, 14 °C y 19 °C, respectivamente. El procedimiento general a seguir es el siguiente:

- Determinar las solicitaciones, expresadas como EE, calculadas para la vida útil de diseño. Los gráficos han sido calculados para un nivel de confianza del 50%, es decir, para $F_R = 1$ en la **ec.9_1**, por lo tanto, para niveles de confianza diferentes que 50%, debe calcularse el correspondiente F_R . En los gráficos se entra con la cantidad de EE que resulta de multiplicar los EE de diseño por el factor F_R calculado.
- Las curvas que figuran en los gráficos han sido determinadas utilizando como parámetro diferentes valores del módulo resiliente de la subrasante (M_R).
- Con los dos datos descritos se elige el gráfico correspondiente a la TMAPA de la localidad donde se encuentra el proyecto.
- A los gráficos se entra por las abscisas con los EE de diseño, afectados por el factor F_R , subiendo verticalmente hasta encontrar la curva correspondiente al M_R de la subrasante. Saliendo horizontalmente hacia la izquierda, se determina el número estructural que deben tener la totalidad de las capas asfálticas (NEA). Por lo tanto se debe cumplir lo siguiente:

$$NE_A \text{ (mm)} = \sum a_i \cdot h_i \quad \text{(ec. 26_1)}$$

En que:

a_i : coeficiente estructural de la capa asfáltica de orden i



h_i : espesor (mm) de la capa asfáltica de orden i

- En el caso que la TMAPA de una localidad no coincida con ninguna de las señaladas en los 3 gráficos, se deben calcular los NEA para las dos TMAPA más cercanas e interpolar linealmente para encontrar el valor buscado. De la misma manera se debe interpolar dentro del gráfico para valores del MR diferentes de los que figuran en los gráficos.
- Las capas no ligadas (subbases y bases granulares) deben estructurarse de manera que se cumpla la siguiente relación:

$$(NE_T - NE_A) \text{ (mm)} = a_2 \cdot h_2 \cdot m_2 + a_3 \cdot h_3 \cdot m_3 \quad (\text{ec. 27}_1)$$

En que:

a_2 : coeficiente estructural de la base granular

h_2 : espesor (mm) de la base granular

m_2 : coeficiente de drenaje de la base granular

a_3 : coeficiente estructural de la sub base

h_3 : espesor (mm) de la subbase

m_3 : coeficiente de drenaje de la subbase

- Los espesores de las capas ligadas (asfálticas) deben redondearse a los 5 mm, en tanto que los de las capas no ligadas, a los 10 mm.

3.2.2.3.2. TRATAMIENTO SUPERFICIAL TRIPLE.

Son tres riegos alternados y uniformemente distribuidos de ligante bituminoso y árido sobre una superficie acondicionada previamente. El tamaño medio del árido de cada distribución sucesiva es la mitad o menos del tamaño medio de la capa precedente. El espesor total es aproximadamente igual al tamaño máximo nominal del árido de la primera aplicación.

A. CONSIDERACIONES ACERCA DE LOS TRATAMIENTOS ASFALTICO SUPERFICIALES

Antes de entrar a considerar al Pavimento con Tratamiento Superficial Triple, como una solución a carreteras de tránsito medios, quisiéramos brindar algunas consideraciones acerca de este tipo de recubrimiento.

Entre las técnicas de Pavimentación de carreteras, la de los tratamientos superficiales ha sido una de las soluciones más interesantes para tránsitos de volúmenes medios a bajos. En su historia, los tratamientos han pasado de un sistema destinado para tránsitos livianos a ser utilizado en tratamientos de carreteras con tránsito pesado y en muchos países, en autopistas.

Los tratamientos superficiales pueden ser utilizados como capas de rodadura sobre caminos estabilizados o como conservación de pavimentos asfálticos. Los objetivos que se persiguen son la protección, impermeabilización y mejoramiento de la capa de estructura vial, proporcionando además una superficie antideslizante.

Los tratamientos superficiales abarcan desde una simple y ligera aplicación de cemento asfáltico o emulsión bituminosa, a múltiples aplicaciones de materiales asfálticos sobre las que se distribuyen agregados pétreos.



También se consideran tratamientos superficiales algunos tipos de mezcla asfáltica-agregados. Todos los tratamientos superficiales sellan y prolongan la vida de los caminos. Cada tipo tiene uno o más propósitos especiales.

La siguiente es una clasificación de tratamientos superficiales asfálticos de acuerdo a su aplicación y preparación.

- Tratamientos superficiales simples.
- Tratamientos superficiales dobles.
- Tratamientos superficiales triples.
- Tratamientos superficiales con aplicación única de asfalto.
 - Asfalto en Caliente
 - Emulsiones Asfálticas
- Tratamientos superficiales con Riego de Imprimación.
- Tratamientos superficiales Paliativos de Polvo.
 - Aceites
 - Emulsiones
- Tratamientos superficiales con Rodillos (Road rolling).
- Tratamientos superficiales con Riego Pulverizado (Fog Seal).
- Tratamientos superficiales con Lechadas Asfálticas

A.1. FUNCIONES DE LOS TRATAMIENTOS SUPERFICIALES

- Un tratamiento superficial por sí mismo *no es considerado una estructura de soporte*. Básicamente brinda una cubierta impermeable a la superficie existente de la calzada y resistencia abrasiva del tránsito. Algunas de las funciones más comunes con:
- Proveer una superficie económica y duradera para caminos con bases granulares que tienen tránsitos ligeros y de mediano volumen.
- Prevenir la penetración superficial de agua en bases granulares y pavimentos viejos que han comenzado a desintegrarse por el tiempo o a fisurarse.
- Rellonar huecos, recubrir y ligar partículas minerales desprendidas y restaurar la superficie del pavimento.
- Renovar superficies y restaurar la resistencia al deslizamiento de pavimentos deteriorados por el tránsito en los cuales los agregados superficiales han comenzado a pulirse.
- Restaurar capas de rodamientos afectadas por los agentes climáticos y dar nueva vida a superficies de pavimentos resacas.
- Proveer una cubierta temporaria en los casos de construcción de pavimentos incompletos y demorados o cuando se trata de una construcción por etapas.
- Paliar el polvo.
- Asegurar la adherencia de las capas asfálticas superiores con las bases granulares (riego de imprimación).
- Asegurar la trabazón entre la superficie que está siendo pavimentada y la capa superior (riego de liga).



3.2.2.3.3. DISEÑO DE TRATAMIENTOS SUPERFICIALES (MORIN – TODOR, BRASIL)

A. CONSIDERACIONES GENERALES

El método que se entrega para establecer las dimensiones de las capas estructurales de un pavimento tipo tratamiento bituminoso superficial, se basa en un procedimiento estudiado para suelos tropicales del tipo laterítico caracterizado por una razón sílice sesquióxidos menos que 2. El sistema se presenta en el estudio laterite and Lateritic Soils and Other Problem Soils of the tropics, que se fue desarrollando para la Agencia Internacional para el desarrollo de las Estados Unidos por W.J. Morín y Peter C. Todor como parte de un estudio realizado por Lyon Associates Inc. y el Instituto de Investigación de carreteras de la Dirección de Vialidad de Brasil en 1.975.

A pesar que el estudio se realizó en suelos tropicales, su campo de aplicación puede implantarse de manera de utilizarlo en climas templados.

El sistema se basa en las relaciones que existen entre el comportamiento de una estructura y las deflexiones que experimenta y la relación entre ellas y la capacidad resistente de las diferentes capas que conforman la estructura del pavimento. En aspecto más importante de este método de diseño radica en que los coeficientes estructurales de las capas no sólo son función de las propiedades del material que las componen, sino que también de la posición relativa en que estas se encuentran dentro de la estructura. Por ejemplo, un material apto para base tiene su mayor aporte cuando se extiende en los 250 mm superiores; más abajo aporta a la estructura mucho menos.

Al igual que cualquier otro procedimiento para diseñar pavimentos, la calidad de los resultados depende en gran medida de la elección adecuada de los parámetros de cálculo, de manera que es fundamental que el diseño lo realice un profesional experimentado en el diseño de pavimentos.

Básicamente en procedimiento se desarrolla en tres etapas:

- Establecer el Índice Estructural (IE), que es función de los ejes equivalentes que solicitarán el pavimento durante su vida útil y del coeficiente de variación adecuando para reflejar la variabilidad de la construcción.
- En función del valor del CBR, determinado como representativo de la subrasante, se determina el espesor mínimo que debe darse a la suma de espesores de la base más sub base.
- Se determina el espesor de cada una de las capas de la estructura de manera que la suma de los productos de estos por los correspondientes coeficientes estructurales den el Índice estructural requerido. Se considera todas las capas que están hasta 900 mm por debajo de la rasante, pero teniendo en consideración que los coeficientes estructurales son válidos sólo dentro de los rangos de profundidades que se señalan en cada caso.

A.1. CÁLCULO DEL ÍNDICE ESTRUCTURAL

A.1.1. EJES EQUIVALENTES

Para determinar el Índice Estructural (IE), se deben conocer los ejes equivalentes acumulados en la pista de diseño durante el periodo de vida útil asignado al pavimento. El método utiliza los ejes equivalentes tal como fueron definidos por AASHTO.

En general, se recomienda diseñar tratamientos superficiales sólo cuando las solicitudes acumuladas no superen unos 750.000 EE en la pista de diseño; para mayores solicitudes, normalmente es más adecuado considerar pavimentos en base a capas de mezclas asfálticas.

A.1.2. COEFICIENTE DE VARIACIÓN

El coeficiente de variación (razón entre la desviación estándar y el promedio) se determina analizando las deflexiones reales que se producen en los caminos; son un reflejo de la calidad del diseño y uniformidad de la construcción.

Las deflexiones medidas en unos pocos caminos actualmente en servicio en el país, sugieren que para condiciones de construcción controladas, como son las que usualmente se dan en este tipo de obras, se podría utilizar un coeficiente de variación cercano al 15%. Sin embargo, en atención a que se trata de datos parciales, se recomienda, salvo autorización expresa de la Dirección de Vialidad, utilizar para este parámetro un 25% ($v = 0,25$).

A.1.3. ÍNDICE ESTRUCTURAL

El índice estructural (IE) se puede calcular con la siguiente expresión:

$$IE_{(mm)} = 1024v^{0,354} \left[\frac{9,56}{11,49 - \log EE} - 1 \right] \quad (\text{ec. 59}_1)$$

v : coeficiente de variación en tanto por uno.

EE : ejes equivalentes acumulados en la pista de diseño.

A.1.4. CARACTERIZACIÓN DE LA SUBRASANTE

A.1.1. CBR DE DISEÑO

El método de diseño caracteriza las propiedades de los suelos de la subrasante mediante el ensayo CBR, determinado de acuerdo con el Método descrito en el Volumen correspondiente del presente Manual.

Normalmente la prospección de suelos se realizará mediante calicatas u otro tipo de mediciones apropiadas en cuya programación y ejecución debe tenerse en consideración lo expresado en el Numeral correspondiente a Prospección de Suelos en Caminos Nuevos.

El CBR representativo de cada calicata debe ser el correspondiente al estrato más débil comprendido hasta 900 mm por debajo de la rasante.

El valor representativo de las características de una determinada subrasante, para la que se cuenta con una serie de valores provenientes de la prospección de suelos, es fundamental para lograr un diseño adecuado del pavimento. Consecuentemente, la información recogida debe tratarse en forma sistemática y ordenada, de manera de asegurarse que los valores adoptados sean efectivamente los representativos de la situación real. La siguiente pauta define un procedimiento para analizar en forma sistemática y secuencial la información originada en una prospección de suelos mediante calicatas u otro procedimiento similar, con el propósito de caracterizar una subrasante:

- Disponer del perfil longitudinal del proyecto con la rasante prácticamente definitiva, aun cuando no necesariamente con todos sus parámetros y elementos calculados o totalmente definitivos.
- Preparar un cuadro, que puede ser igual o similar al del **Gráfico 47_1** que se incluye como ejemplo, conteniendo al menos la información que allí se señala. Los antecedentes a consignar deben corresponder a los del estrato más débil detectado hasta una profundidad mínima de 900 mm por debajo de la rasante del camino.

Los antecedentes incluidos en las diferentes columnas del cuadro del **Gráfico 47_1** son los siguientes:

Columnas 1 y 2	:	Número correlativo de la prospección y localización (kilometraje).
Columna 3	:	Número de la muestra/profundidad respecto de la superficie del suelo natural de donde se extrajo.
Columna 4	:	Altura de la rasante sobre el suelo natural; (+) terraplén, (-) corte
Columnas 5 y 6	:	Clasificación de suelos; sistemas U.S.C.S. y AASHTO
Columnas 7 y 8	:	Límites de Atterberg.
Columna 9	:	Peso Unitario Seco (P.U.S)



Columna 10	:	CBR al 95% de la D.M.C.S
Columna 11	:	Porcentaje de la densidad respecto al Proctor
Columna 12	:	CBR a la densidad natural. Los valores para muestras no ensayadas deben estimarse en base principalmente a la clasificación del suelo según AASH-TO, el P.U.S y/o el porcentaje del Proctor.

Antes de establecer el CBR de diseño, el camino deberá dividirse en tramos homogéneos en cuanto a las características de los suelos. Se entenderá que un tramo es homogéneo cuando el coeficiente de variación (razón entre la desviación estándar y el promedio) de los CBR representativos es igual o inferior a 50%. En las áreas representadas por valores del CBR menores que el promedio menos 2 desviaciones estándar, deben considerarse soluciones especiales para mejorar esa capacidad de soporte.

El CBR de diseño es un valor tal que se cumple que el 90% de todos los valores de la serie son iguales o superiores a él (percentil 90%). Por último, como criterio general de buen diseño, se recomienda evitar dejar hasta 900 mm por debajo de la rasante, suelos de baja capacidad soporte, es decir, suelos con CBR < 3%.

Asimismo, nunca colocar materiales de base o subbase directamente sobre suelos de baja capacidad soporte; se recomienda mantener entre los CBR de capas sucesivas una relación que no supere 1 a 4, aproximadamente.

A.1.2. EJEMPLO DE CÁLCULO DEL CBR DE DISEÑO

En el **Gráfico 47_1 (Cálculo del CBR de diseño tramo: camino ejemplo) (Ver Anexo B)** se presenta un ejemplo de cálculo del CBR de diseño. El procedimiento es el siguiente:

- En las columnas 1 a la 11 se colocaron los antecedentes básicos tal como se describe en CBR de diseño
- La columna 12 indica los CBR a la densidad natural; algunos determinados mediante el respectivo ensayo de laboratorio y otros estimados, básicamente en la clasificación del suelo y la densidad natural o porcentaje del Proctor. Los valores estimados se individualizan con la letra “e” al costado derecho de la columna.
- En la columna 13 se anota el CBR utilizado para calcular el de diseño; son los de la columna 12, pero algunos han sido modificados ajustándose a alguno de los siguientes criterios:
 - En los tramos con CBR = 3% se prevé colocar una tela geotextil que mejora el equivalente a 3% del CBR; se indican con la letra “g”.
 - El CBR = 92,1 % queda por sobre el rango que define el promedio más dos desviaciones estándar, por lo que se elimina de la serie; se indica con la letra “r”.
- La serie resultante en la columna 13, se caracteriza por lo siguiente::

CBR Promedio = 11,9%

Desviación Estándar = 5,8

C. Variación = 49%; por consiguiente puede considerarse como un tramo homogéneo.

CBR de diseño (percentil 90%) = 5,75 ~ 6%

A.1.5. DISEÑO DE LA ESTRUCTURA

A.1.1. ESPESOR MÍNIMO DE RECUBRIMIENTO POR ENCIMA DE LA SUBRASANTE (EL TRATAMIENTO NO TIENE VALOR ESTRUCTURAL)

La capacidad de soporte de la subrasante, expresada en función del valor del CBR, es el elemento clave en la determinación de los espesores que requieren las diferentes capas del pavimento. Para garantizar que cada capa pueda aceptar, sin deteriorarse las solicitaciones previstas, debe garantizarse un espesor



mínimo de capas no tratadas. Este espesor mínimo, es función del CBR y se puede expresar con la siguiente relación:

$$e \text{ mín (mm)} = 592 - 308 \log (\text{CBR}) \quad (\text{ec } 60_1)$$

A.1.2. ESTRUCTURACIÓN

El proceso consiste en determinar una estructura tal que cumpla con las siguientes condiciones

- que el espesor de la base más la subbase sea igual o mayor que el valor resultante de aplicar la **ec 60_1**
- que la suma de los productos de los espesores por los correspondientes coeficientes estructurales de cada una de las capas que conforman el pavimento y hasta 900 mm por debajo de la rasante, sea al menos igual al Índice Estructural (IE) antes determinado.
- para todos estos efectos, el espesor del tratamiento bituminoso superficial se desprecia.

La estructuración se puede expresar como sigue:

$$IE = a_1 \times h_1 + a_2 \times h_2 + \dots + a_n \times h_n \quad (\text{ec. } 61_1)$$

$$h_1 + h_2 + \dots + h_n = 900 \text{ mm}$$

El espesor de la base más la subbase ($h_1 + h_2$) no debe ser inferior que el e mín., determinado mediante la **ec. 61_1**. Los coeficientes estructurales de las diferentes capas y materiales son los que se indican en la **Tabla 3.2_16**.

Tabla 3.2_16. COEFICIENTES ESTRUCTURALES

BASES (0 a 250 mm de profundidad)	Coef. Estructural
- Piedras trituradas, graduación abierta	1,037
- Piedras trituradas, bien graduadas	1,394
- Tratadas con cemento	
Resistencia a la compresión cilíndrica a 7 días $\geq 4,6$ MPa	2,400
Resistencia a la compresión cilíndrica a 7 días $\geq 2,8$ MPa	2,100
Resistencia a la compresión cilíndrica a 7 días $< 2,8$ MPa	1,600
- Tratadas con cal	1,400 – 1,600
- Gravas no tratadas	
CBR ≥ 100 %	1,394
CBR = 90 %	1,232
CBR = 85 %	1,167
CBR = 80 %	1,102
CBR = 75 %	1,037
CBR = 70 %	0,940
CBR = 60 %	0,552
CBR = 50 % (mín.)	0,383
SUBBASES (250 a 500 mm de profundidad)	
CBR ≥ 40 %	0,576
CBR = 35 %	0,290
CBR = 30 %	0,205



CBR = 25 % (mín.)	0,075
SUBRASANTE (500 a 900 mm de profundidad)	
CBR ≥ 20 %	0,481
CBR = 15 %	0,357
CBR = 10 %	0,212
CBR = 9 %	0,183
CBR = 8 %	0,133
CBR = 7 %	0,084
CBR = 6 %	0,053
CBR = 5 %	0,033
CBR = 4 %	0,020
CBR = 3 %	0,015
CBR = 2 % (mín.)	0,010

En relación a la **Tabla 3.2_16**, es muy importante tener en cuenta los siguientes aspectos:

- Los coeficientes estructurales asignados para las bases sólo son válidos cuando los materiales se encuentran hasta 250 mm de profundidad bajo la rasante.
- Los coeficientes estructurales asignados para las subbases sólo son válidos cuando los materiales se encuentran entre 250 y 500 mm de profundidad.
- Los coeficientes estructurales de la subrasante son válidos para estratos comprendidos entre 500 y 900 mm de profundidad bajo la rasante.
- Los materiales con CBR = 40%, pueden también utilizarse entre 100 y 250 mm de profundidad, siempre que se les asigne el coeficiente correspondiente a Bases, CBR = 50% (a = 0, 383).

3.1.1. EJEMPLO:

El siguiente ejemplo muestra cómo se debe proceder en la estructuración del pavimento.

Parámetros de diseño:

Tránsito: EE acumulados en pista de diseño : 420.000 EE

- Valor representativo de la subrasante, CBR : 7 %
- Coeficiente de variación, v : 25 %

Cálculos:

Índice Estructural, IE (ec. 62_1)

$$IE(mm) = 1024v^{0,354} \left[\frac{9,56}{11,49 - \log EE} - 1 \right] = 396mm$$

- Espesor mínimo de recubrimiento (ec. 63_1)

$$e \text{ mín. (mm)} = 592 - 308 \log (CBR) = 332 \text{ mm}$$

- Estructuración (coeficientes estructurales según **Tabla 3.2_16**)



Capa	Profundidad	Espesor (mm)	Coefficiente Estructural	Índice Estructural (mm)
Base CBR=100%	0 – 200	200	1,394	278,8
Subbase CBR=40%	200 – 250	50	0,383	19,2
	250 – 380	130	0,576	74,9
Subrasante CBR=7%	380 – 500	120	- -	- -
	500 – 900	400	0,084	33,6
IE TOTAL				406,5>396

Espesor de base más subbase = 200 + 180 = 380 mm > 332 mm

A.1.1.UTILIZACIÓN DEL MÉTODO AASHTO PARA TRATAMIENTOS SUPERFICIALES

En primer lugar, los tratamientos superficiales tienen poco o nada de aporte estructural ya que los mismos son utilizados como capas de protección sobre caminos estabilizados o como conservación de pavimentos asfálticos y los objetivos que se persiguen con este tipo de recubrimiento son la protección, impermeabilización y mejoramiento de la capa de rodadura, proporcionando además una superficie antideslizante, y no la de que esta capa tenga un aporte estructural.

Por tanto, el método AASHTO puede ser utilizado confiriendo a esta capa de tratamiento superficial un aporte estructural CERO, y que las demás capas estructurales por debajo de ella absorban las solicitudes para la cantidad de ejes calculados para el tiempo de vida útil, además del buen criterio y experiencia del Ingeniero estructurista.

3.2.2.3.4. TRATAMIENTO ASFALTICO SUPERFICIAL DOBLE

Son dos riegos alternados y uniformemente distribuidos de ligante bituminoso y árido sobre una superficie acondicionada previamente. El tamaño medio del árido de cada distribución sucesiva es la mitad o menos del tamaño medio de la capa precedente. El espesor total es aproximadamente igual al tamaño máximo nominal del árido de la primera aplicación.

A. DISEÑO

Seguir Guías indicadas en el Diseño de Tratamientos Superficiales MORIN – TODOR

3.2.2.3.5. CONCRETO ASFALTICO EN FRIO (PAVIMENTO FLEXIBLE)

Las mezclas de concreto asfáltico en frío, están constituidas por la combinación de uno o más agregados pétreos y un relleno mineral (filler de ser necesario), con un asfalto emulsionado catiónico o diluido con solvente, cuya mezcla, aplicación y compactación se realizan en frío (condiciones ambientales).

Es importante acotar, que cada vez más en el mundo, se está dejando de lado el uso de asfaltos diluidos en solventes (naftas, kerosén u otro solvente) ya que atacan activamente al medio ambiente cuando se evaporan. Por esta simple razón, es recomendable la utilización de emulsiones asfálticas, ya que el producto de evaporación de ellas es solamente agua.

Si bien el ligante puede ser precalentado hasta no más de 60° C, el resto de las operaciones, como queda expresado, se llevan a cabo a temperatura ambiente. Los agregados pétreos no requieren secado ni calentamiento, es decir, que se los emplea tal como se presentan en el acopio, con su humedad natural.

Estas mezclas también pueden ser elaboradas en la misma planta central destinada a la elaboración de las mezclas calientes, prescindiendo para ello del sistema de calefacción para el secado de los áridos y el calentamiento y circulación del asfalto.

Igualmente es posible la preparación in situ, es decir, sobre la misma calzada donde va a ser aplicada, para lo cual se utilizarán maquinarias y equipos más simples como son las motoniveladoras y mezcladoras livianas de una sola pasada, tipo motopavimentadora, etc. Las mezclas en frío con emulsiones catiónicas



nicas o con asfaltos diluidos al solvente presentan un amplio margen para su elaboración en relación con las mezclas convencionales en caliente.

En primer término porque el ligante emulsión es más adaptable a los agregados pétreos locales con elevado contenido de finos de difícil eliminación y en segundo lugar, porque pueden ser mezclados durante un tiempo más prolongado. En cambio, el mezclado en caliente es una operación que se ve limitada en ese aspecto, para evitar el enfriamiento de la mezcla antes de su compactación.

La decisión del uso de una u otra mezcla, en cada caso particular, dependerá del consejo técnico-económico, de la magnitud y lugar de emplazamiento de la obra, del tránsito, condiciones climáticas reinantes, etc.

A. DISEÑO

Se aplica el método Marshall con las modificaciones de equipo y técnica que se detallan:

A.1. EQUIPO.

Se utilizarán los mismos elementos y aparatos del método Marshall normal, excepto:

*** Molde de compactación:**

Será el mismo del método original, al que se le practicarán perforaciones laterales cónicas de 1 mm de diámetro interior y 2 mm de diámetro exterior, distribuidas simétricamente en cinco (5) hileras de doce (12) orificios cada una.

*** Prensa de compactación:**

Para la preparación de las probetas se aplicará compactación estática en lugar de dinámica, para lo cual se reemplaza el pisón por una prensa de accionamiento eléctrico o manual, que permita aplicar cargas de hasta 135 Kg/cm² (11 ton. aproximadamente), con una velocidad constante de 5 mm por minuto.

A.2. PREPARACIÓN Y ENSAYO DE PROBETAS.

Este método requiere que al aplicar la carga estática a la probeta, el agua contenida en la mezcla sea eliminada en forma nítida por las perforaciones del molde, sin ser acompañada por emulsión.

Se mezclan las distintas fracciones de agregados inertes secos y a temperatura ambiente.

Se le agrega la cantidad de agua prevista y se uniforma.

Se incorpora la emulsión establecida y se mezcla en forma homogénea.

Se deja en reposo durante 30 a 60 minutos, lapso en el cual deberá haberse desarrollado el proceso de rotura de la emulsión.

Se prepara el molde Marshall, perforado lateralmente, colocándole la base y el collar de extensión, perfectamente limpios.

Se introduce en el fondo un disco de papel de filtro u otro papel absorbente.

Transcurrido el tiempo de reposo de la mezcla, se la coloca totalmente en el molde, se la acomoda golpeando vigorosamente 30 veces con varilla de hierro o espátula y se nivela la superficie del material.

Se aplica sobre esta superficie un disco de papel absorbente y se apoya sobre el mismo la zapata del pistón de compactación.

Se lleva el conjunto a la prensa de compactación y se le aplica gradualmente una carga continua a razón de 5 mm por minuto, hasta completar los 135 Kg/cm², aproximadamente 11 toneladas, manteniendo esta carga total durante 5 minutos.

Al iniciar la compactación, se observará fluir el agua por los orificios, que al principio puede salir algo turbia, pero que inmediatamente se aclarará.



Si ello no ocurriera, se dejará más tiempo en reposo la mezcla o se preparará una nueva utilizando emulsión de rotura un poco más rápida.

Terminada la compactación se quita la base y mediante el extractor de probetas u otro elemento adecuado, se retira la probeta del molde.

Extraída la probeta se la identifica y lleva a estufa a 60° C hasta peso constante, no menos de 24 horas. Luego se deja la probeta a temperatura ambiente como mínimo 12 horas.

La altura de la probeta y la obtención de la densidad, estabilidad y fluencia se realizarán siguiendo el ensayo Marshall normal.

Se obtendrá asimismo la estabilidad residual por efecto del agua (24 horas a 60° C)

Terminados estos ensayos modificados, se obtendrán los parámetros para seguir los métodos de dimensionamiento más convenientes.

3.2.2.3.6. PAVIMENTO ARTICULADO (ADOQUINES)

El pavimento articulado consiste en un manto flexible de hormigón de alta resistencia, compuesto de elementos uniformes que se colocan en yuxtaposición y que debido a la conformación de caras laterales se consigue una transferencia de cargas desde el elemento que la recibe hacia varios de sus adyacentes, trabajando solidariamente y sin posibilidad de desmontaje individual.

Así se consigue, que la fracción de carga transmitida a la base por el elemento, sea igual al 40% de la carga que le es aplicada.

Los elementos son de hormigón de cemento, vibrado y prensado. Estos se elaboran mecánicamente, utilizando matrices, en instalaciones adecuadas, sea en plantas o en el mismo obrador, donde es posible tomar todas las precauciones que permitan obtener un producto de gran homogeneidad, tanto en sus dimensiones y forma, como en su resistencia a la compresión, al desgaste y a la absorción de agua, lo que le asegura una larga vida útil.

La producción de los componentes del pavimento articulado puede ser mecánica, mediante máquinas automáticas o artesanales, con una bloquera común.

Estos elementos sobre una base adecuada, conforman con su conveniente ensamblado, una superficie apta para soportar la acción del rodamiento de vehículos y facilitar el escurrimiento de las aguas. Las juntas entre las diversas piezas reciben un adecuado tratamiento impermeabilizante.

A. DISEÑO

Es conveniente utilizar bases buenas con CBR altos, convenientemente compactadas. En función a la resistencia de los adoquines el profesional proyectista podrá determinar si será utilizado para un tránsito mediano o bajo.

3.2.2.3.7. TRATAMIENTO SUPERFICIAL SIMPLE (FLEXIBLE)

Consiste en una sola aplicación uniformemente distribuida de ligante bituminoso, seguido de una aplicación de árido de tamaño tan uniforme como sea posible. Esta se realiza sobre una superficie acondicionada y con una estructura apropiada a las condiciones de sollicitación a que va a estar expuesta.

A. DISEÑO

Seguir las Guías indicadas en el Diseño de Tratamientos Superficiales.

3.2.2.3.8. CONCRETO ASFALTICO EN FRIO

Indicado en el **Numeral 3.2.1.3.4.**



3.2.2.3.9. PAVIMENTO ARTICULADO (ADOQUINES)

Indicado en el **Numeral 3.2.1.3.4.**



SECCION 3.2.2.4.

DISEÑO DE PAVIMENTOS RIGIDOS

Se denominan así los pavimentos constituidos por losas de hormigón hidráulico, armadas o no, que reposan generalmente sobre una base adecuadamente preparada y, a veces, sobre el propio terreno natural o del terraplén. A causa de su rigidez distribuyen las cargas transmitidas por el tráfico sobre un área relativamente amplia de la base o del terreno natural.

3.2.2.4.1. METODO AASHTO 93

El método de diseño de pavimentos rígidos nuevos sin armaduras y con o sin barras de traspaso de cargas, que se presenta está basado en el método AASHTO con las modificaciones introducidas en el Supplement to the AASHTO Guide of Paviment Structures Part II – Rigid Pavement Design & Rigid Pavement design, publicado en 1993.

El procedimiento es el método teórico empírico (mecanicista), que si bien mantiene el concepto básico del método AASHTO de 1993, añade nuevos términos que modifican la ecuación de diseño, a fin de incorporar las tensiones críticas que se producen en las losas del pavimento producto de la combinación de las cargas de borde, efecto de temperatura y distintas condiciones de borde, además, el método incluye verificación para más condiciones del escalonamiento de las juntas transversales, con y sin barras de traspaso de cargas y del agrietamiento de esquina, cuando no se le colocan barras de traspaso de cargas.

Para facilitar la comprensión y sistematizar el procedimiento de diseño, se incluye un diagrama de flujo con las secuencias de las distintas etapas del proceso, se presentan las ecuaciones que permiten establecer los espesores de las losas de pavimento y una breve descripción de las variables que intervienen en el método, recomendándose los valores a utilizar. Por último, se describen los procedimientos que se deben seguir para verificar las condiciones del escalonamiento de juntas y del agrietamiento de esquinas.

Los **Gráficos 35_1 (Procedimiento de diseño de espesor de losa)**, **36_1 (Verificación de escalonamiento en juntas transversales)**, **37_1 (Verificación de espesor por carga de esquina)** (Ver Anexo B) muestran esquemáticamente las recuentas a seguir para ajustarse al procedimiento de diseño descrito en la determinación de espesores de losa, la verificación de escalonamientos y las tensiones de esquina, respectivamente.

A. ECUACION DE DISEÑO

La ecuación de diseño es:

$$\log_{10} W_{18} = Z_R S_0 + 7,35 \log_{10}(D + 1) - 0,06 + \frac{\log_{10} \left[\frac{\Delta PSI}{4,5 - 1,5} \right]}{1 + \frac{1,624 \times 10^7}{(D + 1)^{8,46}}} + (4,22) \quad (\text{ec. 31}_{28})$$

$$- 0,32 P_t \log \left[\frac{S'_c C_d [D^{0,75} - 1,132]}{215,63 J \left[D^{0,75} - \frac{18,42}{(E_c/k)^{0,25}} \right]} \right] \quad (\text{ec. 31}_{29})$$

$$\quad \quad \quad (\text{ec. 31}_{30}) \quad (\text{ec. 31}_{31})$$

Dónde:

W_{18} = Numero de Ejes solicitantes en el carril de diseño (80KN)

Z_R = Factor determinado por la confiabilidad del diseño

S_0 = Desviación Estándar

D= Espesor de la losa (Pulg)



ΔPSI = Variación del Índice de Serviciabilidad Presente

S'_c = Resistencia a flexo tracción del Hormigón (PSI)

C_d = Coeficiente de drenaje

J = Coeficiente de transferencia de carga

E_c = Modulo Elástico del Hormigón (PSI)

k = Modulo de reacción de la Sub rasante (PCI)

En la expresión precedente son parámetros de entrada el Trafico (W_{18}), las condiciones de fundación (k), las condiciones del medio ambiente (C_d) y las características del material del pavimento (S'_c y E_c). Por otra parte, constituyen variables de diseño, el periodo de desempeño del pavimento, la confiabilidad, la desviación estándar y el coeficiente de transferencia de cargas.

B. SERVICIABILIDAD

El Índice de Serviciabilidad Inicial p_i , corresponde a la serviciabilidad al momento de puesta en servicio el camino y por lo tanto depende de la calidad de la construcción que se utilice. Debe tenerse en consideración que la vida útil real del pavimento se encuentra estrechamente ligada al nivel de la serviciabilidad inicial; a mejor p_i mayor vida útil para las mismas condiciones de servicio.

La serviciabilidad final (p_f) es el menor valor que puede alcanzar este indicador antes que resulte inconveniente transitar el pavimento.

En la **Tabla 3.2_17** se entregan los valores que se recomiendan para estos parámetros. En situaciones especiales se podrán adoptar índices de serviciabilidad final distintos a los que se señalan en la Tabla, siempre que se justifiquen adecuadamente y cuenten con la conformidad de la Dirección de Vialidad.

Tabla 3.2_17. INDICES DE SERVICIABILIDAD

Índice de Serviciabilidad Inicial (p_i)	4,2
Índice de Serviciabilidad Final (p_f)	2,5

C. EJES EQUIVALENTES SOLICITANTES

Las solicitudes que deberá soportar la estructura se expresan como los EE acumulados durante el período de vida de diseño. Salvo que se indique o autorice especialmente de otra manera, normalmente los pavimentos rígidos deberán diseñarse en una sola etapa y para las vidas diseño que se indican en la **Tabla 3.2_18**.

Tabla 3.2_18. VIDA DE DISEÑO

CLASIFICACIÓN DEL CAMINO	VIDA DE DISEÑO (AÑOS)
De alto tránsito en zonas urbanas	25 – 40
Caminos Nacionales	20 – 30
Caminos principales	20
Caminos secundarios	20

El cálculo de las solicitudes expresadas como ejes equivalentes (EE) se ajustará a los criterios expuestos en la Sección 3.2.2.2.2. y teniendo en consideración los siguientes aspectos:



- El TMDA para el año de partida, así como sus proyecciones, deberá responder a un estudio de demanda específico para el camino que se proyecta.
- El camino o proyecto debe sectorizarse en tramos homogéneos en los cuales las solicitudes acumuladas durante la vida útil de diseño (EE) sean iguales.
- En lo posible se realizarán algunos pesajes de ejes para establecer, al menos, un orden de magnitud de los EE por tipo de vehículo que corresponde; los valores de EE/Veh. deben utilizarse sólo cuando no se dispone de otra información. Por lo demás, debe tenerse en consideración que habitualmente las estratigrafías de pesos por eje resultan mucho más livianas en las proximidades de las plazas de pesaje fijas que en el resto de la red.
- El cálculo de los EE debe presentarse en un cuadro igual o similar al modelo que se incluye como Cuadro del **Gráfico 30_1** y en todo caso debe incluir al menos antecedentes relacionados con el periodo de vida útil, el TMDA para cada año, total y para cada una de las categorías en que se hubiere dividido el tránsito, el factor de pista de diseño, los EE estimados para cada año y los acumulados.

D. CONFIABILIDAD

El grado de confiabilidad del diseño se controla por el factor de confiabilidad (F_R) que es función de un valor asociado al nivel de confianza de la distribución normal (Z_R) y de la desviación normal del error combinado (S_o) de todos los parámetros que intervienen en el comportamiento del pavimento.

Para las situaciones normales, la **Tabla 3.2_19** indica los niveles de confianza a utilizar en los diseños y los correspondientes valores del coeficiente estadístico ZR. En situaciones especiales, tales como vías urbanas o semi urbanas de alto tránsito, túneles, accesos a viaductos con mucho tránsito, inmediaciones de las plazas de peaje, etc., se podrán adoptar niveles de confianza distintos a los que se señalan en la Tabla, siempre que se justifiquen adecuadamente y cuenten con la conformidad de la Dirección de Vialidad.

La desviación normal del error combinado (S_o), tal como se señala en el Numeral correspondiente incluye las dispersiones inherentes a todos los factores que influyen en el comportamiento del pavimento, entre los cuales tienen una participación preponderante los errores que pudieran darse en la predicción del tránsito solicitante y el grado de variabilidad que presentan los suelos de la subrasante. Cuando el nivel de solicitudes es muy elevado, la probabilidad de errar por defecto en la predicción es menor, debido a que la pista de diseño se encuentra a niveles cercanos a la saturación; asimismo, entre mayor es la dispersión de los valores representativos de los suelos de la subrasante, existe una probabilidad más alta de fallas. Por último, con el propósito de minimizar los trabajos de mantenimiento durante la vida de servicio de la obra, el nivel de confianza del diseño debe crecer en la medida que aumenta el tránsito.

La **Tabla 3.2_18** indica los valores que se recomienda utilizar en los diseños de pavimentos flexibles en función de las solicitudes esperadas y del coeficiente de variación (coeficiente de variación = desviación estándar / promedio) de la serie de valores representativos de las características de los suelos de la subrasante.

Tabla 3.2_19. CONFIABILIDAD (Z_r) Y VARIABILIDAD (S_o)

EE Solicitantes (millones)	Confiabilidad (%)	Z_r	S_o en función del coeficiente variación de los suelos				
			15 %	20%	30 %	40%	50%
< 15	60	- 0,253	0,35	0,36	0,37	0,39	0,40
15 – 30	60 – 70	- 0,253 – 0,524	0,35	0,36	0,37	0,39	0,40



30 – 50	70 – 75	- 0,524 – 0,674	0,34	0,35	0,36	0,38	0,39
50 – 70	75 – 80	- 0,674 - 0,841	0,32	0,33	0,34	0,37	0,38
70 – 90	80 – 85	- 0,841 – 1,037	0,30	0,31	0,32	0,35	0,36

Debido a la mayor dispersión que resulta al determinar el número estructural para subrasantes débiles, conviene utilizar el mayor valor del rango del nivel de confianza para subrasantes de baja capacidad de soporte y mal drenaje.

El factor de confiabilidad (F_R) se determina con los valores del Z_R y S_0 que se adopten, según la ecuación, **ec. 32-1**.

$$\text{Log } F_R = - Z_R \cdot S_0 \text{ ó } F_R = 10^{-Z_R \cdot S_0} \quad (\text{ec. 32}_1)$$

E. MÓDULO DE REACCIÓN DE LA SUBRASANTE

El módulo de reacción de la subrasante, k (MPa/m), es el parámetro que se utiliza para caracterizar la capacidad de soporte de la subrasante. Muchas veces a la denominación se agrega la palabra “efectivo” para indicar que se está utilizando un valor medio compensado que toma en consideración las eventuales variaciones estacionales que, en ciertas circunstancias experimenta este parámetro a lo largo del año. En todo caso, se recomienda incluir esa consideración sólo cuando se prevea una penetración de la helada importante en suelos heladizos.

E.1. CORRELACIONES PARA SUELOS FINOS (A-4 A A-7M, SEGÚN CLASIFICACIÓN AASHTO)

La capacidad soporte de los suelos finos está muy influenciada por el nivel de saturación (S_r) a que se encuentran. Esta es función del contenido de humedad (ω), el peso unitario seco o densidad seca (ρ) y el peso específico (G). La relación es la siguiente:

$$S_r = \frac{\omega(\%) \cdot \gamma_d}{1000 - \frac{16}{G}} \quad (\text{ec. 33}_1)$$

Para cada tipo de suelo fino la misma AASHTO, ha determinado una función lineal que relaciona el valor de k (MPa/m) con S_r . Debe tenerse en consideración que las relaciones fueron establecidas para humedades iguales y superiores al 50%, por lo que extrapolaciones para grados de humedad inferiores, pueden conducir a errores. Para los suelos tipo A-6, la función lineal es válida sólo hasta un 85% de humedad; a mayor grado de saturación, el valor de k disminuye menos que la función lineal.

La siguiente función lineal general, expresada en la **ecuación 34_1**, en que A y B toman los valores de la **Tabla 3.2_20** permite determinar el valor de k que corresponde en cada caso.

$$k(\text{MPa/m}) = A \cdot S_r + B \quad (\text{ec. 34}_1)$$

Tabla 3.2_20. VALORES DE A Y B PARA SUELOS FINOS

Clasificación Suelo	A	B
A – 4	- 0,44	55,73
A – 5	- 0,59	70,07

A - 6 (para $S_r < 80\%$)	- 1,11	116,00
A - 6 (para $S_r \geq 80\%$)	$K = 1,76 \cdot 10^8 S_r^{0,78}$	
A - 7 - 5	- 0,77	86,14
A - 7 - 6	- 0,56	76,56

Nota: Para suelos A-4: usar ecuación A-4 si la densidad seca es entre 1.440 y 1.680 kg/m³ y CBR entre 4 y 8%. Usar ecuación A-7-6 para suelos con densidad seca entre 1.600 y 2.000 kg/m³ y CBR entre 5 y 15%.

E.2. RANGOS DE VALORES DE K PARA SUELOS GRANULARES

Para suelos granulares los valores de k se pueden estimar con la **Tabla 3.2_21**.

Tabla 3.2_21. RANGOS DE VALORES DE k PARA SUELOS GRANULARES

CLASIFICACION AASHTO	DESCRIPCION	U.S.C. S	DENSIDAD SECA (kg/m ³)	CBR (%)	k (MPa/m)
suelos gruesos					
A-1-a, bien graduado	Grava	GW, GP	2.000-2.250	60 – 80	80 - 120
A-1-a, mal graduado			1.900-2.100	35 – 60	80 – 110
A-1-b	Arena gruesa	SW	1.750-2.100	20 – 40	55 – 110
A-3	Arena fina	SP	1.680- 1.900	15 – 25	40 – 80
Suelos A-2 (granulares con muchos finos)					
A-2-4, grava	Grava limosa	GM	1.100-2.300	40 – 80	80 – 135
A-2-5, grava	Grava limo arenosa				
A-2-4, arenosa	Arena limosa	SM	1.900-2.150	20 – 40	80 – 110
A-2-5, arenosa	Grava areno limosa				
A-2-6, grava	Grava arcillosa	GC	1.900-2.250	20 – 40	55 – 120
A-2-7, grava	Grava areno arcilla				
A-2-6, arenoso	Arena arcillosa	SC	1.680-2.100	10 – 20	40 – 95
A-2-7, arenoso	Arena gravo arcillosa				

E.3. CORRELACIÓN CON EL CBR

La siguiente relación permite estimar el valor de k cuando se conoce el CBR, sin embargo, debe tenerse presente que el rango de variación respecto al promedio es del orden de $\pm 50\%$.

$$k \text{ (MPa/m)} = 69,78 \log_{10} (\text{CBR}) - 10,16 \quad (\text{ec.35}_1)$$

El CBR se debe determinar de acuerdo con el ensayo cuyo método se describe en el Volumen correspondiente de este Manual.

E.4. DETERMINACIÓN MEDIANDO ENSAYOS CON PLACA DE CARGA

El valor de k correspondiente a la subrasante puede determinarse mediante dos tipos de ensayos de placa de carga; ensayos con cargas estáticas repetitivas (AASHTO T221, ASTM D1195) o ensayos con car-



gas estáticas no repetitivas (AASHTO T222, ASTM D1196). Estos ensayos no fueron desarrollados para el caso específico del diseño de pavimentos rígidos por lo que no proporcionan en forma explícita el valor del parámetro k requerido por el método de diseño.

El diseño de los pavimentos rígidos requiere el k estático elástico; puede determinarse con cualquiera de los dos ensayos indicados sobre una subrasante terminada o sobre un terraplén, siempre que su altura sea de por lo menos 3 m; en caso contrario el resultado obtenido debe corregirse utilizando el ábaco **Gráfico 40_1 (Tensión de tracción en la fibra superior de la losa debido a la acción combinada de carga de esquina y un diferencial negativo de temperatura 1) (Ver Anexo B)**.

El ensayo debe realizarse con un plato de 762 mm (30") de diámetro. En el ensayo repetitivo, el k se determina como la razón entre la carga y la deformación elástica (la parte que se recupera de la deformación total); en el ensayo no repetitivo, se usa la razón entre carga y deformación para una deformación de 1,25 mm (0,05").

E.5. AJUSTE PARA DISEÑO

El valor del k del suelo natural debe modificarse cuando se presentan cualquiera (o ambas) de las siguientes condiciones:

- a existencia de un estrato rígido, tal como roca o un estrato de suelo firmemente cementado (tosca, canchagua, manto de caliche, etc.) localizado hasta 3 m por debajo del nivel de la rasante
- un terraplén construido sobre el suelo natural.

Para ajustar el valor del k cuando se dan las condiciones señaladas, se puede utilizar el ábaco del **Gráfico 40_1 (Tensión de tracción en la fibra superior de la losa debido a la acción combinada de carga de esquina y un diferencial negativo de temperatura 1) (Ver Anexo B)**.

E.5.1. SISTEMATIZACIÓN DEL ANÁLISIS DE LA INFORMACIÓN DE LA PROSPECCIÓN DE SUELOS

El valor representativo de las características de una determinada subrasante, para la que se cuenta con una serie de valores provenientes de la prospección de suelos, es fundamental para lograr un diseño adecuado del pavimento. Consecuentemente, la información recogida debe tratarse en forma sistemática y ordenada, de manera de asegurarse que los valores adoptados sean efectivamente los representativos de la situación real.

La siguiente pauta define un procedimiento para analizar en forma sistemática y secuencial la información originada en una prospección de suelos con el propósito de caracterizar una subrasante; se ha supuesto una prospección mediante ensayos tradicionales (el procedimiento cuando se dispone de ensayos no destructivos, tipo deflectometría, se indica en el Numeral correspondiente a la Evaluación del Pavimento Existente):

- Programar la prospección cuando se disponga de un perfil longitudinal del proyecto con la rasante prácticamente definitiva, aun cuando no necesariamente con todos sus parámetros y elementos calculados o totalmente definitivos.
- Preparar un cuadro, que puede ser igual o similar al del **Gráfico 39_1 Calculo módulo de reacción de la subrasante tramo: camino ejemplo (Ver Anexo B)** que se incluye como ejemplo, conteniendo al menos la información que allí se indica, cuando se utiliza el CBR para calcular el k e introduciendo las alteraciones necesarias, cuando se utiliza otro procedimiento. Los antecedentes a consignar deben corresponder a los del estrato más débil detectado hasta una profundidad de mínimo 1,5 m por debajo de la rasante del camino y de preferencia hasta 3 m por debajo de ella.

Los antecedentes incluidos en las diferentes columnas del **Gráfico 39_1** son los siguientes:

Columnas 1 y 2	:	Número correlativo y localización (kilometraje) de la prospección.
Columna 3	:	Número de la muestra/profundidad respecto de la superficie del suelo natural de donde se extrajo la muestra.
Columna 4	:	Altura de la rasante sobre el suelo natural; (+) terraplén, (-) corte.



Columnas 5 y 6	:	Clasificación de suelos; sistemas U.S.C.S. y AASHTO.
Columnas 7 y 8	:	En el ejemplo se indican los Límites de Atterberg; si el k se determinara por correlación con la clasificación y grado de saturación, debería cambiarse por el contenido de humedad (w) y el peso específico.
Columna 9	:	Peso Unitario Seco (PUS).
Columna 10	:	En el ejemplo se indica el CBR al 95% de D.M.C.S.; en otros casos se podría indicar el grado de saturación.
Columna 11	:	En el ejemplo se incluye el porcentaje de la densidad respecto al Proctor; en otros cálculos podría eliminarse.
Columna 12	:	Se indica el CBR a la densidad natural. (Los valores para CBR no ensayados se deben estimar en base principalmente a la clasificación del suelo según AASHTO, la Densidad Natural y/o el porcentaje del Proctor).
Columna 13	:	Valor de k calculado (k nat).
Columna 14	:	Valor del k modificado (k cor) por la presencia de un estrato rígido a menos de 3 m de profundidad y/o por existir un terraplén que modifica el k según el ábaco correspondiente.
Columna 15	:	Valor del k adoptado para el diseño.

E.5.2. MÓDULOS DE REACCIÓN DE LA SUBRASANTE DEL DISEÑO

El método de diseño AASHTO utiliza como k de diseño, el valor promedio de la serie muestral; por otra parte, adoptando el S_o adecuado, se incorpora la dispersión que presenta la serie por medio del coeficiente de variación (coeficiente de variación = desviación estándar / promedio). Por lo tanto, utilizar procedimientos más conservadores para definir el valor de diseño implica aceptar coeficientes de seguridad mayores que los necesarios, además que se pierde el control sobre el nivel de confianza con que resulta el diseño.

Como criterio general para un buen diseño, se recomienda evitar dejar hasta 1,5 a 2,0 m por debajo de la rasante, suelos de baja capacidad soporte, es decir suelos con el equivalente a CBR = 3 %, salvo que un estudio o tratamiento especial asegure que se comportarán en forma adecuada. Cuando se presentan suelos de las características señaladas, normalmente existen tres posibilidades para ajustarse al requerimiento de mejorar su capacidad soporte:

- Realizar un estudio de Mecánica de Suelos que permita establecer procedimientos para densificar el suelo, normalmente junto con drenarlo, con lo que mejora su capacidad soporte.
- Reemplazar un estrato del suelo de baja capacidad por otro mejor. Esta solución presenta el problema de cómo evitar que el tramo donde se realizó el reemplazo se convierta en una especie de “piscina”, con lo que se pierde todo el efecto deseado. La “piscina” se crea porque el suelo de reemplazo es normalmente mucho más permeable que el que lo rodea, de manera que el agua que alcanza hasta él no puede drenar.
- Colocar una tela tipo geotextil que aumente la capacidad soporte del suelo. Esta alternativa, normalmente de fácil aplicación, permite considerar que la colocación del geotextil equivale a elevar la capacidad soporte del suelo en el equivalente de 3 a 5 % del CBR, tal como se explica en la Sección 3.2.1.4. De acuerdo con ello, si sobre un suelo CBR = 2% se coloca una tela geotextil, equivale para los efectos del comportamiento, como si el suelo tuviera una capacidad soporte de CBR entre 5 y 7%. En todo caso para utilizar este procedimiento debe verificarse que el recubrimiento sobre la tela sea el adecuado para evitar ahuellamientos, deformaciones y eventuales roturas de la tela.

Por otra parte, en las zonas donde la rasante impone terraplenes, el k representativo debe modificarse tal como se muestra En el **Gráfico 38_1 Ajuste de K para terraplén y/o estrato rígido (Ver Anexo B)** en función de la altura del terraplén y la densidad de los suelos que lo conforman. También modifica el k la presencia de un estrato rígido a menos de 3 m de profundidad.

En el caso de cortes de alturas importantes, el plano de la subrasante normalmente intercepta suelos de mucha mejor calidad que los detectados en la superficie; esta circunstancia también debe ser considerada para el diseño.



Cualquiera fuere la razón o el procedimiento que se utilice para modificar la capacidad soporte del suelo en la zona representada por la muestra, el valor correspondiente del k representativo se coloca en la columna 14 del cuadro del **Gráfico 39_1 Cálculo módulo de reacción de la subrasante tramo: camino ejemplo (Ver Anexo B)**.

El siguiente paso es establecer el k de diseño para sectores o tramos considerados homogéneos en cuanto a las características de los suelos. Se considera que un tramo es homogéneo cuando el coeficiente de variación no es superior al 50 %; con este valor se determina el correspondiente S_0 , para lo que se utiliza la **Tabla 3.2_10**. Sin embargo, como el S_0 depende del coeficiente de variación y por consiguiente modifica los espesores de la estructura, es conveniente analizar más de una sectorización antes de optar por una definitiva.

Una vez definida la sectorización se calcula, para cada tramo, el k promedio, la desviación estándar y el coeficiente de variación. Los valores del k superiores al promedio más 2 desviaciones estándar, se desechan y no entran en el cálculo; las zonas o áreas representadas por valores inferiores al promedio menos 2 desviaciones estándar, deben tratarse para mejorar la calidad del suelo de fundación, para lo cual pueden aplicarse algunos de los procedimientos indicados más arriba.

E.5.3. EJEMPLO DE CÁLCULO DEL K

En el **Gráfico 39_1 Cálculo módulo de reacción de la subrasante tramo: camino ejemplo (Ver Anexo B)** se incluye un ejemplo de cómo determinar el Módulo de Reacción de la Subrasante se diseñó. El procedimiento es el siguiente:

- En las columnas 1 a la 12 se anotaron los antecedentes básicos. Se señalan los CBR a la densidad natural, tanto determinados en laboratorio como estimados, básicamente por correlación con los anteriores por la clasificación de los suelos y la densidad natural; estos se individualizan con una letra "e" al costado derecho de la columna.
- En la columna 13 se anota el valor de k calculado, correspondiente a la densidad natural.
- En la columna 14 se indica el valor del k corregido, sea por la presencia de un estrato rígido a menos de 3 m de profundidad (**Gráfico 38_1**), sea por la existencia de un terraplén (**Gráfico 38_1**) o por un reemplazo de material.
- Debajo de la columna 14 se entrega una serie de antecedentes respecto de la serie analizada, compuesta de 21 valores:

Promedio	= 64,5 MPa/m
Desv. Estándar	= 23,6 MPa/m
C. Variación	= 36,6 %
Promedio más 2 desv. Estándar	= 111,8
Promedio menos 2 desv. Estándar	= 17,3

- El tramo es homogéneo pues el coeficiente de variación es menor que 50%. No se requiere de una división adicional.
- El valor correspondiente al Pozo N° 8, $k = 127$ MPa/m es mayor que el promedio más 2 desviaciones estándar, por lo que corresponde retirarlo.
- La nueva serie (k dis en la columna 15) queda compuesta ahora de sólo 20 valores y tiene las siguientes características:

Promedio	= 61,4 Mpa/m (valor de diseño)
D. Estándar	= 19,3 %
C. Variación	= 31,4 %
- Para los efectos de diseño se debe utilizar k	= 61 Mpa/m.

- De acuerdo con la **Tabla 18_5** para un coeficiente de variación de 31%, corresponde elegir un S_o , en función de los EE solicitantes de los que se indican en la columna correspondiente a $S_o = 30\%$.

E.5.4. RESISTENCIA DE LA FLEXO TRACCIÓN

Para el diseño se debe utilizar exclusivamente, la resistencia media de diseño a la flexotracción a 28 días y con las cargas de ensayo en los tercios. El valor a asignar a este parámetro dependerá de las posibilidades que existan en la zona del proyecto para preparar hormigones de calidad. Sin perjuicio de lo anterior, para situaciones donde no se presenten condicionantes restrictivas (disponibilidad de áridos de calidad, equipo de preparación adecuado, etc.), en función del tipo de vía, se recomiendan los valores que se indican en la **Tabla 3.2_22**.

Tabla 3.2_22. RESISTENCIA A LA FLEXOTRACCION (Promedio a los 28 días)

Tipo de Vía	Resistencia a la Flexotracción (MPa)
Carreteras Primarias	4,8 – 5,4
Carreteras Secundarias	4,6 – 5,0
Caminos Terciarios	4,2 – 4,8

Para el Módulo de elasticidad de hormigones de características normales se recomienda, en general, utilizar el valor de 29.000 MPa. También se puede estimar con la siguiente relación, en función de la resistencia a la compresión cilíndrica:

$$E_c = 4.779,4 \times f^{0,5} \quad (\text{ec. 36}_1)$$

en que:

E_c : Módulo de elasticidad del hormigón (MPa)

f : Resistencia a la compresión cilíndrica (MPa)

E.5.5. MÓDULO DE ELASTICIDAD Y COEFICIENTE DE FRICCIÓN DE BASE

La **Tabla 3.2_23** incluye valores que permiten estimar el módulo de elasticidad de la base que se utilice y el coeficiente de fricción entre base y pavimento.

Tabla 3.2_23. TABLA DE ELASTICIDAD Y COEFICIENTE DE FRICCIÓN DE LAS BASES

Tipo de Material de Base	Módulo Elasticidad (MPa)	Coeficiente de Fricción		
		Bajo	Medio	Alto
Suelo Fino	20,6 – 275,6	0,5	1,3	2,0
Arena	68,9 – 172,3	0,5	0,8	1,0
Granular	103,4 - 310,1	0,7	1,4	2,0
Gráfico Polietileno	-	0,5	0,6	1,0
Arcilla Estabilizada con Cal	137,8 – 482,3	3,0	-	5,3
Base Tratada con Cemento	$(3,45+fc') \cdot 1000$	8,0	34	63



Base Tratada con Asfalto	2067 – 4134	3,7	5,8	10
Hormigón Pobre sin Compuesto Curado	$(3,45+f_c') \cdot 1000$	> 36		
Hormigón Pobre con Simple o Doble Compuesto Curado.	$(3,45+f_c') \cdot 1000$	3,5	-	4,5

f_c' : Resistencia a la Compresión, MPa.

E.5.6. FACTOR DE AJUSTE POR TIPO DE BANQUINA

El Factor de ajuste por el tipo y características de la banquina a construir, se incluye en la **Tabla 3.2_24**. El concepto de borde libre implica una pista de circulación de 3,5 m de ancho con banquetas granulares, sin revestir, revestidas con un tratamiento superficial o con una capa asfáltica; la banquina de hormigón amarrada se refiere a una banquina pavimentada con un pavimento de hormigón de no menos de 150 mm de espesor, 600 mm de ancho y amarrada a la pista mediante barras de acero y la pista ensanchada se refiere a una pista de no menos de 4,3 m de ancho construida de una sola vez, en la que se demarca para que el tránsito circule como en una pista de 3,5 m de ancho.

Tabla 3.2_24. FACTOR DE AJUSTE POR TIPO DE BANQUINA

Tipo de Banquina	Factor TB
Borde libre	1,00
Banquina de hormigón amarrada	0,94
Banquina de pista ensanchada	0,92

E.5.7. TEMPERATURAS Y PRECIPITACIONES

El modelo para diseño requiere de antecedentes relacionados con el clima de la zona donde se emplaza el proyecto; se recomienda adoptar el promedio de al menos un periodo de 10 años. Los parámetros que intervienen son:

- Velocidad media anual del viento (nudos)
- Temperatura del aire media anual (° C)
- Precipitación media anual (mm)
- Número de días con precipitación mayor que 5 mm

— Estructuración

Los pavimentos rígidos que se diseñen bajo los términos que señala este Manual y salvo, instrucción o aprobación especial de la Dirección de Vialidad, deberán ajustarse a los siguientes términos generales:

- Deben diseñarse con una base granular de 150 mm de espesor compactado.
- Las juntas de contracción se distanciarán entre 3 y 5 m, debiendo adoptarse el valor inferior para zonas donde las variaciones de temperaturas sean extrema y el superior donde sean menos pronunciadas. En cualquier caso, la distancia entre juntas es uno de los parámetros que intervienen en el diseño, por lo que deberá analizarse cuál es la distancia más conveniente para cada proyecto en especial.

- Cualquiera fuere el espesor resultante al aplicar las relaciones que se incluyen en este Manual, los pavimentos de hormigón a diseñar para la Dirección de Vialidad no tendrán más de 300 mm de espesor.
- El espesor mínimo normal será de 180 mm, salvo que se demuestre en base a valorizar los parámetros que intervienen en el diseño, que dicho espesor puede disminuirse en un caso especial.

E.5.8. DETERMINACIÓN DE ESPESORES

E.5.8.1. TENSIÓN DE TRACCIÓN MÁXIMA DE LA LOSA CON CARGA DE BORDE

Considerado el efecto de la temperatura

La tensión de tracción máxima considerando carga de borde y los efectos de la temperatura (σ_t') se determina con la ecuación siguiente:

$$\sigma_t' = \sigma_t T_b F \left(1,0 + \left(\frac{5}{9} \right) b \Delta T (+) \right) [MPa]$$

(ec 37_1)

dónde:

σ_t = Tensión de tracción máxima en la losa de hormigón para una condición de carga de borde, en MPa, dada por la **ecuación 38_1**.

$$\sigma_t = \frac{80.012,743}{D^2} \left[4,227 - 4,547 \left(\frac{180}{5,622 \pi l} \right)^{0,2} - 0,00158 \left(\frac{E_b x H_b}{k} \right)^{0,5} - 0,0308 \left\{ H_b \left(\frac{E_b}{E_c} \right)^{0,75} \right\}^{0,5} \right]$$

ec. 38_1

$$l = \sqrt[4]{\frac{E_c \cdot D^3}{12 \cdot (1 - \mu^2) \cdot k}} \quad [mm]$$

(ec. 39_1)

D : Espesor de losa (mm).

E_c : Módulo de elasticidad del hormigón (salvo condiciones especiales, usar 29.000 MPa).

E_b : Módulo de elasticidad de la base, MPa.

H_b : Espesor de la base, mm.

K : Módulo de reacción de la subrasante, MPa/m.

μ : Razón de Poisson para el hormigón (salvo casos especiales utilizar 0,15).

T_b : Factor de ajuste por tipo de banquina dado por la **Tabla 3.2_24**.

F : factor de ajuste por fricción dado por la **ecuación 40_1**

F : $1,117 - 2,457 \cdot 10^{-7} \cdot D \cdot E_b - 4,549 \cdot 10^{-4} \cdot D + 9,100 \cdot 10^{-5} \cdot E_b - 0,000315 \cdot f$ (**ec. 40_1**)



f : coeficiente de fricción entre la losa y la base dado por la Tabla correspondiente

b : factor de ajuste por longitud de losa dado por la ecuación correspondiente

$$\log b = -1,944 + 2,279 \cdot \frac{D}{1} + 91,7 - 75718996,95 \cdot \frac{D^3}{kl^4} + \left(\frac{0,731}{1} \right) \left(\frac{E_b \cdot H_b^{1,5}}{k} \right)^{0,1} - 118,872 \cdot \frac{D^3}{kl^2} - 8,711 \cdot 10^{10} \cdot \frac{D^3 \cdot L}{kl^4}$$

(ec. 41_1)

L : Distancia entre juntas de contracción (m)

$\Delta T (+)$ = Diferencial efectivo de temperatura positivo. Se define como la diferencia entre la temperatura de la fibra superior e inferior de la losa, en ° C, dado por la **ecuación 42_1**.

$$\Delta T (+) = 12,33 - \frac{2385,715}{D} + 0,707 \cdot WIND + 0,596 \cdot TEMP - 5,924 \cdot 10^{-4} \cdot PRECIP$$

(ec. 42_1)

WIND : Velocidad media anual del viento, nudos.

TEMP : Temperatura media anual del ambiente, ° C.

PRECIP : Precipitación media anual, mm.

E.5.8.2. TENSIÓN DE TRACCIÓN MÁXIMA DE LA LOSA PARA UNA CONDICIÓN DE CARGA DE BORDE, CONSIDERADO EFECTO DE TEMPERATURA, EN LAS CONDICIONES DE LA PRUEBA AASHTO

La tensión de tracción máxima considerando carga de borde y efecto de temperatura, en las condiciones de la Prueba AASHTO, se determina mediante la **ecuación 43_1**.

$$\sigma_t = \frac{80012743}{D^2} \left[4,125 - \left(\frac{7,286}{D^{0,15}} \right) \right]$$

$$\sigma_t = \sigma_{(AASHTO)} \cdot F_{AASHTO} \left[1,0 + \left(\frac{5}{9} \right) b_{AASHTO} \Delta T (+)_{AASHTO} \right]$$

(ec. 43_1)



$$\sigma_i = \frac{80012743}{D^2} \left[4,125 - \left(\frac{7,286}{D^{0,15}} \right) \right] \quad (\text{ec. 44}_1)$$

Dónde:

$$F_{AASHTO} = 1,192 - 0,000497D \quad (\text{ec. 45}_1)$$

$$\log b_{AASHTO} = -1,944 + 0,134.D^{0,25} - 0,0137.D^{0,5} + \frac{29,0679}{D^{0,75}} - \frac{30,150}{D} - \frac{546,368}{D^{1,5}} \quad \text{ec. 46}_1$$

$$\Delta T(+)_{AASHTO} = 25,308 - \frac{2527,859}{D} \quad (\text{ec. 47}_1)$$

E.5.8.3. VERIFICACIÓN DEL ESCALONAMIENTO SIN BARRAS DE TRASPASO DE CARGAS

Para verificar la magnitud de los escalonamientos se utilizan modelos desarrollados por la Dirección de Vialidad, a través del Instituto de Investigaciones y Ensayos de Materiales (IDIEM) de la Universidad de Chile en 1997. Los modelos son para pavimentos de hormigón simple con juntas sin barras de traspaso de carga. En general, los modelos se calibraron en pavimentos en servicio que experimentaron bajos escalonamientos de las juntas transversales y por lo tanto, se encuentran en revisión; en cualquier caso es la información disponible más fidedigna para las condiciones nacionales.

- Pavimento sobre Base Tratada con Cemento.

$$ESCAL_{BTC} = W_{18}^{0,434729} \cdot (0,009539.N5 + DEFLE^{0,378606} + 0,058668.DREN - 0,150972) \quad (\text{ec. 48}_1)$$

Dónde:

ESCALBTC : Escalonamiento promedio de juntas transversales para pavimentos sobre una Base Tratada con Cemento, mm.

W_{18} : Ejes Equivalentes acumulados, millones.

N5 : Número de días con precipitación mayor a 5 mm.



DEFLEX : Deflexión de esquina de la losa (**ecuación 38_1**), mm.

DREN : 0 si existe dren.

: 1 en cualquier otro caso.

Con:

$$DEFLEX = \left(\frac{P}{kI^2} \right) \left(1.1 - \frac{0.88 \cdot a \cdot \sqrt{2}}{I} \right) \quad (\text{ec. 49}_1)$$

Dónde:

P : Carga de rueda, 4086 kg.

a : Radio del área de carga, 14,37 mm.

I : Radio de rigidez relativa sistema losa fundación, mm.

$$L = \sqrt[4]{\frac{E_c \cdot D^3}{12 \cdot (1 - \mu^2) k}} \quad \text{ec. 50}_1$$

E_c : 29.000 MPa

D : Espesor de losa, mm.

μ : Coeficiente de Poisson ($\mu = 0,15$)

k : Módulo de reacción de la subrasante, MPa/m

- Pavimento sobre Bases Abiertas Ligadas y Granulares.

$$ESCAL_{GR,BAL} = W_{18}^{0,461188} \cdot \left(0,006742 \cdot N5 - 0,125288 \cdot GR - 0,148135 \cdot BAL + \right. \\ \left. DEFLEX^{0,369655} + 0,457194 \cdot DREN - 0,373423 \right) \quad (\text{ec. 51}_1)$$

Dónde:

$ESCAL_{GR,BA}$: Escalonamiento promedio de juntas transversales, mm.

W_{18} : Ejes Equivalentes acumulados, millones.

N5 : Número de días con precipitación mayor a 5 mm.

DEFLEX : Deflexión de esquina de la losa (ecuación 2,15), cm.

DREN : 0 si existe dren

: 1 en cualquier otro caso.

GR : 1 si es base granular.



: 0 en cualquier otro caso.

BAL : 1 si es base abierta ligada.

: 0 en cualquier otro caso.

Para que el diseño sea aceptable y salvo que expresamente la Dirección de Vialidad acepte para un caso específico otra cosa, el escalonamiento no debe superar los 5 mm. Se debe tener en consideración que en la gran mayoría de los casos, un escalonamiento excesivo no se soluciona simplemente aumentando el espesor del pavimento.

Diseñando con losas más cortas se disminuye el escalonamiento; si por ese procedimiento aún no se logra un escalonamiento aceptable, sólo queda incorporar barras de traspaso de cargas en las juntas.

E.5.8.4. VERIFICACIÓN POR CARGA DE ESQUINA

La verificación por cargas en las esquinas se realiza sólo cuando no se consideran barras de traspaso de cargas en las juntas; el proceso de verificación consiste en lo siguiente:

Determinar el espesor de losa requerido, asumiendo que la carga crítica es aquella ubicada en el borde

- Calcular la tensión de borde de losa
- Calcular el diferencial de temperatura negativo equivalente consecuencia del efecto de temperatura, alabeo de construcción y humedad, para lo que se utilizan las siguientes expresiones:

Diferencial efectivo de temperatura negativo, °C:

$$\Delta T(-) = 28,62 + \frac{2377,897}{D} + 0,817.WIND + 0,227.TEMP + 2,884.10^{-4}.PRECIP \quad (\text{ec. 52}_1)$$

dónde:

$\Delta T(-)$: diferencial efectivo de temperatura negativo. Se define como la diferencia entre la temperatura de la fibra superior e inferior de la losa, en °C.

D : espesor de losa, mm.

WIND : velocidad media anual del viento, nudos.

TEMP : temperatura media anual del ambiente, °C.

PRECIP : precipitación media anual, mm.

Gradiente negativo de temperatura equivalente debido a curvatura por construcción y humedad:

- Para clima húmedo; precipitación media anual ≥ 760 mm ». 0 a 0,044 °C/ mm; se sugiere utilizar 0,022 °C/mm.
- Para clima seco; precipitación media anual < 760 mm. » 0,022 a 0,066 °C/ mm; se sugiere utilizar 0,044 °C/mm.

- Calcular la tensión de esquina en la losa por efecto de carga y alabeo por temperatura. Esta tensión se estima de los gráficos que se presentan en las **Gráficos 44_1 al 47_1 (Tensión de tracción en la fibra superior de la losa debido a la acción combinada de carga de esquina y un diferencial negativo de temperatura, Factor de ajuste según nivel de adherencia, considerando carga de esquina y un diferencial negativo de temperatura y Calculo del CBR de diseño tramo: camino ejemplo) (Ver Anexo B)**. Esos gráficos están referidos para dos tipos de base y tres tipos de subrasante, considerando la losa totalmente adherida a la base.
- Corregir la tensión de esquina según nivel de adherencia para el caso de bases tratadas.
- Comparar la tensión producto de una carga en el borde de la losa y la tensión producida por una carga en la esquina.

Si la tensión producto de una carga en la junta, combinada con un gradiente negativo de temperatura, es mayor que aquella que produce una carga ubicada en la mitad de la losa combinada con un gradiente positivo de temperatura, entonces se debe rediseñar el pavimento.

E.5.9. VERIFICACIÓN DEL ESCALONAMIENTO CON BARRAS DE TRASPASO DE CARGAS EN LAS JUNTAS

El modelo para establecer el escalonamiento para juntas con barras de traspaso de carga es el siguiente:

$$\begin{aligned} \text{FAULTD} = & 2,54 \cdot \text{CESAL}^{0,25} \cdot (0,0628 - 0,0628 \cdot C_d + 7,7245023 \cdot 10^{-5} \cdot \text{BSTRESS}^2 \\ & + 4,424617 \cdot 10^{-11} \cdot \text{JTSPACE}^2 + 1,4814 \cdot 10^{-10} \cdot (1,8 \cdot \text{FI} + 32)^2 \cdot \text{PRECIP}^{0,5} \\ & - 0,009503 \cdot \text{Basetype} - 0,01917 \cdot \text{Widenlane} + 0,0009217 \cdot \text{Age}) \end{aligned} \quad (\text{ec. 53}_1)$$

(Ver Gráficos 40_1 al 45_1 Tensión de tracción en la fibra superior de la losa debido a la acción combinada de carga de esquina y un diferencial negativo de temperatura y 46_1 Factor de ajuste según nivel de adherencia, considerando carga de esquina y un diferencial negativo de temperatura) (Ver Anexo B).

Dónde:

FAULTD : Escalonamiento promedio predicho para pavimentos de hormigón simple con juntas con barras de traspaso de carga, mm.

CESAL : Ejes Equivalentes acumulados para el período de diseño, millones.

C_d : Coeficiente de drenaje AASHTO modificado, dado por la **Tabla 3.2_25**

Tabla 3.2_25. COEFICIENTE DE DRENAJE AASHTO MODIFICADO

Drenaje Longitudinal	Clima	Subrasante Suelos finos		Subrasante Suelos Granulares	
		Base	Base	Base	Base Permeable
		No-Permeable	Permeable	No-Permeable	
No	Húmedo	0,70 – 0,90	0,85 – 0,95	0,75 – 0,95	0,90 – 1,00
No	Seco	0,90 – 1,10	0,95 – 1,05	0,90 – 1,15	1,00 – 1,10
Si	Húmedo	0,75 – 0,95	1,00 – 1,10	0,90 – 1,10	1,05 – 1,15
Si	Seco	0,95 – 1,15	1,10 – 1,20	1,10 – 1,20	1,15 – 1,20

Notas:

Suelos Granulares: Clasificación AASHTO A-1 a A-3

Suelos Finos: Clasificación AASHTO A-4 a A--8

Base Permeable: k = 305 m/día. Coeficiente de Uniformidad (C_u) = 6



Clima Húmedo: Precipitación > 635 mm/año

Clima Seco: Precipitación = 635 mm/año

Seleccionar el valor medio del intervalo y utilizar otras características del drenaje (pendiente transversal, profundidad de los fosos, drenabilidad relativa de la subbase, diseño como tina de baño, etc.) para seleccionar el valor final.

Bstress = tensión de compresión máxima en el hormigón debido a la flexión de la barra, en MPa. (**Ecuación 54_1**).

$$B_{stress} = 32.560631 \cdot f_d \cdot P.T. \cdot \left(\frac{K_d \cdot \left(2 + BETA \cdot \frac{OPENING}{2.54} \right)}{4 \cdot E_l \cdot BETA^3} \right) \quad (\text{ec. 54}_1)$$

$$BETA = 4.5188379 \cdot \sqrt[4]{\frac{K_d \cdot DOWEL}{4 \cdot E_s \cdot l}} \quad (\text{ec. 55}_1)$$

f_d = factor de distribución

$$f_d = \frac{2.12}{\frac{l}{2.54} + 1} \quad (\text{ec. 56}_1)$$

l = radio de rigidez relativo losa-suelo de fundación, mm.

I = momento de inercia de la sección transversal de barra de transferencia de carga, mm⁴.

$$I = 0.25 \cdot \pi \cdot \left(\frac{DOWEL}{2} \right)^4 \quad (\text{ec. 57}_1)$$

P : carga aplicada, 4082,56 kg.

T : porcentaje de transferencia de carga (**adoptar 45%**).

K_d : módulo de reacción de la barra, 405 MPa/mm.

BETA : rigidez relativa del sistema hormigón - barra.

DOWEL : diámetro de la barra, mm.



E_s : módulo de elasticidad de la barra, MPa.

OPENING : abertura promedio de la junta transversal, mm. (ec. 58_1)

$$OPENING = 0,9997 \cdot CON \cdot Jtspace \cdot \left(\frac{1,08 \cdot 10^{-5} \cdot TRANGE + 1,92 \cdot 10^{-4}}{2 + e} \right) \quad (\text{ec. 58}_1)$$

Jtspace : longitud de losa promedio, cm.

CON : factor de ajuste debido a la fricción base/losa,

: 0,65 para base estabilizada.

: 0,80 para base granular o base de hormigón pobre agrietada.

TRANGE : rango de temperatura anual, ° C.

e : Retracción por el curado del hormigón, utilizar 0,00015 (mm/mm).

FI : índice de congelamiento medio anual, ° C - días.

PRECIP : precipitación anual, mm.

Basetype : 0 para base no estabilizada,

: 1 para base estabilizada.

Widenlane : 0 si se trata de pista ensanchada,

: 1 si no se trata de pista ensanchada.

Age : edad del pavimento, años.

E.5.10. DISEÑO DE LAS JUNTAS

Las juntas tienen por objetivo permitir la expansión y contracción del pavimento, con lo que disminuyen las tensiones provocadas por cambios ambientales, tales como de temperatura y humedad y las que origina la fricción pavimento/base; asimismo, facilitan la construcción. Se deben considerar los siguientes tres tipos de juntas:

- Juntas de contracción, destinadas a aliviar las tensiones causadas por los diferenciales de temperatura y humedad y por la fricción; son por lo tanto, para controlar el agrietamiento. El método de diseño que se presenta permite definir la distancia entre juntas que resulta más adecuada para cada circunstancia especial.
- Juntas de expansión destinadas a dejar un espacio para que el pavimento pueda expandirse. Se utilizan solamente en la zona de contacto entre un pavimento con una estructura o con otro pavimento en una intersección.
- Juntas de construcción que facilitan la construcción del pavimento.

Las juntas de contracción se deben diseñar esviadas de manera de mejorar el comportamiento del pavimento, minimizar las irregularidades superficiales y consecuentemente, prolonga la vida útil. El esviaje, en el sentido de avance de los vehículos, debe ser de 1,2 m por calzada de 7,0 m de ancho.

F. METODO P.C.A.

F.1. ASPECTOS GENERALES



La Portland Cement Association (PCA) publicó en 1966 un procedimiento para el diseño de espesores de pavimento, basado en el “consumo de resistencia”.

En este método se calcula las tensiones que produce el tráfico en cada rango de carga, comparándolas con la resistencia de diseño adoptada denominando la relación de ellas como “razón de esfuerzos”. De acuerdo a este valor se establece el número de repeticiones permitidas en cada rango de carga que comparada con el número de repeticiones esperadas, permite establecer un porcentaje de consumo de resistencia por cada rango de carga, cuya suma no debe exceder de un 100 %.

Después de muchos años de aplicación y revisión se publicó en 1984, un nuevo método cuyo autor es Robert G. Packard. Este procedimiento permite cuantificar la influencia que significa colocar una banquina con hormigón, adyacente al pavimento. A diferencia de otros métodos que solo señalan este efecto desde el punto de vista cualitativo. En este método se utilizan dos criterios.

Criterio de fatiga, para mantener el esfuerzo del hormigón debido a las repeticiones de carga dentro del límite aceptable y para prevenir el agrietamiento por fatiga.

Criterios de erosión, para limitar los efectos de la deflexión del pavimento en los bordes y las esquinas y con ello controlar la erosión del material de fundación.

Los parámetros básicos de diseño en este método.

- Tráfico solicitante.
- Resistencia de diseño de hormigón.
- Módulo de reacción de subrasante. Se utiliza el valor del modulo corregido.
- Tipo de banquina y junta transversales con 4 alternativas de acuerdo si la banquina es pavimentada y si se coloca juntas transversales.

F.2. TRÁFICO DE DISEÑO Y FACTOR DE SEGURIDAD.

El tráfico de diseño se expresa como numero de ejes que pasan, en la pista de diseño en cada rango de carga y recibe el nombre de “repeticiones esperadas en cada rango de carga”.

Este factor más importante en el cálculo del espesor del pavimento, su determinación se hace basándose en los siguientes parámetros:

- Distribución del número de ejes solitantes por cada 1.000 vehículos.
- Tasas de crecimiento de cada tipo de vehículo.
- Factor de Pista de Diseño. Es un factor de discusión del tráfico pesado en la pista de diseño.

Con esta información se determina el tráfico solicitante para la vida de diseño elegida.

El factor de seguridad se aplica al valor mayor del rango de carga considerado según el siguiente criterio:

Para carreteras con alto volumen de tráfico, sin interrupción.

F.S = 1,2

Para carretera y calles arteriales con moderado volumen de tráfico pesado.

F.S = 1,1

Para caminos, calles residenciales y otros, con escaso volumen de tráfico pesado

F.S = 1,0



F.3. RESISTENCIA DE DISEÑO DE HORMIGÓN.

En este método la resistencia de diseño a utilizarse es la resistencia a la flexotracción a 28 días, determinada a través del ensayo AASTHO T-97 que en el caso de usar cementos grado corriente puede corresponder a la medida de obra amplificada por el factor 1,045.

F.4. METODOLOGÍA DE CÁLCULO.

Los gráficos y tablas para el cálculo por el método PCA 1.984. Incluyen las siguientes alternativas.

- Pavimento de hormigón simple, sin banquina pavimentada ni pasadores en las juntas transversales.
- Pavimento de hormigón simple, con banquina Pavimentada, sin pasadores en las juntas Transversales (S-N).
- Pavimento de hormigón simple, sin banquina pavimentada, con pasadores en las juntas transversales (N-S).
- Pavimento de hormigón con banquina pavimentada, y pasadores en las juntas transversales (S-S).

Los pasos a seguir para el cálculo de espesores son los siguientes:

- Definición de los datos básicos de entrada.
 - Tipo de banquina y pasadores.
 - Resistencia de diseño (media a 28 días).
 - Valor del módulo de reacción de diseño.
 - Factores de seguridad adoptada.
 - Número de ejes esperados en cada rango de carga para la vida de diseño adoptada.
- Colocar tentativamente un espesor de pavimento.
- Con la información contenida en a y b determinar los valores de “Esfuerzo Equivalente” y “Factor de Erosión”.
- Calcular el “Factor de Razón de Esfuerzo”, dividiendo el valor del esfuerzo equivalente por la resistencia de diseño. Con el “Factor de Erosión” y “Razón de Esfuerzo” se determinan las repeticiones permitidas. Las repeticiones permitidas se expresan finalmente como por ciento de las repeticiones esperadas.

La suma de la columna fatiga, permite establecer si el espesor tentativo cumple los requerimientos. Estos son tales que, cada uno por separado no debe exceder de 100 %. En caso contrario debe incrementarse el espesor tentativo y recalcular.

En la siguiente tabla se indican los espesores resultantes para diferentes situaciones:

Resumen de cálculo de espesores método P.C.A.						
Tráfico	Modulo Diseño K	Resistencia diseño R d	Espesor pavimento (cm) y factor de control (E. & F.)			
			N - N	S - N	N - S	S - S
Muy pesado Categoría 8 (F S = 1.2)	5	40	33 E	31 F	31 F	27 F
	10	40	31 E	28 E	29 F	25 F
	15	40	30 E	28 E	27 F	24 F
	5	44	33 E	30 E	29 F	25 F
	10	44	31 E	28 E	27 F	23 F
	15	44	30 E	28 E	26 F	23 F
	5	48	33 E	30 E	28 F	24 E



Pesado categoría 7 (F S = 1.2)	10	48	31 E	28 E	26 F	23 E
	15	48	30 E	28 E	26 F	23 E
	5	40	32 E	29 E	31 E	27 F
	10	40	30 E	27 E	28 F	25 F
	15	40	29 E	27 E	27 E	24 F
	5	44	32 E	29 E	29 E	25 F
	10	44	30 E	27 E	26 F	23 F
	15	44	29 E	27 E	25 E	22 E
	5	48	37 E	29 E	27 E	24 E
	10	48	30 E	27 E	25 E	22 F
	15	48	29 E	27E	25 E	22 E
Medio Categoría 6 (F S = 1.2)	5	40	30 E	26 E	30 F	26 F
	10	40	27 E	25 E	27 F	24 F
	15	40	26 E	25 E	26 F	23 F
	5	44	28 E	26 E	28 F	24 F
	10	44	27 E	25 E	25 F	22 F
	15	44	26 E	25 E	24 F	21 F
	5	48	28 E	26 E	26 F	23 E
	10	48	27 E	25 E	24 E	21 E
	15	48	26 E	25 E	23 E	20 E
	5	36	28 F	25 F	28 F	25 F
	10	36	26 F	23 F	26 F	23 F
	15	36	25 E	22 E	25 F	22 F
	5	40	26 F	23 E	26 F	23 F
	10	40	24 F	21 E	24 F	21 F
	15	40	23 F	21 E	23 F	20 F
Medio a liviano Categoría 5 (F S = 1.1)	5	44	25 E	22 E	25 F	21 F
	10	44	23 E	21 E	22 F	20 F
	15	44	22 E	21 E	21 F	19 F
	5	36	27 F	23 F	27 F	23 F
	10	36	24 F	21 F	24 F	21 F
Liviano Categoría 4 (F.S = 1.1)	15	36	23 F	20 F	23 F	20 F
	5	40	25 F	21 F	25 F	21 F
	10	40	23 F	20 F	23 F	20 F
	15	40	21 F	19 F	21 F	19 F
	5	44	23 F	20 F	23 F	20 F
	10	44	21 F	18 F	21 F	18 F
	15	44	20 F	18 F	20 F	17 F

Notación

N – N : Sin banquina pavimentada, ni pasadores.

S – N : Banquina pavimentada y sin pasadores.

N – S : Sin banquina pavimentada y con pasadores.

S – S : Banquina pavimentada y pasadores-.



E : Controla la erosión.

F : Controla fatiga

En las categorías 6 a 8 se usa Factor de seguridad al tránsito de 1,2 y en los 4 y 5 Factor de seguridad 1,1

F.5. SENSIBILIDAD DE LOS FACTORES DE DISEÑO

Un análisis global de los resultados contenidos en las tablas mencionadas permite establecer la importancia relativa de los factores de diseño

F.6. CAPACIDAD DE SOPORTE DE LA SUBRASANTE.

En términos generales se puede establecer que si duplica el valor del modulo de reacción de diseño se logra una disminución media de 2 cm. en el espesor de la losa, cuando se trata de subrasantes del tipo deficiente a buenos. Para el rango de buenas a muy buenas esta disminución es del orden de 1 cm.

F.7. RESISTENCIA DE DISEÑO DE HORMIGÓN.

La influencia de la resistencia del hormigón en el espesor de la losa puede sintetizarse en el resumen contenido en tabla.

Influencia de la resistencia del hormigón		
Tráfico	Junta	Resistencia del Hormigón
Medio a muy pesado	Sin pasadores	No tiene influencia. Controla la erosión
	Con pasadores	En promedio un aumento de 3 Kg/cm ² . disminuye 1 cm. el espesor
Mediano a liviano	con y sin pasadores	En promedio un aumento de 3 Kg/cm ² . disminuye 1 cm el espesor

F.8. COLOCACIÓN DE BANQUINA PAVIMENTADA

La colocación de una banquina pavimentada permite disminuir en promedio 3 cm en el espesor del pavimento.

F.9. COLOCACIÓN DE PASADORES

La colocación de pasadores en las juntas transversales tiene una fuerte influencia en el espesor de la losa para la condición de tráfico pesado y muy pesado, dependiendo además de la resistencia de diseño del hormigón. Su colocación permite una disminución de espesores del orden de 5 cm para hormigones de alta resistencia y del orden de 2 cm para hormigones de resistencia media a baja. Para la condición de tráfico medio a liviano y liviano no tiene influencia en ningún caso.

En la situación de tráfico medio y hormigón de alta resistencia su colocación permite reducir el espesor de 2 a 3 cm Para hormigón de resistencia media y baja no tiene influencia.

En la tabla que se presenta a continuación se esquematiza el efecto de los pasadores.

Efecto de la colocación de pasadores.

Tráfico	Resistencia del hormigón	Efecto de la colocación de pasadores en las juntas transversales
Pesados y	Alta	Permite reducir el espesor en 5 cm.
Muy Pesados	Media y baja	Permite reducir el espesor en 2 cm.



Medio	Alta	Permite reducir el espesor en 2 a 3 cm.
	Media y baja	No influye
Medio a liviano	Alta a baja	No influye
Liviano	Alta a baja	No influye

G. MÉTODOS BROKAW

G.1. ASPECTOS GENERALES

El método de diseño basado en el escalonamiento de la junta transversal fue desarrollado por Max P. Brokaw y ha sido incorporado por algunos países como uno de los cuatro métodos oficiales de diseño, tomando la denominación de "Método Brokaw". Su aplicación esta circunscrita a los pavimentos de hormigón que no tiene retuerzo ni barras de traspaso de carga en las juntas transversales.



SECCION 3.2.2.5.

OTROS TIPOS DE PAVIMENTOS

3.2.2.5.1. EMPEDRADOS

Este tipo de pavimentos es ampliamente utilizado en el Paraguay por los municipios para la pavimentación de calles y últimamente por el MOPC para pavimentación de tramos de caminos rurales tanto departamentales como vecinales.

Los pavimentos tipo empedrado para caminos rurales son una solución interesante, pero generan una gran incomodidad para el tránsito a medianas y altas velocidades. Debido a este inconveniente y al verse obligado el tránsito a desplazamientos lentos, el costo de operación se eleva muchísimo (tiempo de traslado y consumo de combustible), a los cuales se deben sumar al alto desgaste de neumáticos y averías en los sistemas de suspensión y ejes delanteros y traseros de los vehículos, sin contar de que requieren altos costos de mantenimiento.

Por esta razón se pueden encontrar otras soluciones, al mismo costo y con la misma capacidad de generación de mano de obra, pero que brinden mayor comodidad y un menor costo de operación y mantenimiento.

No obstante, la solución con pavimento tipo empedrado pueden formar parte de un proyecto por etapas, en donde en un corto plazo se realice un recubrimiento con asfalto u hormigón hidráulico.

Por tanto conviene utilizarlo criteriosamente; de hecho todavía existen en la mayoría de los países del mundo, incluidos los altamente desarrollados.

Los empedrados, se tratan de Pavimentos Altamente Permeables elaborados a partir de piedra partida en dimensiones convenientes y colocadas a mano con las puntas hacia abajo y las caras planas hacia arriba, sobre un lecho de arena o tierra del lugar con buenas características, de manera que al recibir la carga del tránsito su inter-trabazón les permita soportar las solicitaciones correspondientes. En la medida que se vaya terminado los tamos de no muy larga longitud, es conveniente pre-compactarlos con un rodillo liso de peso mediano a los efectos de producir un conveniente asentamiento de las piedras sobre el lecho de arena o tierra.

Debido a que son altamente permeables, es muy importante tener en cuenta la hidráulica del drenaje superficial y lateral. Por ello un elemento muy importante es el diseño de la sección transversal la conveniente pendiente longitudinal.

En Paraguay se utiliza la sección transversal a dos aguas con cordones sin cunetas y en Misiones – Argentina la sección transversal parabólica con cordones cunetas. Sin entrar a detalles de la calidad de construcción de la base (fundamental para este tipo de pavimentos), la sección parabólica tiene amplia ventaja sobre la sección a dos aguas, ya que permite en primer lugar aprovechar el efecto arco auto-portante (ampliamente utilizada en la ingeniería de todos los tiempos) y en segundo lugar un rápido traslado de las aguas hacia los cordones cunetas laterales.

A. DISEÑO DE EMPEDRADOS

La preparación de la base y los drenajes son fundamentales para el diseño de un empedrado. Una subrasante con CBR alto es recomendable.

3.2.2.5.2. ESTABILIZADOS GRANULOMETRICOS

Los estabilizados granulométricos consisten en mezclas binarias (dos materiales, lo más usual) o terciarias (combinación de tres materiales), normalmente diseñadas de acuerdo a métodos de cálculo y procesos constructivos con controles de calidad laboratorillosales.

Las mezclas binarias suelen ser las más viables por su menor costo. Se busca una combinación de material granular y limo-arcilloso en gradaciones controladas. Si hay exceso de material limo-arcilloso puede



haber problemas por entumecimiento. Si hay exceso de material granular hay una falta de cohesión y la única interacción es el rozamiento.

La capacidad de compactación (mayor o menor posibilidad de compactar un suelo, es decir, conseguir mayor o menor densidad) tiene relación con la granulometría de la mezcla. Una buena compactación va a implicar que sea mayor la densidad seca, con lo que la permeabilidad es menor, lo mismo que la sensibilidad al agua. Además aumentamos el rozamiento interno de las partículas y hay mayor capacidad cementante de la arcilla. Cuánto la mezcla granulométrica está bien compactada, la capacidad cementante de la arcilla es mayor.

A. DISEÑO

Al tratarse de un recubrimiento para caminos de tierra y volverlos transitables en épocas de lluvia para mediano y bajo volúmenes de tránsito, es recomendable que la mezcla tenga una fracción arcillosa entre 4 a 8 por ciento, que permite la ligazón entre partículas y una capacidad portante con CBR alto.

3.2.2.5.3. ENRIPIADOS Y ENTOSCADOS

A. ENRIPIADOS:

Los materiales conocidos con el nombre de Ripio pueden ser naturales o previamente preparados. Los ripios naturales son piedras de tamaño pequeño a mediano que han sufrido desgastes por la acción de la naturaleza, conocidos también como cantos rodados, pero que en este caso están mezclados con suelos de cierta cohesividad. Los ripios previamente preparados consisten en piedras trituradas que posteriormente se mezclan con algún suelo cohesivo.

Esto permite realizar recubrimiento de calzadas de tierra, conocidos como enripiados, para brindarles protección ante la acción del tránsito y los factores climáticos, que se traducen en buenas condiciones de operabilidad, así como de durabilidad cuando se tiene un programa adecuado de mantenimiento.

En varios Departamentos la Región Oriental de nuestro País pueden encontrarse canteras de Ripio Natural, que de hecho los Distritos de Conservación de Caminos del MOPC los conocen y los utilizan frecuentemente. Debido a que la mayoría de ellas se encuentran en propiedades privadas, últimamente es cada vez más difícil encontrarlos a bajo costo.

A.1. DISEÑO

No existe un método de diseño propiamente dicho. Contar con una subrasante de alto valor de soporte es recomendable.

B. ENTOSCADOS:

En los lugares donde existe basalto aflorado o a poca profundidad, existe la posibilidad de que puedan encontrarse el material resultante de la descomposición del basalto, conocido técnicamente como Sapolito.

En el sur y este del País, especialmente en los Departamentos de Itapúa y Alto Paraná, así como en la Provincia de Misiones – Argentina, este material es conocido como Tosca y es ampliamente utilizado (en Misiones – Argentina) para el mejoramiento de caminos y con muy buenos resultados. Lo cual fácilmente podría extrapolarse en los departamentos de Itapúa y Alto Paraná y por qué no también en otros Departamentos del País donde pueda encontrarse la tosca.

El entoscado, al igual que el enripiado, consiste en una mezcla de ese producto de la descomposición del basalto con la misma arcilla roja de la zona, o suelo laterítico (que también es descomposición del basalto), que sirve de ligante a la mezcla. Lo más importante es que esa arcilla está presente en forma natural en la gran mayoría de los caminos, ya que es el material predominante.

Esta mezcla extendida sobre las calzadas de tierra roja, constituye una buenísima carpeta de rodadura que proporciona tránsito de todo tiempo y gran durabilidad en condiciones de mantenimiento regular.



El Saprólito (Tosca) es una descomposición del basalto, por tanto un material en proceso de degradación. Pero este proceso de degradación se detiene si el material es aislado de los agentes externos ambientales y climáticos.

B.1. DISEÑO

Al igual que el enripiado, no existe un método de diseño propiamente dicho. Contar con una subrasante de alto valor de soporte es recomendable.

C. ESTABILIZADO SUELO-CEMENTO

El suelo-cemento consiste en la mezcla íntima de suelo con cemento Pórtland compactado en su contenido óptimo de humedad. Esta mezcla puede ser realizada en planta (fuera del camino), o in situ, sobre el mismo camino. La función del cemento es aglutinar el material y convertirlo en una masa endurecida de carácter estable. El agua hidrata el cemento y ayuda a obtener la máxima densidad lubricando los granos y partículas de suelo. Una vez que el suelo-cemento ha sido mezclado y compactado, se inicia la acción del cemento que, provoca el endurecimiento de la masa.

Suele ser muy bueno para lograr el mejoramiento de los caminos de tierra y obtener transitabilidad permanente en cualquier condición climática, generalmente es de bajo costo, resistente, durable y de mínima conservación.

Aunque las razones del éxito en este tipo de estabilizados son varias, se deben destacar dos de carácter primordial: el máximo uso del material local más barato, el suelo y su máxima y simple ejecución.

Como su masa está formada en gran proporción, el 90 % término medio, por suelos del lugar o que se extraen de los alrededores, y el resto, 10 % aproximadamente, integrado por cemento Pórtland, las inversiones para la adquisición y movimiento de materiales son menores que la de cualquier otro mejorado, pues aquéllos son materiales granulares que demandan, en general, el transporte desde largas distancias, de grandes cantidades de agregados, los cuales se degradan con el tiempo, ya que el ligante arcilla no es muy efectivo como el cemento Pórtland, caso de los enripiados y entoscados.

La utilización del suelo del lugar y la simplicidad de los métodos constructivos, configuran las condiciones ideales para que la construcción de los mejorados del suelo-cemento pueda llevarse a cabo con gran celeridad. El rendimiento diario de un equipo corriente es del orden de los 1800 m³ a 2000 m² de 15 cm de espesor y no se requiere mano de obra especializada. La construcción de mejorado de este tipo se inicia con la escarificación y pulverización del suelo del lugar, luego se distribuye el cemento y se mezcla uniformemente con el suelo pulverizado; la operación siguiente consiste en agregar el agua necesaria para obtener la humedad óptima y finalmente se procede a compactar y terminar el pavimento.

C.1. SUELO MEJORADO CON CEMENTO

Se usa en subrasantes o explanadas y se define como una mezcla de suelo y una cantidad pequeña de cemento, generalmente inferior al 2% en peso, añadida con el fin de mejorar algunas propiedades de los suelos.

Al contrario que el suelo-cemento, la mezcla resultante sigue teniendo la estructura de un material suelto, al menos a corto plazo. La mejora o modificación con cemento se usa generalmente con suelos de grano fino, plásticos y a veces con humedades naturales excesivas con dificultades de compactación, expansividad y baja capacidad de soporte.

El conglomerante modifica sus características a corto y largo plazo de forma moderada, pasando a ser suelos utilizables. Por su limitada o nula resistencia mecánica se recomienda su uso en subrasantes de pavimentos de tráfico ligeros y medios. Para el caso de tráfico pesado y de alto volumen, se sugiere colocar una subrasante de mayor capacidad de soporte sobre el suelo modificado con cemento.

C.2. DISEÑO

Para diseñar un suelo cemento es conveniente utilizar en método de la compresión simple de probetas estandarizadas. Resistencia a la compresión simple a ser determinada en cada caso.



D. ESTABILIZADO SUELO-CAL

El suelo estabilizado con cal, consiste en la mezcla íntima, convenientemente compactada, de suelo, cal y agua, que se efectúa con el fin de modificar determinadas propiedades de los suelos.

La cal, sola o en combinación con otros materiales, puede ser utilizada para tratar una gama de tipos de suelos. Las propiedades mineralógicas de los suelos determinarán su grado de reactividad con la cal y la resistencia final que las capas estabilizadas desarrollarán.

En general, los suelos arcillosos de grano fino (con un mínimo del 25 por ciento que pasa el tamiz 200 -75 μm y un Índice de Plasticidad mayor que 10) se consideran buenos candidatos para la estabilización. Los suelos que contienen cantidades significativas de material orgánico (mayor que 1 por ciento) o sulfatos (mayor que el 0.3 por ciento) pueden requerir cal adicional y/o diferentes procedimientos de construcción.

D.1. DISEÑO

Para el diseño de mezclas suelo cal es conveniente utilizar el método CBR a la quinta penetración y no el método de compresión simple.

E. CRITERIOS DE BANQUINAS.

Es recomendable que el diseño estructural de las banquetas esté íntimamente ligado al diseño estructural de la calzada del pavimento, ya que esto permitirá un mejor funcionamiento de toda la estructura.

Por esta razón todas las capas de base y sub-base deberían extenderse a los lados sobre toda la plataforma, y de ser posible también el recubrimiento final, por ejemplo carpeta de concreto asfáltico, debería extenderse sobre estas bases, siendo la indicadora de separación entre banqueta y calzada solo la pintura en el pavimento. Esto, aparte de hacer que la estructura tenga un óptimo funcionamiento es altamente deseable desde el punto de vista de la seguridad, ya que no existe ningún desnivel entre calzada y banqueta.

Si por cuestiones de costo se pretende construir una banqueta diferenciada, sería conveniente que solo el recubrimiento final este diferenciado en calzada y banqueta estructuralmente, mientras que las bases y sub-bases son las mismas como ya dijimos.

Para caminos de muy bajo tránsito podría considerarse la posibilidad de construir estructuras de menor capacidad portante para la banqueta, como así también recubrimientos de menor calidad; pero no perdiendo de vista que soluciones de esta naturaleza requerirán que en su fase de operación los trabajos de mantenimiento sean de mayor envergadura y costo.

F. LISTADO DE OTROS TIPOS DE ESTABILIZADOS PARA CAMINO DE BAJO TRÁNSITO QUE PODRIAN SER UTILIZADOS EN FORMA LOCALIZADA.

- estabilizado suelo-asfalto
- estabilizado químico
- estabilizado con escoria de alto horno
- estabilizado con polvo de cerámica
- estabilizado con melaza (suelos arenosos)

CAPITULO 3.2.3.

DISEÑO PARA OBRAS DE RECAPADO, REPOSICIÓN O MEJORAMIENTO DE LA CARPETA



SECCION 3.2.3.1.

CRITERIOS BÁSICOS

3.2.3.1.1. ALCANCES

En el concepto más amplio, la reposición de pavimentos involucra numerosas técnicas y procedimientos destinados a mejorar la capacidad estructural y/o funcional de los pavimentos. Varios de estos procedimientos son más propios del mantenimiento pues no involucran diseños propiamente tales, de manera que no corresponde detallarlos en este manual; aquí se entregan criterios y métodos para diseñar reposiciones que involucran la colaboración de una capa adicional de pavimento, que puede ser de hormigón o de asfalto, con el objetivo de extender significativamente la vida útil de la superestructura. Por incluir una capa adicional cuyo diseño considera el aporte estructural del pavimento a reponer, los procedimientos que se describen se denominan “recapados”. Se diferencian de las “reconstrucciones” o “repavimentaciones” porque en esas el diseño prescinde del aporte del pavimento a reponer, ya sea porque éste se retira previamente o porque no trabaja conjuntamente con la nueva estructura.

Que algunas técnicas de reposición o mantenimiento no se encuentren descritas en este Manual, no implica que necesariamente los proyectos de reposición deban excluirlas. Por el contrario, se recomienda realizar un análisis completo de las posibilidades de reposición de un pavimento, incluyendo entre ellas, técnicas que no sean recarpeteos, aún cuando pudieran parecer más propiamente de mantenimiento. Varias de esas técnicas de mantenimiento se describen en detalles en el Volumen correspondiente a, Mantenimiento Vial.

Las investigaciones más recientes para la reposición de pavimentos indican que claramente la mejor solución técnica y económica consiste en diseñar el procedimiento más apropiado para cada tipo de deterioro que se presente.

Las diversas técnicas de reposición que se han desarrollado en los últimos tiempos dan los mejores resultados cuando se aplican justo para el nivel de deterioro para el que fueron desarrolladas; es el concepto de “ventanas de oportunidad” que indica que cada técnica de reposición da los mejores resultados cuando se aplica dentro de un rango definido de deterioro. Aún cuando en estos casos de deterioro que permitan optar por la técnica de reposición más adecuada, el criterio expuesto debe siempre estar presente al momento de optar por el tipo de reposición.

El origen del deterioro de un pavimento normalmente se encuentra asociado a una serie de factores, de manera que a veces resulta bastante complejo establecer cuál es la combinación de soluciones que mejor se adapta a cada situación particular. A ellos se debe agregar que muchos de los procedimientos de reposición disponibles en la actualidad, se encuentran en etapas de experimentación, por lo que se carece de una gran experiencia sobre sus resultados. La reposición de pavimentos tiene, en estos momentos, mucho de científico pero también una gran dosis de arte, por lo que en cada proyecto se debe emplear una gran cantidad de análisis, conjuntamente con un “buen sentido”.

En la **Tabla 3.2_26** se enumeran algunos de los procedimientos de reposición de pavimentos que han dado buenos resultados en otros países y que por lo tanto pueden tenerse en cuenta al momento de buscar la mejor solución para un buen pavimento deteriorado.

Tabla 3.2_26. ALGUNOS PROCEDIMIENTOS DE REPOSICION

REPOSICIONES SIN RECAPADO	TOPICOS DEL CAPITULO DE MANT. Y/O REPARACIONES
1. Reparaciones en todo el espesor	
2. Reparación parcial del espesor	
3. Fresado/cepillado del pavimento	
4. Colocación de drenes de pavimento	
5. Restauración de elementos de transferencia	



6. Tratamientos de la superficie	
7. Pavimentos insertados	
REPOSICIONES MEDIANTE RECAPADOS	TOPICOS DEL CAPITULO DE RECAPADOS
1. Recapado de asfalto sobre asfalto	103.04.1 (b)
2. Recapado de asfalto sobre hormigón	103.04.1(c)
3. Pavimento de hormigón sobre asfalto	103.04.1 (e)
4. Pavimento de hormigón s/ hormigón	103.04.1 (f)
5. Reciclados	Considerado solo en las Especificaciones Técnicas

En consideración a la complejidad del proceso de diseño de la reposición de un pavimento, conviene tener presente una serie de consideraciones que aseguren que se han tenido en cuenta los principales factores que se requieren para lograr el diseño más adecuado, para tales efectos se reitera que, aun cuando en este Manual sólo se describen procedimientos para diseñar reposiciones que consideran una capa de pavimento adicional, muchas veces, la mejor solución para una determinada situación, puede ser una combinación que incluya tanto técnicas de reposición como de mantenimiento.

La mayoría de las técnicas de reposición sin recarpeteos que se mencionan en la **Tabla 3.2_26**, tal como allí se señala, se encuentran descriptas en las Operaciones de Mantenimiento del Volumen correspondiente de este Manual.

A. DIAGNOSTICO

A.1. ANTECEDENTES

El diagnóstico correcto de las causas que originaron el deterioro del pavimento que se analiza y que se pretende subsanar, es básico para determinar la solución más adecuada. Para evitar errores de diagnóstico se debe recolectar y evaluar suficiente información sobre el estado en que se encuentra el pavimento de manera de comprender integralmente los orígenes de los deterioros.

Como punto de partida, es importante contar con antecedentes relacionados con la historia del pavimento, tales como el año de construcción, geometría de la estructura, eventuales mantenimientos que se hubieren efectuado, las condiciones del drenaje, las características de los suelos de la subrasante, etc. De gran ayuda para este estudio son el Inventario Vial y las mediciones del IRI, tan actualizadas como sea posible, antecedentes que normalmente la Dirección de Vialidad tiene disponibles.

A.2. BALIZADO

Previo a la recolección de datos de terreno, será indispensable proceder a balizar el pavimento, señalizando cada 20 m, como máximo y escribiendo el kilometraje cada hectómetro. Para evitar errores de distancia, el balizado se debe ir cerrando, aproximadamente cada 1.000 m, contra mediciones previamente realizadas con instrumental topográfico que asegure una precisión del orden de ± 50 mm cada 1.000 m. En caminos bidireccionales las mediciones deben realizarse por el eje, marcando puntos cada 20 m; cada hectómetro se deberá señalar además, en el borde exterior del pavimento y al costado derecho avanzado en el sentido del kilometraje. En carreteras con calzadas unidireccionales, en general, conviene medir por el eje de la mediana para tener un kilometraje único, para luego trasladar marcas hacia los bordes externos del pavimento de ambas calzadas (cuando el estudio comprenda las dos calzadas) y escribiendo el kilometraje en los hectómetros en los bordes externos del pavimento de cada una de las calzadas.

A.3. MONOGRAFÍA

Un antecedente fundamental para conseguir un diagnóstico correcto de la situación en que se encuentra el pavimento a rehabilitar es la preparación de una monografía detallada. Por sus objetivos y alcances, se recomienda preparar la monografía de pavimentos en dos fases o etapas del proyecto de reposición.

Para la etapa de diagnóstico, se requiere una monografía que permita identificar el tipo de deterioros que caracteriza el camino y aproximadamente la severidad y extensión de los mismos, de manera que



conjuntamente con los otros antecedentes señalados antes, se puedan definir diferentes opciones de reposición, estimar sus costos y evaluar interferencias u otras condicionantes. Por los alcances y objetivos descritos, esta monografía debe prepararse ajustándose a los criterios y procedimientos de la Dirección de Vialidad.

En una segunda etapa, una vez que se encuentren definidos el o los tipos de reposición a diseñar, la monografía de pavimento deberá complementarse, concentrándose ahora exclusivamente en recopilar la información específica que requieren los procedimientos de reposición adoptados y del tipo de información disponible.

El comportamiento de varios de los procedimientos de reposición depende de lo que se denomina “reparaciones previas”, por lo que el primer objetivo de este trabajo adicional será detectar con exactitud las características y extensión de los deterioros que requieren de una reparación antes de aplicar el método de reposición seleccionado (Las características de los deterioros a reparar en forma previa se describen más adelante, junto con los correspondientes procedimientos de reposición).

Cuando se disponga del número estructural efectivo del pavimento existente (NE_{ef}) obtenido mediante retro análisis de mediciones de deflexión, no será necesario recabar más información del pavimento que la señalada hasta aquí.

Cuando no se disponga del NE_{ef} determinado por retro análisis, la monografía deberá complementarse además, con una descripción detallada del tipo y nivel de todos los deterioros que presenta el pavimento, de manera de contar con antecedentes suficientes para estimar un valor del NE_{ef} en los términos que se señala más adelante.

La recolección de información adicional deberá considerar los grados de deterioro o niveles de severidad tal como se clasifica en el Volumen correspondiente al Mantenimiento Vial.

A.3.1. INFORME DE DIAGNÓSTICO

El diagnóstico, cuyo objetivo es definir las causas del deterioro, debe ser preparado por un ingeniero especialista en diseño de pavimentos, con experiencia en el diseño de reposiciones. En el informe debe analizar toda la problemática para la reposición del pavimento, proponiendo la o las soluciones que estime más adecuadas basándose en el análisis y evaluación de los antecedentes disponibles y justificar la o las proposiciones. El informe de diagnóstico deberá incluir como mínimo, los siguientes aspectos:

- descripción de las características generales del pavimento; año de construcción, espesores de las diversas capas, ancho de la calzada, características y estado de las banquetas, mantenimientos importantes que se hubieren realizado, valores del IRI y al deslizamiento, si estuvieran disponibles, etc. También debe incluirse una descripción de la situación de la sección transversal especialmente en lo que se refiere a bombeos y peraltes de las curvas horizontales.
- descripción del estado del pavimento (monografía), indicando superficie o longitud aproximada de las fallas más características, niveles de escalonamiento de juntas, cantidad de losas con más de 3 quebraduras y/o inestables y evidencias de surgencia de finos (pumping) en pavimentos de hormigón, niveles del ahuellamiento y áreas severamente agrietadas indicando probable origen de las mismas, en los asfálticos y toda otra información de interés para definir y caracterizar la situación del pavimento, tal como se indica en el Instructivo para la inspección de pavimentos individualizado antes.
- identificación de las eventuales limitaciones o restricciones para materializar las diferentes soluciones, que pudieran existir. Deberá ponderar, al menos, factores tales como: disponibilidad limitada de recursos, problemas para el manejo del tránsito durante la construcción, vida útil remanente y agregada por las soluciones alternativas, restricciones en la geometría de la ruta, disponibilidad de faja fiscal, existencia de servicios públicos, etc.
- estimación de las cantidades de obras para reparaciones previas, asociadas a él o los procedimientos de reposición que se proponen.
- justificación de él o los tipos de reposición que se proponen, indicando una estimación de las inversiones asociadas a cada uno ellos.



Una vez identificado el problema y definidas todas las posibles soluciones, se debe establecer cuál es la más conveniente para la situación particular que se está analizando. Para ello se deben tener en cuenta las siguientes consideraciones:

- los procedimientos de reposición más efectivos son los que van directamente dirigidos a solucionar las causas que están originando el deterioro y que previenen que este vuelva a repetirse.
- aún cuando pueda resultar fácil programar un arreglo “a la rápida”, o peor aún un arreglo tipo cosmética, ello siempre resultará en una solución indeseable. Los fondos que se invierten en soluciones de ese tipo son recursos malgastados; si no se tratan los mecanismos que están originando el deterioro éstos se repetirán con una intensidad creciente. Los beneficios de corto plazo derivados de reparaciones superficiales nunca justifican la inversión requerida; este tipo de tratamiento no es intrínsecamente malo es simplemente antieconómico.
- en general, las reposiciones sólo deben programarse para sectores en que el pavimento se encuentra seriamente deteriorado. Así, por ejemplo, en una calzada unidireccional con pavimento de hormigón, puede que sólo la pista externa se encuentre seriamente deteriorada; en tal caso sólo debe reponerse esa pista. Lo anterior no significa que para los tramos no incluidos en la reposición no se programen obras de reparación que pueden ser de menor envergadura.
- las soluciones detectadas pueden incluir más de una sola técnica de reposición.
- la solución más adecuada, para cada caso particular, se determina sopesando las ventajas de las diferentes alternativas detectadas contra las restricciones que presenta el proyecto. La solución adecuada y factible es aquella que junto con reparar los deterioros existentes, previene que ellos se vuelvan a repetir, mientras satisface las restricciones impuestas.

Una vez definido el o los tipos de reposición a efectuar, se deberá programar y definir los alcances de la recolección de antecedentes de terrenos adicionales que se requieren. Normalmente, los antecedentes complementarios serán una monografía detallada del pavimento (en los términos que se señalan más arriba en el Numeral Monografía) y una prospección de los suelos de la subrasante y propiedades de las capas que conforman la estructura existente, obtenidas de preferencia mediante mediciones de deflexiones con un deflectómetro de impacto.

B. CONSIDERACIONES IMPORTANTES PARA EL DISEÑO DE RECAPADOS (PARÁMETROS DE DISEÑO)

B.1. REPARACIONES PREVIAS

El deterioro de un pavimento incluye fallas visibles y otras que no pueden verse desde la superficie y deben detectarse por otros medios. Cualquiera fuera el tipo y características del recarpeteo a colocar, se requiere una cierta cantidad de reparaciones previas, de manera que el comportamiento de la nueva capa no se vea adversamente afectado. Muchas de las fallas que se presentan en este tipo de rehabilitaciones tienen su origen en una carencia o reparaciones previas deficientes.

La cantidad y características de las reparaciones previas están relacionadas con el tipo de recarpeteo a colocar; consecuentemente, la selección de cual tipo utilizar está influenciada por el nivel de deterioro que presente el pavimento. Cuando un pavimento se encuentra muy deteriorado deben elegirse los sistemas menos sensibles a la condición del pavimento existente.

Como las reparaciones previas dependen del tipo de rehabilitación a utilizar, los alcances que deben darse a estas obras se señalan al analizar los diferentes tipos de recapados.

B.2. REFLEXIÓN DE GRIETAS

La reflexión de grietas es frecuentemente el origen de muchos deterioros de los recarpeteos. Los métodos de diseño no consideran los efectos de la reflexión de grietas, de manera que deben tomarse medidas especiales para minimizar la ocurrencia de este fenómeno. Algunos criterios que se han utilizado con éxito para minimizar la reflexión de grietas son:



- como norma general, entre mayor es el espesor del recarpeteo más se retarda la aparición de grieta reflejadas. Sin embargo, casi nunca resulta recomendable aumentar el espesor más allá de ciertos límites sólo para disminuir este efecto.
- se han obtenido excelentes resultados al incluir en los recarpeteos asfálticos sobre pavimentos de hormigón, una base asfáltica de granulometría abierta. Para caminos rurales, donde existe un número significativo de camiones pesados, recarpeteos de un espesor total igual o superior que unos 120 mm, incluyendo la capa de granulometría abierta, han retardado significativamente la aparición de grietas reflejadas.
- antes de recarpetear con asfalto un pavimento de hormigón se deben reparar o reemplazar las losas muy quebradas (3 o más grietas) que presenten signos de estar trabajado (las juntas presentan saltaduras de bordes).
- antes de recarpetear con asfalto un pavimento asfáltico, se deben reemplazar todas las áreas que presenten agrietamiento por fatiga de alta severidad y cualquier otra zona inestable. Los conceptos de nivel de severidad son los que se indican en el Volumen correspondiente al Mantenimiento Vial.
- el espesor de un recarpeteo asfáltico sobre un pavimento asfáltico con propósito de reforzar la estructura de un camino rural con un número significativo de camiones, no deberá ser inferior a unos 90 mm. Carpetas destinadas a una mejora funcional del pavimento pueden tener espesores mucho menores.
- la mayoría de las membranas plásticas fabricadas especialmente para recarpeteos asfálticos sobre carpetas asfálticas, permiten disminuir o eliminar los espesores adicionales que se suelen colocar para retardar la reflexión de grietas (no incluye disminuciones de espesores de diseño). Sin embargo, debe tenerse en consideración que la efectividad de estos elementos es muy sensible a los procedimientos utilizados al colocarlos.

B.3. EJES EQUIVALENTES SOLICITANTES

Los ejes equivalentes acumulados durante la vida útil del proyecto deben calcularse utilizando los coeficientes de equivalencia adecuados. Los factores de equivalencia que corresponde utilizar para cada tipo de recarpeteo son los que se indican en la **Tabla 3.2_27**.

Tabla 3.2_27. FACTORES DE EQUIVALENCIA A UTILIZAR

Pavimento Existente	Tipo Recapado	Factores a Utilizar
Flexible	Capa Asfáltica	Flexible
Flexible	Hormigón	Rígido
Hormigón	Capa Asfáltica	Rígido
Hormigón Fracturado	Capa Asfáltica	Flexible
Hormigón	Hormigón	Rígido
Hormigón con Recarpeteo Asfáltico	Hormigón	Rígido
Hormigón con Recarpeteo Asfáltico	Capa Asfáltica	Rígido

B.3.1. DRENAJE

El agua muy a menudo es el origen del deterioro (o la aceleración del deterioro) que afecta tanto a pavimentos rígidos como flexibles. En el diseño de una reposición se debe investigar si mejorando el drenaje de la plataforma y/o bajo el pavimento, se podría desacelerar el ritmo del deterioro que ha venido experimentando el pavimento.

En los pavimentos flexibles la humedad puede ser la causa o el origen de la aceleración de fallas tales como la pérdida de áridos, ahuellamientos, deformaciones, grietas por fatigamiento y baches. En pavimentos rígidos puede causar surgencia de finos, deterioro de juntas, escalonamiento de juntas y grietas de esquinas. En zonas donde hay penetración de la helada, la subrasante pierde parte de la capacidad soporte.



Durante los estudios de terreno (incluso durante la construcción) se debe verificar la eficiencia del sistema de drenaje del pavimento existente y detectar cualquier falla originada en deficiencias de éste.

B.3.2. ENSANCHES

En ciertas ocasiones se aprovechan los trabajos de reposición de un pavimento para ensancharlo, adicionando pistas completas o ensanchando una pista antigua angosta. El diseño de estos elementos requiere de una coordinación entre el diseño del ensanche y el del recarpeteo, considerando no sólo las condiciones finales de la superficie sino que también las condiciones estructurales, tanto del pavimento existente como del ensanche. Las consideraciones más importantes que se deben tener en cuenta son:

- las vidas útiles tanto del ensanche como del pavimento existente deben ser las mismas.
- las características de la sección del ensanche deben ser sensiblemente iguales a las del pavimento existente, incluyendo semejanzas de materiales de refuerzo, espesores y espaciamiento de juntas (se puede utilizar un espaciamiento menor).
- el ensanche de un pavimento de hormigón con hormigón, debe amarrarse mediante barras de acero a las losas existentes. Se pueden utilizar las mismas barras y distribución señalada para los pavimentos nuevos.
- es conveniente colocar una membrana separadora a lo largo de la junta longitudinal del ensanche de manera que impida el traspaso de grietas entre uno y otro lado.
- el recarpeteo debe tener, en general, un espesor único tanto en la pista antigua como en el ensanche.
- deben colocarse drenes de pavimento, salvo que un estudio asegure que no resultan necesarios.

B.4. EVALUACIÓN DEL PAVIMENTO EXISTENTE

B.4.1. TRAMOS UNIFORMES

Para abordar el diseño del recarpeteo debe subdividirse el camino en tramos uniformes, para los que se establecen parámetros de diseño en forma independiente de los otros tramos; deben corresponder a valores promedios de factores tales como el espesor, número de grietas por kilómetro, módulo resistente o capacidad soporte, etc. Definidos los parámetros representativos de un tramo, se determina un espesor de recarpeteo único para ese tramo.

B.4.2. CONDICIÓN FUNCIONAL

La condición funcional se refiere a cualquier factor que afecte adversamente la serviciabilidad del camino desde el punto de vista del usuario. Ciertos tipos de deterioro funcional pueden solucionarse colocando un recarpeteo, en especial los relacionados con un bajo coeficiente de roce al deslizamiento.

El siguiente listado describe algunos de los deterioros funcionales que más comúnmente se presentan y la forma de abordarlos.

- En todo tipo de pavimento, un coeficiente de roce al deslizamiento insuficiente originado en agregados pulidos y/o clima húmedo, puede incrementarse colocando un recarpeteo de espesor adecuado a los niveles de tránsito. También se soluciona con un sello de fricción en los pavimentos asfálticos y mediante un cepillado en los de hormigón.
- Cuando el pavimento resbaloso tiene su origen en la exudación del asfalto, la mejor solución normalmente consiste en remover la capa superficial mediante una fresadora, reemplazándola por una capa de fricción de granulometría abierta o una capa diseñada para los niveles de tránsito existentes.
- En cualquier tipo de pavimento, las irregularidades de la superficie causadas por ondulaciones pueden corregirse mediante una capa nivelante, es decir, de espesores variables.



- Las irregularidades causadas por un agrietamiento severo y por baches, sólo se corrigen temporalmente si se coloca un recarpeteo; la solución integral debe incluir reparaciones en todo el espesor de las áreas deterioradas y la colocación de una capa de características y espesor adecuados para retardar la reflexión de las grietas hacia la superficie.
- Las irregularidades causadas por una pérdida del árido superficial, se pueden solucionar mediante un recarpeteo de poco espesor. En todo caso deben tomarse medidas, incluso removiendo la parte superficial, para asegurar una buena adherencia entre la capa antigua y la nueva; también debe asegurarse que el problema no se origina en una mala adherencia árido - asfalto, pues en tal caso debe removerse toda la capa.
- Las irregularidades causadas por el escalonamiento de las juntas de un pavimento de hormigón pueden aliviarse mediante la colocación de un recarpeteo de espesor adecuado o mediante el cepillado de la superficie. Sin embargo, el escalonamiento está indicando una mala transferencia de cargas entre las juntas y problemas en el drenaje de la subbase, de manera que una solución integral debe considerar estos problemas.

B.4.3. CONDICIÓN ESTRUCTURAL

La insuficiencia estructural se refiere a cualquier factor que reduzca la capacidad del pavimento para soportar solicitaciones. Los procedimientos que se describen para diseñar refuerzos de los pavimentos se basan en el concepto que el tiempo y la repetición de las cargas disminuyen la capacidad de soporte del pavimento y que es posible incrementar esa capacidad mediante un recarpeteo.

En los pavimentos flexibles la capacidad estructural queda representada por el número estructural (NE); en los rígidos es el espesor de la losa (H) el que la define, en tanto que en los compuestos (asfalto sobre hormigón) la capacidad estructural se expresa como un espesor equivalente.

Si CE_{ef} es la capacidad estructural efectiva de un pavimento existente; CE_f la capacidad estructural que requiere para soportar las solicitaciones previstas y CE_{rec} la capacidad estructural del recarpeteo a colocar, entonces la deficiencia estructural o capacidad estructural que se debe adicionar es: $CE_{rec} = CE_f - CE_{ef}$. Esta expresión indica obviamente, que la capacidad estructural a adicionar sólo puede ser correctamente calculada en la medida en que se evalúe adecuadamente la capacidad estructural del pavimento existente.

Para evaluar la capacidad estructural efectiva se debe considerar la condición actual del pavimento, así como el comportamiento futuro de los materiales. No existe un procedimiento único y definitivo para determinarla; los tres procedimientos que se detallan a continuación son los normalmente más aceptados:

a) Método basado en una inspección visual complementada con ensayos de los materiales.

En este sistema la capacidad estructural efectiva se determina analizando toda la información concerniente al diseño, construcción y mantenimiento, seguida de una detallada monografía que identifique la posición, tipo, cantidad y severidad de las fallas.

b) Método basado en ensayos no destructivos.

Este procedimiento, que consiste en medir deflexiones por medio de un deflectómetro de impacto, permite evaluar directamente las características de la subrasante y de las capas del pavimento; es el que entrega mejor información y más fidedigna para determinar la capacidad estructural efectiva y por lo tanto, se recomienda que se utilice siempre, dejando los otros procedimientos para obtener información complementaria o para casos excepcionales debidamente autorizados, en que no se pueda disponer de un deflectómetro de impacto. El módulo resiliente se debe calcular mediante la ecuación de Losberg o mediante programas de retro análisis; en este último caso, se deberá poner a disposición de la Dirección de Vialidad los softwares Modulus y Wesdef.

A pesar de las bondades señaladas, debe tenerse en consideración que el sistema de medición de deflexiones presenta algunas limitaciones que deben tenerse muy en cuenta. Las deflexiones permiten



determinar mediante retrocálculo, las propiedades de las diferentes capas que integran el pavimento y de la subrasante, pero ello requiere conocer los espesores de las capas que componen la estructura.

Los resultados son muy sensibles a pequeñas variaciones de espesor, de manera que es muy importante asegurarse que efectivamente los valores usados son los reales; no deben utilizarse espesores medios o aproximados, conviene verificarlos en terreno con cierta frecuencia a lo largo del camino.

Por otra parte, el módulo elástico de la subrasante calculado mediante retro análisis, no es el mismo módulo resiliente que se utiliza en el método AASHTO. En tanto no se cuente con estudios más acabados, se recomienda utilizar las siguientes relaciones para transformar el módulo retro analizado (E_{sr}) al módulo resiliente (MR) que utiliza el método AASHTO.

$$\text{Pavimentos flexibles. } M_R = C \cdot E_{sr} \quad (\text{ec. 64}_1)$$

Los valores del parámetro C son los que se indican en la **Tabla 3.2_28**.

Tabla 3.2_28. VALORES DEL COEFICIENTE C

Subrasante	Valor "C"
Suelos finos	0,33
Suelos granulares	1,00
Terraplén granular sobre suelo fino	$0,33 + 0,33 \cdot h \quad 0 < h \leq 2$
Terraplén suelo fino sobre granular	$1 - 0,33 \cdot h \quad 0 < h < 2$

h : altura del terraplén (m).

para $h > 2$ m; usar C = 0,33 ó 1,00, según corresponda

$$\text{Pavimentos Rígidos. } K = B \cdot K_{sr} \quad (\text{ec 65}_1)$$

El parámetro B toma los valores que se indican en la **Tabla 3.2_29**.

Tabla 3.2_29. VALORES DEL COEFICIENTE B

Subrasante	Valor "B"
Suelos finos	0,50
Suelos granulares	1,00
Terraplén granular sobre suelo fino	$0,5 + h/6 \quad 0 < h \leq 3 \text{ m}$
Terraplén suelo fino sobre suelo granular	$1,0 - h/6 \quad 0 < h < 3$

h : altura del terraplén (m).

para $h > 3$ m, usar B = 1 ó 0,5, según corresponda

En resumen, los ensayos con deflectómetro de impacto permiten determinar la eficiencia de la transmisión de cargas en juntas y grietas, estimar la capacidad soporte de la subrasante y establecer el módulo de elasticidad del hormigón, en los pavimentos rígidos y establecer el módulo resiliente de la subrasante y calcular directamente el número estructural efectivo (NEef) de un pavimento flexible.



Un segundo método del tipo no destructivo y que puede utilizarse para diseñar recarpeteos de asfalto sobre asfalto, cuando no se disponga de un deflectómetro de impacto, es el que se basa en mediciones de deflexiones mediante una viga Benkelman, con una carga estática de 40 kN.; de preferencia debe utilizarse el método Canadiense de ensayo (rebound). También se puede diseñar de acuerdo con este método, cuando se miden deflexiones con el deflectómetro Lacroix, el Dynaflect, el Road Rater – Modelo 400 y otros, para lo cual esas mediciones deben transformarse a sus equivalentes en viga Benkelman.

B.5. MÉTODO BASADO EN LA VIDA ÚTIL REMANENTE.

Se basa en el concepto que la repetición de cargas provoca un fatigamiento de la estructura, lo que disminuye su capacidad para soportar solicitaciones adicionales.

Se calcula estableciendo la cantidad acumulada de solicitaciones que ha soportado el pavimento hasta el momento del análisis (EE_p) y las solicitaciones adicionales ($EE_{1,5}$) necesarias para llevar la estructura a un fatigamiento total, es decir hasta que el índice de serviciabilidad alcance a 1,5. La razón entre estos valores, expresada como un porcentaje, es la vida remanente y se expresa como sigue:

$$VR = 100 \frac{1 - EE_p}{EE_{1,5}} \quad (\text{ec. 66}_1)$$

En que:

VR : vida útil remanente (%)

EE_p : ejes equivalentes acumulados a la fecha del análisis

$EE_{1,5}$: ejes equivalentes necesarios para llevar la estructura a un $p_f = 1,5$

El número estructural efectivo (NE_{ef}) puede obtenerse aplicando la siguiente relación, en que NE_o es el número estructural original de la estructura:

$$NE_{ef} = NE_o \cdot (0,5 + 0,096 \cdot VR^{0,385}) \quad (\text{ec. 67}_1)$$

La capacidad estructural de un pavimento determinada por el procedimiento descrito no tiene en consideración ningún trabajo de reposición que se pudiera haber realizado. Por otra parte, presenta una serie de imprecisiones y dificultades, de manera que muchas veces da resultados que se alejan bastante de lo que pudiera parecer razonable.

Consecuentemente, se recomienda usar este procedimiento sólo para estudios a nivel de anteproyecto o más generales y eventualmente para estimar el NE_{ef} al final de un período en diseño por etapas.



SECCION 3.2.3.2.

RECAPADO CON CONCRETO ASFALTICO EN CALIENTE SOBRE OTRO CONCRETO

3.2.3.2.1. ASFALTICO

A. FACTIBILIDAD TÉCNICA

El recarpeteo con una mezcla asfáltica de un pavimento asfáltico es una alternativa factible, excepto cuando del pavimento existente sean tales que obliguen a remover o reemplazar áreas muy extensas. Las principales condiciones que hacen que la alternativa no sea factible son:

- la cantidad de grietas por fatigamiento existentes es tan alta que prácticamente obliga remover parte substancial del pavimento
- presenta un ahuellamiento significativo que podría repetirse después de recarpeteo.
- existe una base tratada que presenta señales de un serio deterioro que obliga a incluir reparaciones muy extensas para asegurar un soporte uniforme de la subrasante.
- Existe una base granular que debe reemplazarse pues evidencia contaminación e infiltración de suelos finos de la subrasante.
- La capa asfáltica presenta pérdidas de áridos por falta de adherencia entre árido y ligante.

B. REPARACIONES PREVIAS

Los siguientes tipos de fallas deben repararse antes de iniciar la colocación del recarpeteo, pues si no se ejecutan la vida útil de la reposición se acortará significativamente:

Tipo de falla	Reparación necesaria
Grietas por fatigamiento	Todas las áreas que presenten grietas por fatigamiento de alta severidad, deben repararse; también las áreas localizadas con grietas de severidad media, salvo que se instale una membrana especial para minimizar la reflexión de grietas. La reparación debe profundizarse en caso que se detecten suelos de baja capacidad soporte en la subrasante.
Grietas lineales	Toda grieta lineal abierta en más de 19 mm debe bachearse. Las grietas abiertas más de 6 mm se deben rellenar con una arena asfalto u otro producto adecuado para rellenar juntas. Si existen grietas transversales se deben tomar precauciones para minimizar su reflexión.
Ahuellamientos	Las huellas deben rellenarse con mezcla asfáltica o deben rebajarse mediante fre-sado, antes de colocar el recarpeteo. Si el ahuellamiento es severo, se debe determinar su origen y actuar en consecuencia.
Irregularidades superficiales	Se debe investigar la causa de toda depresión, levantamiento y corrugación y subsanar el problema; la mayoría de las veces se requiere remover y reemplazar el pavimento.

Cuando se opte por esta alternativa de reposición se deberá preparar la monografía detallada, localizando y cuantificando las áreas que requieren de trabajo previos de acuerdo con lo señalado más arriba.

C. ESPESOR DE RECARPETEO

El espesor requerido para aumentar la capacidad estructural de un camino y permitirle soportar el tránsito futuro, está dado por:



$$NE_{rec} = NE_f - NE_{ef} \quad (\text{ec. 68}_1)$$

En que:

NE_{rec} : número estructural del recarpeteo

NE_f : número estructural necesario para soportar el tránsito futuro

NE_{ef} : número estructural efectivo del pavimento existente

Para determinar el espesor del recarpeteo se deben seguir los siguientes pasos:

C.1. ESTABLECER LAS SOLICITACIONES

Determinar las solicitudes que se acumularán durante el periodo de vida útil proyectado (EE).

En caso de que se vaya a determinar el número estructural efectivo por el método de la vida útil remanente (procedimiento no recomendado para proyectos definitivos), establecer las solicitudes acumuladas a la fecha del análisis (EE_p).

C.2. CARACTERIZAR LA SUBRASANTE

De preferencia determinar el MR representativo de la subrasante mediante retro análisis de mediciones con un deflectómetro de impacto.

Si resultara imposible hacer deflectometría, el MR se puede determinar mediante una prospección de los suelos de la subrasante.

Para el diseño se debe utilizar el promedio de la serie de valores detectados.

C.3. DETERMINAR EL NÚMERO ESTRUCTURAL EFECTIVO

De preferencia, determinar el NE_{ef} mediante el retro análisis de mediciones con un deflectómetro de impacto.

Si resultara imposible hacer deflectometría, el NE_{ef} se puede determinar preparando una monografía detallada de las características del deterioro que presenta la capa y utilizar los coeficientes estructurales que se entregan en la **Tabla 3.2_30**. Al aplicar los valores indicados en la Tabla se debe suponer que mediante trabajos previos al recarpeteo se repararon todas las áreas que presentan anomalías.

C.4. DETERMINAR EL NÚMERO ESTRUCTURAL TOTAL REQUERIDO

El número estructural requerido para las solicitudes previstas se determina como si se tratara de un pavimento nuevo, haciendo abstracción del pavimento existente. En los tres pasos previos se caracterizaron las solicitudes y la subrasante, por lo que sólo falta definir los índices de serviciabilidad inicial y final, y el nivel de confianza, para contar con todos los antecedentes que permiten determinar el número estructural (NE_f) necesario para soportar el tránsito previsto.

El NE_f se determina tal como se señala para un pavimento nuevo.



C.5. NÚMERO ESTRUCTURAL DEL RECARPETEO

De acuerdo con la ec. 68_1 el número estructural del recarpeteo es: $NE_{rec} = NE_f - NE_{ef}$, es decir, la diferencia entre el valor calculado en el Numeral 4 menos el determinado en el Numeral 3.

En cuanto a estructuración, se recomienda, salvo que el pavimento existente se encuentre en muy buen estado (prácticamente sin deterioro), distribuir el NE_{rec} al menos en dos capas; la inferior debe ser una base tratada con asfalto o si existe un agrietamiento significativo, una mezcla de graduación abierta.

Tabla 3.2_30. COFICIENTES ESTRUCTURALES RECOMENDADOS PARA PAVIMENTOS EXISTENTES

CAPA	CONDICION SUPERFICIAL	COEFICIENTE
Capa	Poco o casi nada de grietas de fatiga y/o grietas transversales ancho ≤ 6 mm	0,35 a 0,40
	<10% grietas de fatiga de severidad baja y/o < 5% grietas transversales ancho < 6 mm	0,35 a 0,40
	>10% grietas de fatiga de severidad baja y/o <10% grietas de fatiga de severidad media y/o >5-10% grietas transversales ancho > 6 mm	0,20 a 0,30
	> 10% grietas de fatiga de severidad media y/o < 10% grietas de fatiga de severidad alta y/o > 10% grietas transversales ancho > 6 mm	0,14 a 0,20
	> 10% grietas de fatiga de severidad alta y/o > 10% grietas transversales ancho > 19 mm	0,08 a 0,15



Base tratada	Poco o casi nada de grietas de fatiga y/o sólo grietas transversales de ancho ≤ 6 mm	0,20 a 0,35
	<10% grietas de fatiga de severidad baja y/o < 5% grietas transversales ancho < 6 mm	0,15 a 0,25
	>10% grietas de fatiga de severidad baja y/o <10% grietas de fatiga de severidad media y/o >5-10% grietas transversales ancho > 6 mm	0,15 a 0,20
	> 10% grietas de fatiga de severidad media y/o < 10% grietas de fatiga de severidad alta y/o > 10% grietas transversales ancho > 6 mm	0,10 a 0,20
	> 10% grietas de fatiga de severidad alta y/o > 10% grietas transversales ancho > 19 mm	0,08 a 0,15
Bases y subbases Granulares	Sin evidencias de surgencia de finos, degradación o contaminación con finos.	0,10 a 0,14
	Con alguna evidencia de surgencia de finos, degradación o contaminación con finos	0,00 a 0,10

D. ESPESORES DE RECARPETEO USANDO MEDIDAS DE DEFLEXIONES

La segunda mejor opción para lograr un buen diseño del recarpeteo, es medir deflexiones mediante una viga Benkelman u otro equipo similar, siempre que las mediciones se transformen a sus equivalentes de viga Benkelman.

Realizadas las mediciones se procede como sigue, de acuerdo con el procedimiento preparado por el Instituto del Asfalto, USA (The Asphalt Institute, TAI):

- normalizar las mediciones por temperatura utilizando los gráficos que entrega el propio método o medidas de corrección propias, derivadas de experiencias previas. También es necesario hacer ajustes estacionales cuando las mediciones no fueron realizadas durante el periodo más crítico del año; estos ajustes se hacen según criterios derivados de experiencias previas basadas en los resultados de programas de medición que se extienden todo el año (secciones de control).
- agrupar las deflexiones medidas según correspondan a zonas de cortes, zonas de terraplenes, tipo de drenaje, condiciones del pavimento, etc.
- la deflexión representativa de un tramo homogéneo es igual al valor promedio de la serie más dos desviaciones estándar (corresponde, aproximadamente al percentil 97,7%).
- el espesor del recarpeteo requerido se determina con la siguiente relación, que es función de la deflexión representativa y del tránsito expresado en ejes equivalentes (en millones)



$$h = \left[\left(1,216 \cdot R^2 \cdot T^{0,4876} - 1 \right) \frac{4,430}{R^{2/3}} \right]^{0,5} \quad (\text{ec. 69}_1)$$

En que:

T : Tránsito (EE millones).

R : Deflexión Representativa (mm)

h : Espesor de recarpeteo (mm)

Nota: la **ecuación 69_1** corresponde a una simplificación de los ábacos y gráficos desarrollados por el TAI; produce diferencias menores del 5% para tránsitos superiores a 3 millones de EE y deflexiones superiores a 3,0 mm. Para deflexiones menores que 3 mm las diferencias no superan el 0,2%. Debe considerarse que, en general, cuando las deflexiones superan los 2,5 mm es preferible reconstruir completamente el pavimento.

El siguiente ejemplo ilustra el procedimiento a seguir, suponiendo que se dispone de los siguientes datos básicos:

tránsito solicitante: T = 2,5 EE (millones)

- medidas de la deflexión:

Km	Deflexión (mm)	Km	Deflexión (mm)
0,00	0,75	0,40	1,08
0,10	0,92	0,60	1,15
0,15	0,80	0,70	0,95
0,20	1,20	0,80	1,20
0,30	1,10	0,90	1,12

- de los antecedentes de la Tabla precedente, se concluye lo siguiente:

deflexión promedio: D = 1,024 mm

desviación estándar: S = 0,162 mm

deflexión representativa (D + 2 S) : R = 1,347 mm

- según la **ec. 69_1** resulta h = 94 mm.

Si fuera necesario para el diseño relacionar deflexiones medidas con una viga Benkelman o deflectómetro Lacroix con las correspondientes a un deflectómetro de impacto (FWD), se sugiere utilizar la siguiente expresión:

$$D_{vb} = 1,16 D_0 \quad (\text{ec. 70}_1)$$

en que:

D_{vb} : deflexión viga Benkelman

D₀ : deflexión con deflectómetro de impacto.



3.2.3.2.2. RECAPADO CON CONCRETO ASFÁLTICO EN CALIENTE SOBRE PAVIMENTO RÍGIDO (BLACK TOPPING)

El **Blacktopping** es un recubrimiento de concreto asfáltico construido sobre un pavimento rígido existente. Se diseña considerando una fuerte unión entre las dos capas, minimizando la necesidad de un espesor adicional.

A. FACTIBILIDAD TÉCNICA

El Recarpeteo con una mezcla asfáltica sobre un pavimento de hormigón es una alternativa factible, excepto cuando las condiciones del pavimento existente sean tales que obliguen a reparaciones y/o remociones de áreas muy extensas. Las principales condiciones que harían que la alternativa no fuera factible serían:

- la cantidad de losas severamente agrietadas y la cantidad de juntas deterioradas es tan alta que prácticamente se deba remover parte substancial del pavimento.
- Existe un deterioro significativo debido a problemas de durabilidad del árido (este problema es de muy rara ocurrencia en el país).
- Se presentan problemas para mantener el gálibo mínimo exigido debajo de pasos inferiores.

No se recomienda una reposición que considere una capa separadora granulada tipo base, entre el pavimento de hormigón y la nueva capa asfáltica, salvo que el espesor de la base sea mayor que unos 400 mm. En tal caso, se debe aplicar el procedimiento descripto para nuevos eventos y no considerar aporte alguno al pavimento de hormigón existente.

B. ESPESOR DE RECAPADO

El siguiente procedimiento, que transforma el pavimento de hormigón en un equivalente a capa asfáltica, sólo debe aplicarse en las condiciones que aquí se señalan y necesariamente debe incluir una capa de una mezcla asfáltica de graduación abierta para controlar la reflexión de grietas. El procedimiento se ajusta a criterios probados con éxito en el país y no necesariamente concuerda con lo señalado en el método AASHTO.

En atención a que el pavimento de hormigón existente se asimila a un pavimento asfáltico, el diseño es similar al presentado en el Numeral correspondiente al Recarpeteo de Asfalto sobre Asfalto; por lo tanto se emplea la **ecuación 68_1**.

$$NE_{rec} = NE_f - NE_{ef}$$

en que:

NE_{rec} : Número estructural del recarpeteo

NE_f : Número estructural necesario para soportar el tránsito futuro

NE_{ef} : Número estructural efectivo equivalente del pavimento de hormigón existente

Para determinar el espesor del recarpeteo se deben seguir los siguientes pasos:

C. ESTABLECER LAS SOLICITACIONES

Determinar las solicitaciones que se acumularán durante el periodo de vida útil proyectado (EE) utilizando factores de equivalencia correspondientes a hormigón.



D. CARACTERIZAR LA SUBRASANTE

De preferencia determinar el MR representativo de la subrasante mediante retroanálisis de mediciones con un deflectómetro de impacto.

Si resultara imposible hacer deflectometría, el MR se puede determinar mediante una prospección de los suelos de la subrasante.

Para diseñar se debe utilizar el promedio de la serie de valores detectados.

E. TRANSFORMAR EL PAVIMENTO DE HORMIGÓN A UN NÚMERO ESTRUCTURAL EFECTIVO EQUIVALENTE.

Se debe preparar una monografía detallada de las características del deterioro que presenta el pavimento y utilizar los factores de conversión a espesor efectivo que se entregan en la **Tabla 3.2_31**. Estos factores, multiplicados por los espesores correspondientes y por 0,43, coeficiente estructural del concreto asfáltico dan el Número Estructural Efectivo Equivalente. Para aplicar esta Tabla se debe suponer que mediante trabajos previos al recarpeteo se repararon todas las áreas que presentan anomalías.

Tabla 3.2_31. FACTORES DE CONVERSION PARA TRANSFORMAR EL ESPESOR DEL PAVIMENTO EXISTENTE A ESPESOR EFECTIVO

Tipo	Descripción	Coeficiente
I	a) Subbase o Base Granulares (CBR $\geq$ 20%)	
	Si IP $\leq$ 6	0,3
	Si IP $>$ 6	0,2
		0,2 a 0,3
	b) GTC o Suelo Cemento (IP $<$ 10) usados como bases o subbases	
II	a) Base Granular; material granular no plástico de alta calidad.	0,4 a 0,5
	b) Mezclas Asfálticas; agrietadas, fragmentadas a lo largo de las grietas, apreciable ahuellamiento, con alguna evidencia de inestabilidad.	0,3 a 0,5
	c) Pavimento de hormigón; quebrado en trozos (máxima dimensión = 600 mm), antes de colocar una capa encima:	
	Si existe subbase	
	Si losa se apoya en subrasante	0,4 a 0,5
	d) Bases de Suelo-Cemento; muy agrietadas, evidenciado por las reflexiones de grietas, Pumping o inestabilidad.	0,3 a 0,4
		0,3 a 0,5
III	a) Carpetas de rodadura y bases asfálticas; muy agrietadas, sin que estén fragmentadas, exhiben alguna deformación pero son esencialmente estables.	0,5 a 0,7
	b) Pavimento de hormigón; muy agrietado y escalonado, que no pueden inyectarse para estabilizarlos en forma efectiva. Con fragmentos de losa (de 1 a 4 m ²), bien asentados en la subrasante con rodillos neumáticos pesados.	
	c) Bases de Suelo-Cemento; con pequeñas grietas evidenciadas por la reflexión, bajo Superficies estables.	0,5 a 0,7
		0,5 a 0,7



IV	a) Capa de Rodadura tipo Concreto Asfáltico; con grietas finas, deformaciones leves, pero estable. b) Mezclas asfaltos líquidos; estables, sin grietas, sin exudación, deformaciones leves. c) Bases asfálticas. d) Pavimento de hormigón; estable por inyección de algunas grietas, trozos mayores a 1 m ²	0,7 a 0,9
V	a) Concreto asfáltico; incluyendo capa intermedia, sin grietas y con deformaciones leves b) Pavimento de hormigón; estable, y no agrietado. c) Base de pavimento de hormigón; bajo superficie asfáltica estable, sin pumping, poca reflexión de grietas.	0,9 a 1,0

También el número estructural existente se podrá calcular con las siguientes expresiones:

$$D_{vb} = D_0 - 6,264/ES \quad (\text{ec. 71}_1)$$

En que:

D_{bv} : deflexión del pavimento medido con Viga Benkelman (mm)

D_0 : deflexión absoluta del pavimento o deflexión FWD

E_s : módulo del suelo de subrasante (MPa)

$$NE_{ef} = 10,789 \times D_{vb} - 0,421 \quad (\text{ec. 72}_1)$$

F. DETERMINAR EL NÚMERO ESTRUCTURAL TOTAL REQUERIDO

El número estructural requerido para las solicitaciones previstas se determina como si se tratara de un pavimento nuevo, haciendo abstracción del pavimento existente. En los tres pasos previos se caracterizaron las solicitaciones y la subrasante, por lo que sólo falta definir los índices de serviciabilidad inicial y final, y el nivel de confianza, que se debe adoptar para contar con todos los antecedentes que permiten determinar el número estructural (NE_f) necesario para soportar el tránsito previsto.

El NE_f se determina tal como se señala para un pavimento nuevo.

G. NÚMERO ESTRUCTURAL DEL RECARPETEO

De acuerdo con la **ec. 68_1** el número estructural del recarpeteo es: $NE_{rec} = NE_f - NE_{ef}$, es decir, la diferencia entre el valor calculado en el Párrafo 4 menos el determinado en el Párrafo 3.

En cuanto a estructuración, siempre se debe colocar directamente sobre el pavimento de hormigón, después de realizadas las reparaciones previas y colocado un riego de liga, una capa conformada por una mezcla asfáltica de graduación abierta. Para caminos en zonas suburbanas donde existe un tránsito significativo de camiones pesados, el espesor total de las capas que conforman el recarpeteo no debe ser inferior a unos 120 mm.

3.2.3.2.3. RECAPADO CON CONCRETO ASFALTICO EN CALIENTE SOBRE ADOQUINES

Indicados anteriormente.



3.2.3.2.4. PAVIMENTO RIGIDO SOBRE CONCRETO ASFALTICO (WHITE TOP-PING)

El **Whitetopping** es un recubrimiento de hormigón de cemento portland construido sobre un pavimento asfáltico existente. Se diseña considerando una fuerte unión entre las dos capas, minimizando la necesidad de un espesor adicional.

A. FACTIBILIDAD TÉCNICA

La reposición de un pavimento asfáltico mediante un pavimento de hormigón es una alternativa adecuada tanto para mejorar su capacidad estructural como funcional. Se puede aplicar prácticamente cualesquiera sean las condiciones en que se encuentran el pavimentos asfáltico y es especialmente ventajosa cuando él se encuentra muy deteriorado.

Asimismo, si el plazo de construcción fue crítico, se pueden utilizar hormigones para entrega acelerada al tránsito. Las principales condiciones que haría que la alternativa no fuera factible serían:

- el nivel del deterioro del pavimento existente no es importante de manera que otras alternativas pudieran resultar económicamente más convenientes.
- resulta un galibo vertical inadecuado y obliga a modificar muchas estructuras de drenaje y elementos de seguridad vial.
- el pavimento pudiera experimentar grandes deformaciones, hundimientos o asentamientos.

B. REPARACIONES PREVIAS

Las reparaciones que requiere este tipo de solución son las mínimas, debiéndose tener en consideración solamente lo siguiente:

Tipo de Falla	Reparación Necesaria
Grietas por fatigamiento	No requieren reparación, sólo se deben bachear las áreas que presenten deflexiones altas.
Grietas transversales	No requieren reparación.
Surgencia de finos y pérdida superficial de áridos	Colocar drenes de pavimento. Remover la capa que está experimentando la pérdida de áridos, siempre que sea de alta severidad
Asentamientos	Nivelar con concreto asfáltico.

La reflexión de grietas no es, en general, un problema a considerar en esta solución. Sin embargo, si el pavimento asfáltico presenta grietas transversales severas de origen térmico, es conveniente analizar la conveniencia de colocar algún elemento separador, como un geotextil, sobre la zona de la grieta.

Cuando se opte por esta alternativa de reposición se deberá preparar una monografía detallada localizando y cuantificando las áreas que requieren de trabajo previos de acuerdo con lo señalado más arriba.

C. ESPESOR DEL RECARPETEO

El espesor requerido se calcula tal como si fuera un pavimento nuevo teniendo en consideración la capacidad de soporte de la subrasante incluyendo el aporte de la capa asfáltica.

Los pasos a seguir para determinar el espesor necesario, son los que se señalan a continuación:

C.1. ESTABLECER LAS SOLICITACIONES

Determinar las solicitudes que se acumularán durante el periodo de vida útil proyectado (EE).



C.2. CARACTERIZAR LA SUBRASANTE

De preferencia determinar el k representativo de la subrasante mediante retro análisis de mediciones con un deflectómetro de impacto. Este parámetro se determina de acuerdo con los procedimientos y criterios señalados en los ensayos no destructivos.

Otro procedimiento para determinar el k es mediante ensayos con placa de carga.

Por último, si resultara imposible contar con alguno de los métodos de auscultación señalados, el k se puede determinar mediante una prospección de los suelos de la subrasante.

Para diseño se debe utilizar el promedio de la serie de valores detectados.

C.3. CALCULAR EL ESPESOR LA LOSA REQUERIDO

El espesor de losa para las solicitaciones previstas se determina como si se tratara de un pavimento nuevo; el pavimento existente sólo sirve para evaluar el coeficiente de roce en la interface asfalto – hormigón. En los pasos previos se caracterizaron las solicitaciones y la subrasante, por lo que falta por definir los demás parámetros que intervienen en los cálculos.

3.2.3.2.5. PAVIMENTO RÍGIDO SOBRE OTRO PAVIMENTO RÍGIDO (ADHERIDO Y NO ADHERIDO)

A. REPOSICIÓN DE PAVIMENTOS DE HORMIGÓN CON HORMIGÓN NO ADHERIDO

A.1. FACTIBILIDAD TÉCNICA

El procedimiento se refiere al diseño de un pavimento de hormigón a coloca sobre un pavimento de hormigo existente, del que aísla mediante una capa de mezcla asfáltica que impide la adherencia entre hormigón antiguo y el nuevo.

La técnica contempla conservar básicamente las losas del pavimento tal como se encuentran, sólo sometiéndolas a un mínimo de trabajos previos. Consecuentemente, no se incluye la descripción de otros procedimientos para tratar losas severamente deterioradas, tales como quebrarlas y asentarlas, quebrarlas y estabilizar los trozos o pulverización completa (rubblizing).

Por otra parte el procedimiento que se describe no es aplicable cuando se utilizan capas granulares para separar el pavimento antiguo de nuevo. En ese caso la nueva losa debe calcularse como un pavimento de hormigón nuevo apoyado sobre una base granulada y en ningún caso, como una losa no adherida al anterior pavimento.

El valor de k a utilizar en ese caso es difícil de determinar pero, dependiendo de la capacidad soporte de la subrasante, se recomiendan valores comprendidos entre 55 y 110 MPa/m. salvo situaciones especiales en climas desérticos, la solución debe complementarse con la colocación de drenes de pavimento que aseguren la evacuación rápida de las aguas que llegan a la base.

La reposición de un pavimento de hormigón (u hormigón previamente recubierto con una capa asfáltica) con losas de hormigón no adheridas, es una alternativa prácticamente para cualquier condición. Sin embargo, debido a que requiere pocas reparaciones previas, normalmente su mayor aplicación es cuando el pavimento existente se encuentra seriamente deteriorado.

Las condiciones que harían que esta solución no resultara factible son:

- la cantidad de losas que presentan grietas y juntas deterioradas y con saltaduras no es tan significativa, de manera que otras alternativas pudieran más económicas.
- El pavimento existente está expuesto a experimentar asentamientos o deformaciones significativas.
- Se presentan problemas para mantener al galibo mínimo exigido debajo de pasos inferiores.



A.2. REPARACIONES PREVIAS

Una gran ventaja de la solución de reposición mediante losas no adheridas es que los requerimientos de reparaciones previas del pavimento existente son mínimas. Sin embargo, esta solución no puede utilizarse como un “puente” para saltarse zonas localizadas con capacidad soporte reducida o no uniforme. Los deterioros que deben repararse antes de colocar las losas no adheridas, con el propósito de prevenir la reflexión de grietas, son los siguientes:

Tipo de Falla	Reparación Necesaria
Grietas que trabajan	No requieren reparación.
Juntas saltadas	No requieren reparación.
Surgencia de finos	Se deben instalar drenes de pavimento.
Losas hundidas	Nivelar con mezclas asfálticas o reconstruir la losa.
Mala transferencia de cargas en juntas y grietas.	No requieren reparación. Si existen muchas juntas o grietas en esta condición, considerar una capa asfáltica separadora de mayor espesor.

Salvo cuando existe una muy mala transferencia de cargas en las juntas y grietas, el espesor de la capa asfáltica separadora debe estar comprendido entre 25 y 50 mm, pero en todo caso debe ser algo mayor que la altura del escalonamiento de juntas que presente el pavimento a reponer. Donde la transferencia de cargas en juntas y grietas sea inadecuada, inferior al 50%, se debe colocar una capa separadora de espesor mínimo 50 mm.

Cuando se opte por esta alternativa de reposición se deberá preparar una monografía detallada localizando y cuantificando las áreas que requieren de trabajo previo de acuerdo con lo señalado más arriba.

A.3. ESPESOR DEL RECARPETEO

El espesor que requiere una losa de hormigón no adherida con el pavimento de hormigón a reponer, es función de la capacidad estructural necesaria para soportar las solicitaciones previstas y de la capacidad estructural del pavimento existente. El espesor del recarpeteo se determina con la siguiente relación:

$$D_{rep} = (Df_2 - D_{ef}^2)^{0,5} \quad (\text{ec. 73}_1)$$

En que:

D_{rep} : Espesor de la losa de reposición

D_f : Espesor de la losa, necesario para soportar el tránsito futuro

D_{ef} : Espesor efectivo del pavimento de hormigón existente

A.3.1. ESTABLECER LAS SOLICITACIONES

Determinar las solicitaciones que se acumularán durante el periodo de vida útil proyectado (EE), utilizando factores de equivalencia correspondientes a hormigón.

A.3.2. CARACTERIZAR LA SUBRASANTE

De preferencia determinar el k representativo de la subrasante mediante retro análisis de mediciones con un deflectómetro de impacto. Este parámetro se determina de acuerdo con los procedimientos y criterios señalados en los ensayos no destructivos.

Otro procedimiento para determinar el k es mediante ensayos con placa de carga. El ensayo debe realizarse de preferencia retirando algunas losas para ensayar directamente sobre la base; en su defecto también pueden ensayarse a un costado del pavimento removiendo el espesor equivalente a la banquina.



Por último, si resultara imposible contar con alguno de los métodos de auscultación señalados, el k se puede determinar mediante una prospección de los suelos de la subrasante.

Para diseño se debe utilizar el promedio de la serie de valores detectados.

A.3.3. CALCULAR EL ESPESOR DEL PAVIMENTO DEL HORMIGÓN REQUERIDO PARA EL TRÁNSITO PREVISTO

El espesor de losas requerido por el nivel solicitaciones previstas se determina como si fuera un pavimento nuevo, haciendo abstracción de la existencia del pavimento antiguo, salvo por la base, que debe evaluarse en lo que respecta a su módulo elástico, coeficiente de roce y coeficiente de drenaje; su aporte se incorpora al diseño estructural. Los demás parámetros son los mismos que se utilizarían para diseñar un pavimento nuevo.

A.3.4. CALCULAR EL ESPESOR EFECTIVO DE LAS LOSAS DEL PAVIMENTO EXISTENTE (D_{ef})

Se debe preparar una monografía detallada de los siguientes deterioros que presente el pavimento:

- número de juntas de contracción deterioradas por km.
- número de grietas transversales deterioradas por km.
- número de juntas excepcionalmente anchas (más de 25 mm de ancho) por km.
- superficie por km cubierta por parches asfálticos de todo el espesor y que abarcan a lo menos una pista completa.
- evidencias de surgencia de finos y/o de agua y de escalonamiento de juntas.

El espesor efectivo (D_{ef}) del pavimento existente, de hormigón o compuesto por hormigón más un recubrimiento asfáltico, se determina con las siguientes expresiones:

$$D_{ef} = F_{jg} \cdot D \quad (\text{ec } 74_1)$$

$$F_{jg} = 1,77 \cdot 10^{-6} (JYG)^2 - 9,6 \cdot 10^{-4} (JYG) + 0,9917 \quad (\text{ec.75_1})$$

En que:

- F_{jg} : Factor de ajuste por juntas y grietas deterioradas, según **ec.75_1**
- JYG : Número de juntas y grietas transversales deterioradas y no reparadas y otras discontinuidades por km.
- D : Espesor (mm) del pavimento existente (el espesor a utilizar en la fórmula no debe ser mayor que 250 mm, aun cuando sea efectivamente mayor; el espesor de una eventual capa asfáltica, no se considera).



También el espesor efectivo puede estimarse de acuerdo con el método de la vida útil remanente; con la ecuación correspondiente; se determina VR (%) y luego D_{ef} con la siguiente ecuación:

$$D_{ef} = D \cdot (0,5 + 0,096 \cdot VR_{0,358}) \quad (\text{ec } 76_1)$$

El procedimiento descrito conlleva una serie de imprecisiones de manera que eventualmente los resultados que se obtienen pudieran alejarse bastante de lo parece razonable; se recomienda usarlo sólo para estudios a nivel de anteproyecto o más generales.

A.3.5. DETERMINAR EL ESPESOR NECESARIO

El espesor requerido (D_{rep}) se calcula con la **ec. 77_1**.

$$D_{rep} = (D_f^2 - D_{ef}^2)^{0,5} \quad (\text{ec. } 77_1)$$

En que:

D_{rep} : Espesor de la losa de reposición

D_f : Espesor de la losa, necesario para soportar el tránsito futuro

D_{ef} : Espesor efectivo del pavimento de hormigón existente

3.2.3.2.6. REPOSICIÓN DE PAVIMENTOS DE HORMIGÓN CON HORMIGÓN ADHERIDO

Este procedimiento se refiere al diseño de losas de hormigón que se construyen de manera que se adhieran al pavimento de hormigón a reponer. Para lograr este objetivo se debe previamente reparar las áreas deterioradas, mejorarse el subdrenaje, si es necesario y preparar la superficie para asegurar la adherencia requerida entre el hormigón antiguo y el nuevo. El éxito de este tipo de solución depende en gran medida del grado de adherencia que se logre, de manera que deben tomarse todas las medidas para tener un alto grado de confianza que la unión se producirá efectivamente.

La superficie existente debe limpiarse y hacerse rugosa, mediante medios mecánicos que remuevan la capa más superficial, sin dañar el hormigón y deben aplicarse procedimientos como humedecer la superficie, colocar una lechada de cemento y mortero, usar productos epóxicos u otros.

La reposición con losas adherida requiere que previamente se reparen completamente: todas las grietas que están trabajando, las juntas que presentan saltaduras, cualquier parche asfáltico deteriorado y se coloquen drenes de pavimento, cuando resulten necesarios y se nivelen las losas asentadas, de manera que es una buena solución sólo cuando el pavimento no se encuentre muy deteriorado.

En consideración a que prácticamente, se carece de experiencia en el país para este tipo de solución y a que las reparaciones previas y adherencia entre hormigón antiguo y nuevo, son fundamentales para su buen desempeño, esta solución debe utilizarse únicamente con la autorización previa de la Dirección de Vialidad y el diseño respaldarse con estudios especiales que garanticen las condiciones señaladas.

3.2.3.2.7. PAVIMENTO ASFALTICO SOBRE EMPEDRADO

Como parte del mejoramiento en el nivel de servicio que brindan los pavimentos tipo empedrado, muchos tramos son posteriormente recubiertos con una carpeta asfáltica, pasando el empedrado a oficiar de BASE para la misma y el terreno sobre el cual se construyó el empedrado de SUB-BASE.



Para el dimensionamiento del espesor de la Carpeta Asfáltica a implantarse sobre el empedrado, no existen métodos estudiados disponibles que nos permitan determinar y justificar los coeficientes de aporte estructural de este tipo de pavimento. Por esta razón, una práctica común entre los ingenieros consultores, consiste en asemejar la capa de empedrado a una base de suelo agregado, mediante el cual se puede asignar un coeficiente de aporte estructural al mismo, para posteriormente utilizar el método AASHTO para el cálculo del espesor de la capa asfáltica, para la vida útil pretendida en el proyecto.

El hecho de no disponer métodos estudiados en nuestro País, debería ser un aliciente para las instituciones encargadas de las Obras Públicas como ser MOPC, Gobernaciones, Municipios para que conjuntamente con las Universidades, en particular las Facultades de Ingeniería, se puedan llevar a cabo investigaciones que permitan determinar los aportes estructurales para diferentes tipos de bases y de piedras utilizadas en el País. Uno de ellos podría ser el método del “Plato de Carga”.

3.2.3.2.8. OTRAS COMBINACIONES QUE PUEDEN SER UTILIZADAS PARA MEJORAMIENTO Y REHABILITACIÓN DE CALZADAS:

- lechadas asfálticas s/ carpeta asfáltica
- micro pavimento sobre concreto asfáltico
- concreto asfáltico sobre empedrado
- pavimento rígido sobre empedrado
- concreto asfáltico sobre calzadas estabilizadas
- pavimento rígido sobre calzadas ESTABILIZADAS

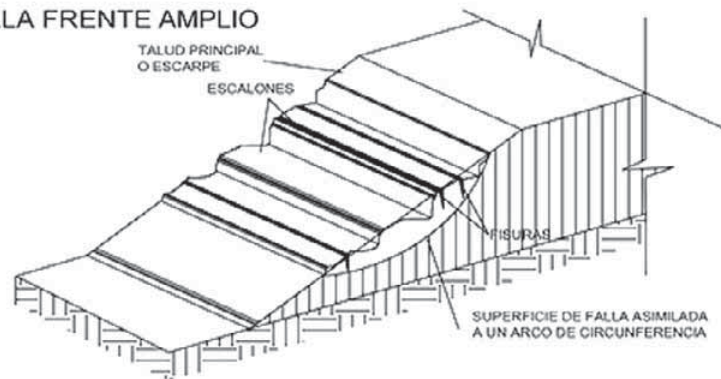
ANEXO – GRÁFICOS



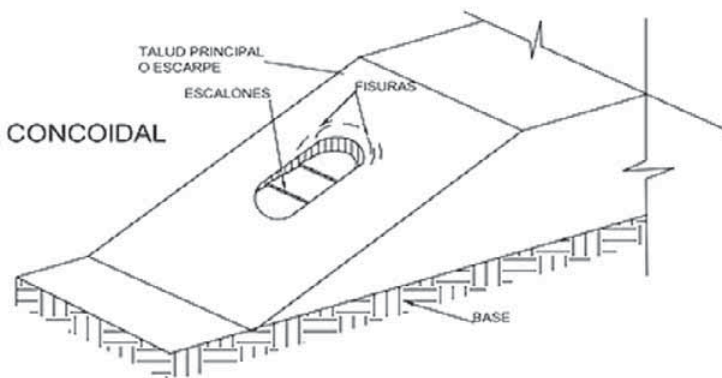
GRÁFICO 1_1

FALLAS DE TALUD DE CORTE EN SUELO

FALLA FRENTE AMPLIO



FALLA CONCOIDAL



FALLA TRASLACIONAL

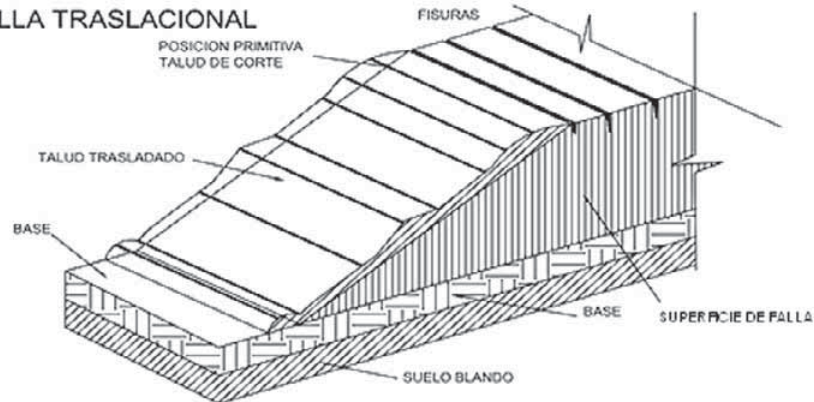




GRÁFICO 2_1

MÉTODO GRÁFICO PARA EL CÁLCULO DE FACTOR DE SEGURIDAD AL DESLIZAMIENTO

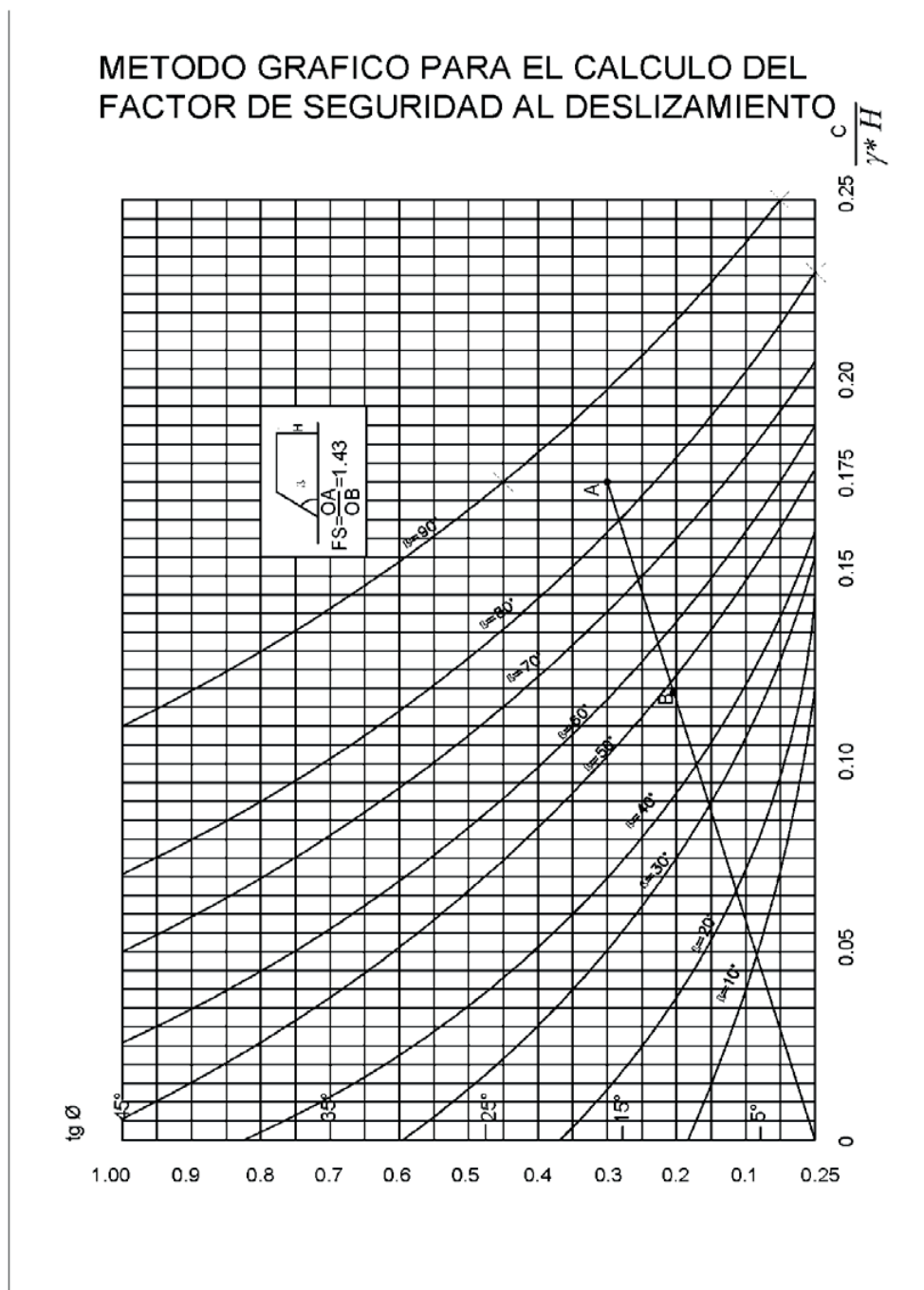




GRÁFICO 3_1

GRÁFICO PARA DETERMINAR EL ESPESOR MÍNIMO DE MATERIAL FILTRO DE PROTECTOR DE TALUD

GRAFICO PARA DETERMINAR EL ESPESOR MINIMO DE MATERIAL FILTRO DE PROTECCION TALUD

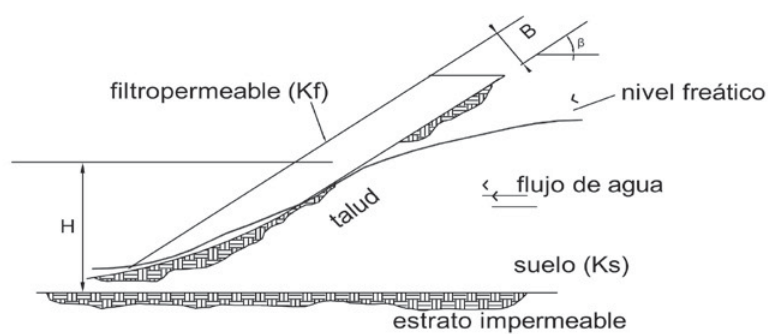
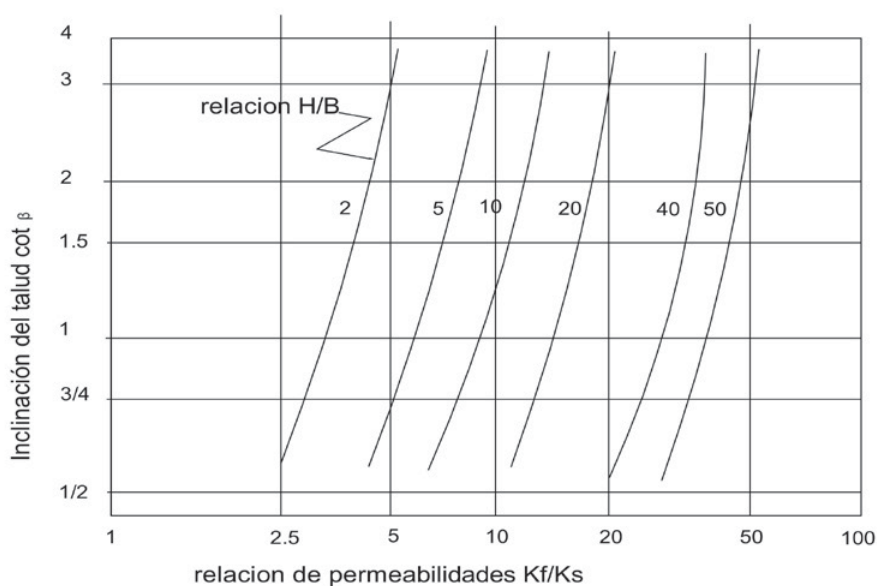


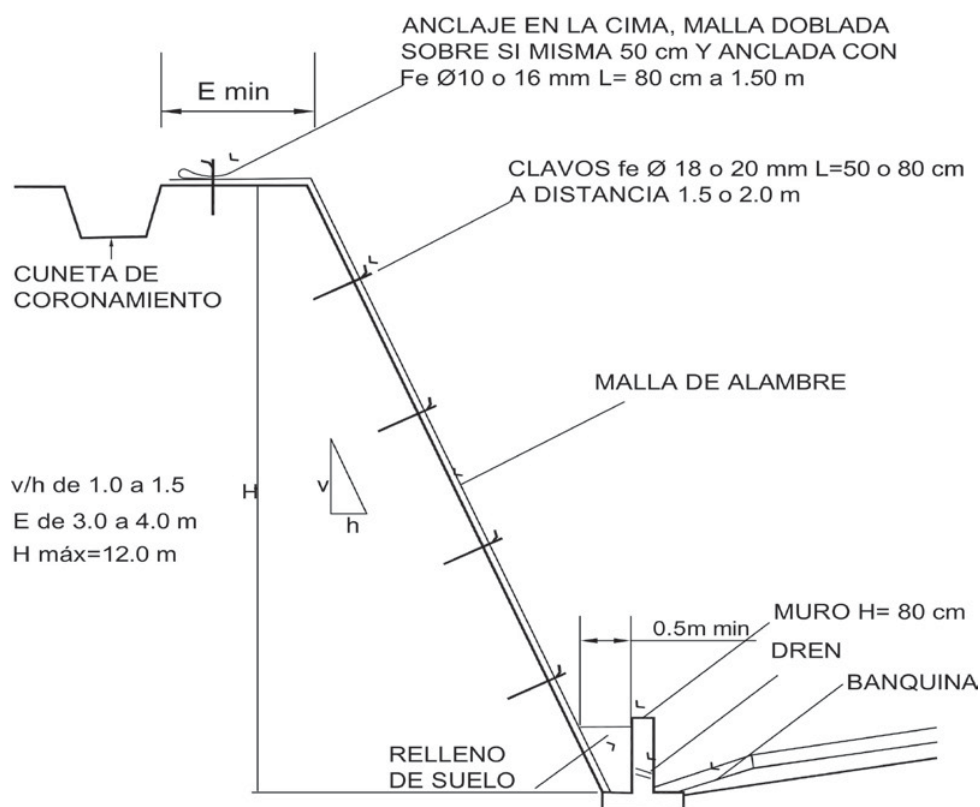


GRÁFICO 4_1

PROTECCIÓN EN SUELO COMPACTO DE CONTRATALUD CON MALLA DE ALAMBRE

PROTECCION EN SUELO COMPACTO DE CONTRATALUD CON MALLA DE ALAMBRE

CROQUIS ESQUEMATICO



LA MALLA DE ALAMBRE CORRESPONDE A UN TEJIDO DE 8x10 cm CON ALAMBRE GALVANIZADO ESPESOR 3.0 mm Y CON UNA CARGA A LA ROTURA DE MAS DE 5700 Kg/m

REFUERZO DE CONTRATALUD CON MALLA DE ALAMBRE ROCA FRACTURADA

557 |



GRÁFICO 6_1

PROTECCIÓN DE CONTRATALUD CON MALLA DE ALAMBRE Y HORMIGÓN PROYECTADO

PROTECCION DE CONTRATALUD CON MALLA DE ALAMBRE Y HORMIGON PROYECTADO

CROQUIS ESQUEMATICO

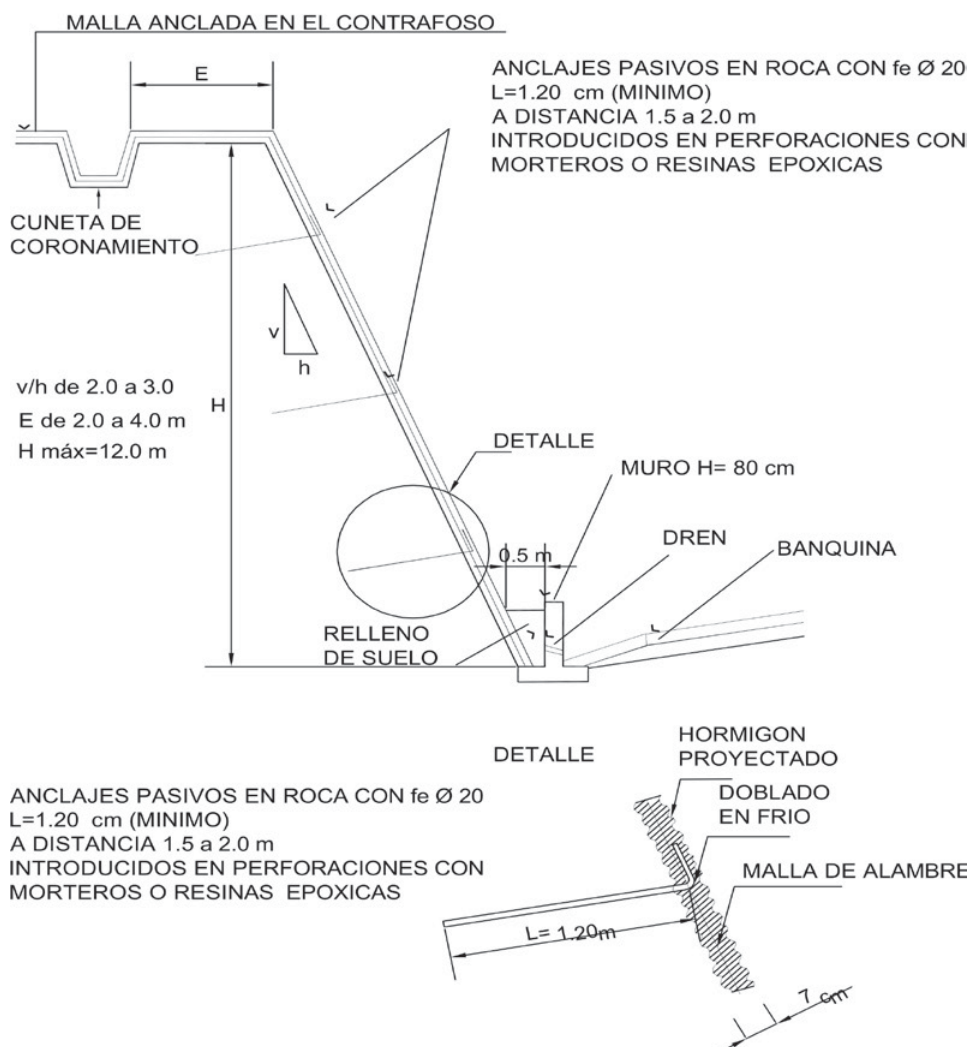




GRÁFICO 7_1

PROTECCIÓN CONTRATALUD SEMBRADO SOSTENIDO EN BARRO VEGETAL Y MALLA

PROTECCION CONTRATALUD SEMBRADO SOSTENIDO EN BARRO VEGETAL Y MALLA CROQUIS ESQUEMATICO

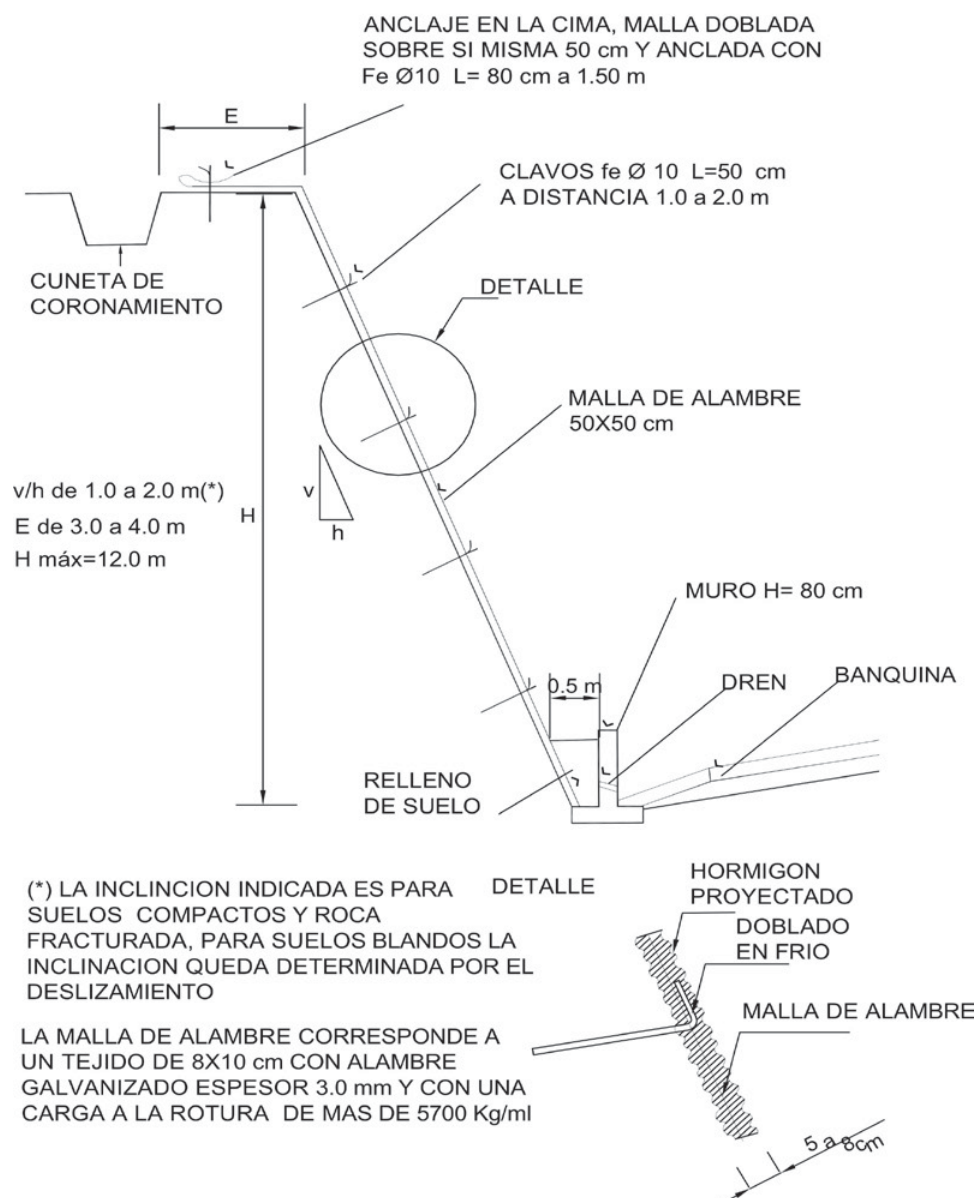




GRÁFICO 8_1

CONTRATALUDES EN CORTES ALTOS CON ESCALONAMIENTO SUELOS Y ROCAS

CONTRATALUDES EN CORTES ALTOS CON ESCALONAMIENTO SUELOS Y ROCAS

CROQUIS ESQUEMATICO

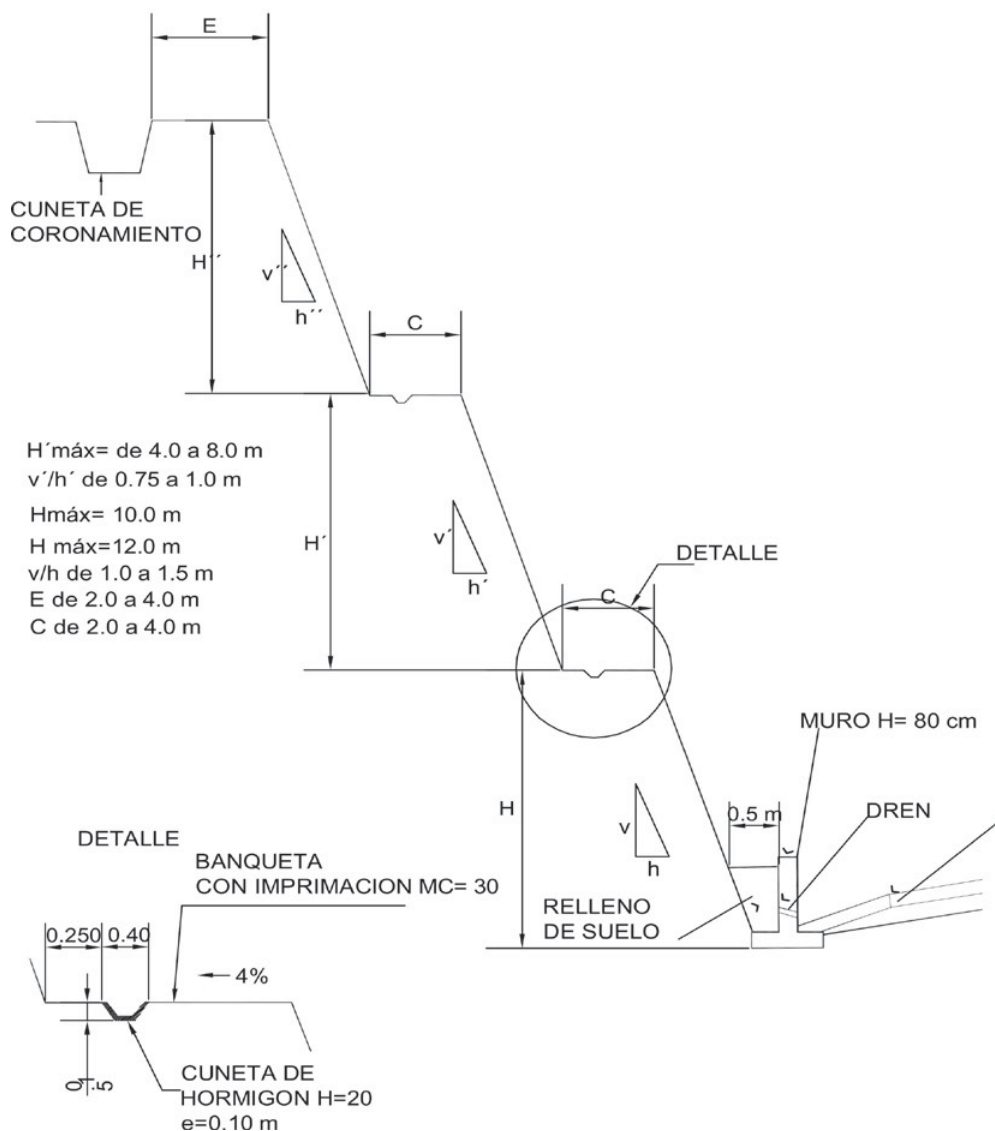




GRÁFICO 9_1

EJEMPLO DE FALLA DE TERRAPLENES EJEMPLO DE FALLA DE TERRAPLENES

Figura a) EROSION Y DESLIZAMIENTOS LOCALES

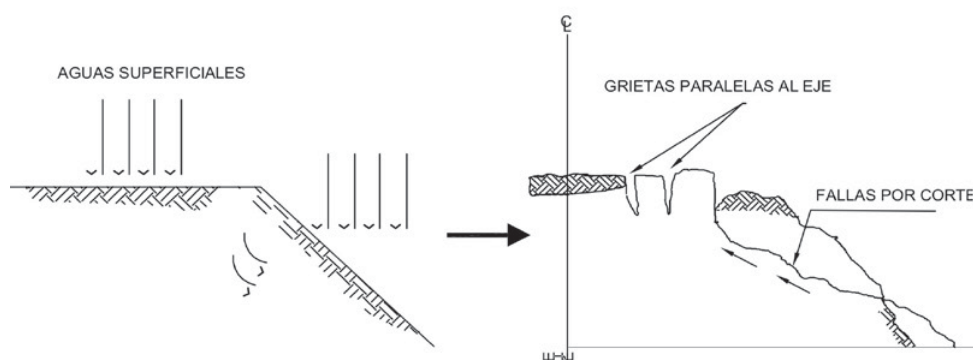


Figura b) CONSTRUCCION DE TERRAPLENES EN LADERAS

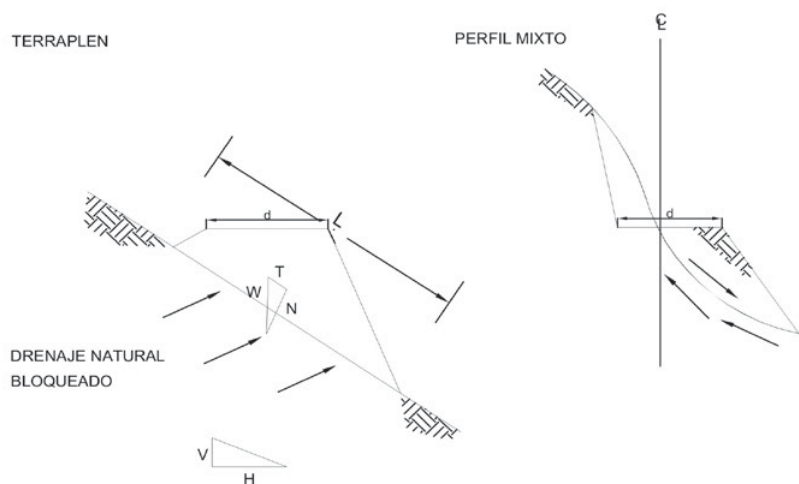




GRÁFICO 10_1

TERRAPLENES EN LADERAS

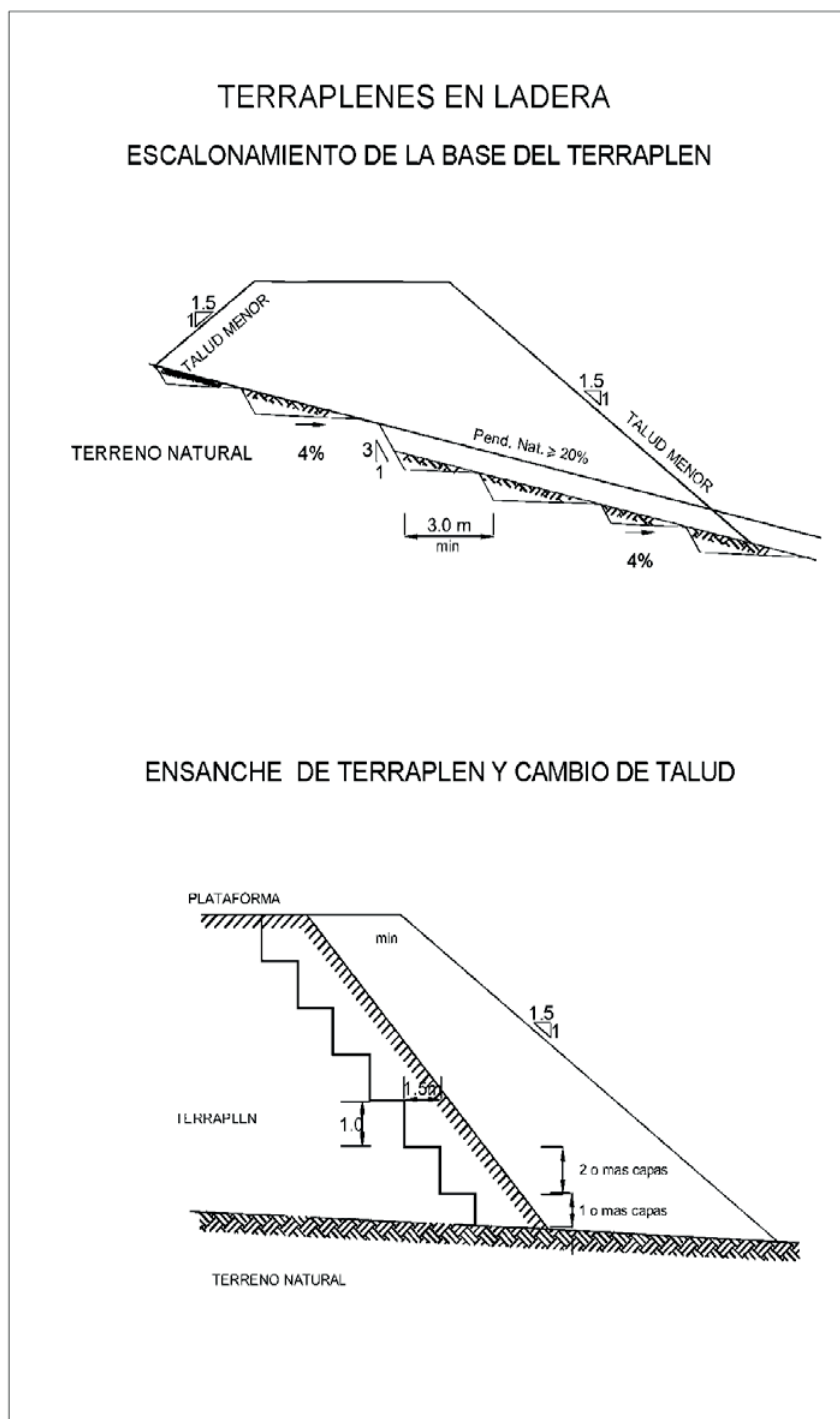




GRÁFICO 11_1

EJEMPLO MURO CON GEOTEXTIL

EJEMPLO MURO CON GEOTEXTIL

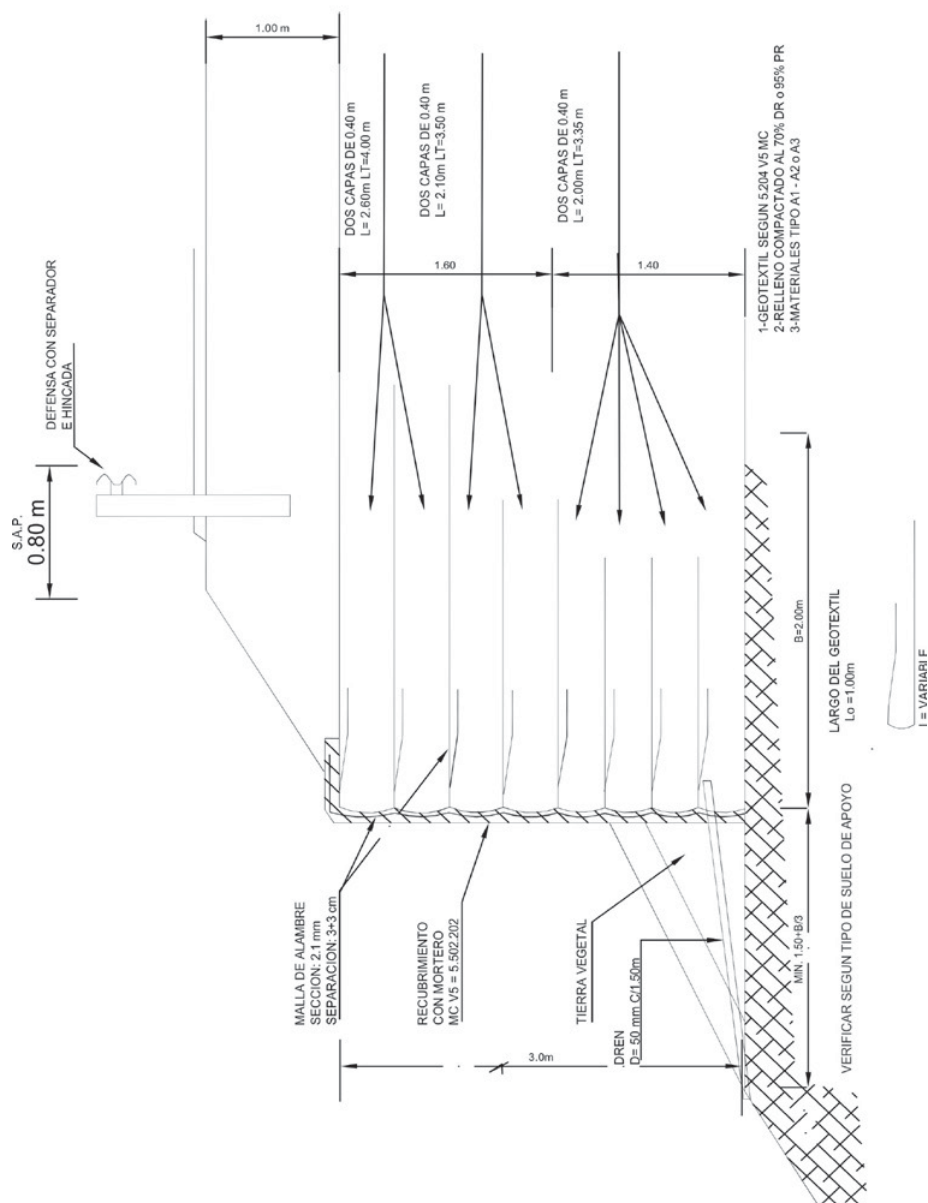




GRÁFICO 12_1

EJEMPLO DISPOSICIÓN GRAL. MURO GAVIÓN

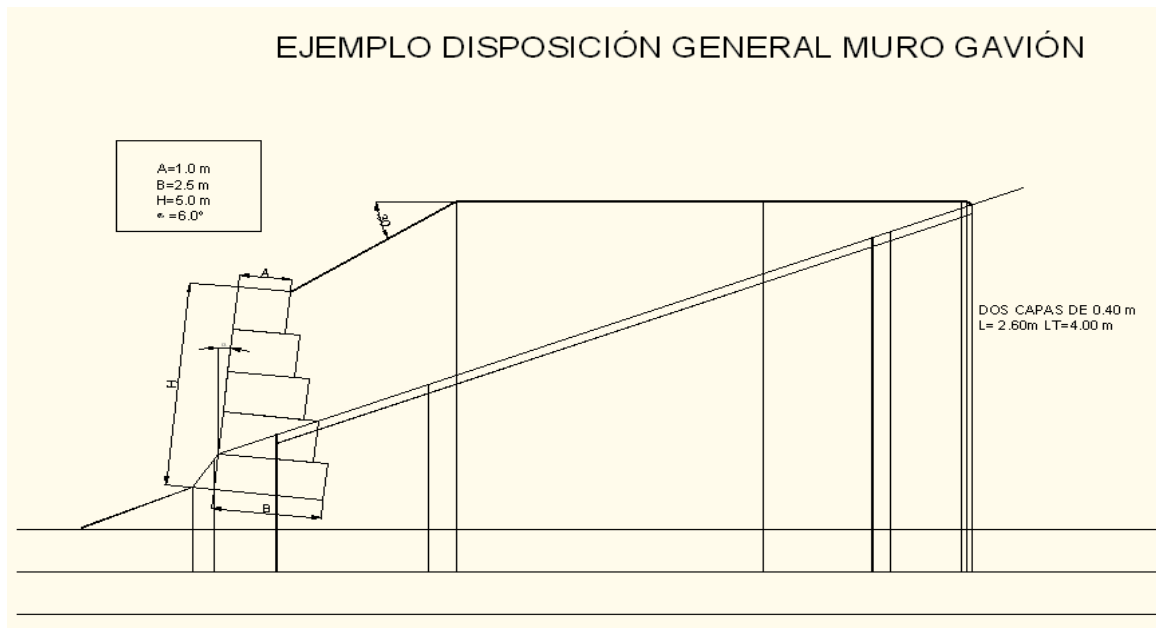




GRÁFICO 13_1

MURO GEOTEXTIL

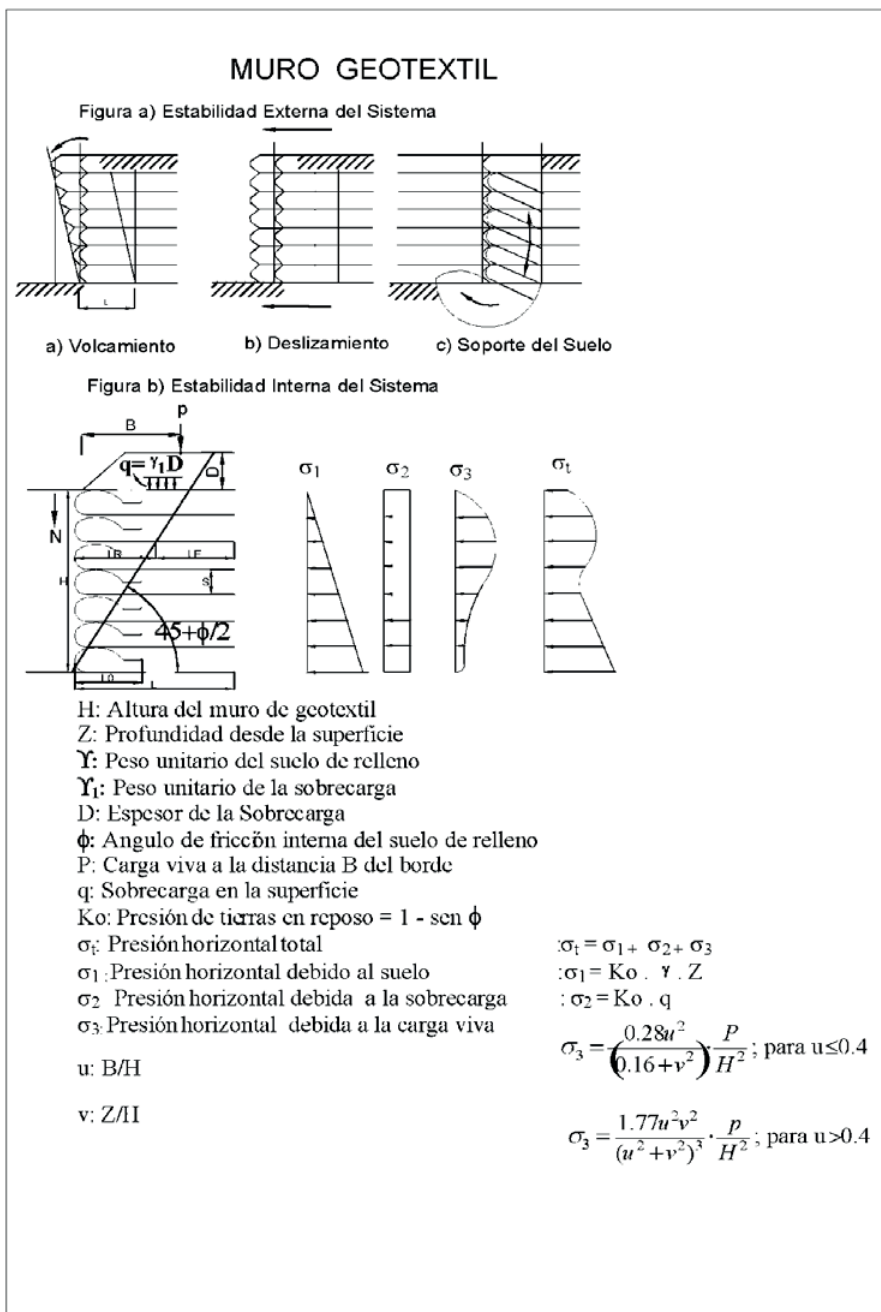




GRÁFICO 14_1

AUMENTO DE PRESIONES BAJO TERRAPLÉN

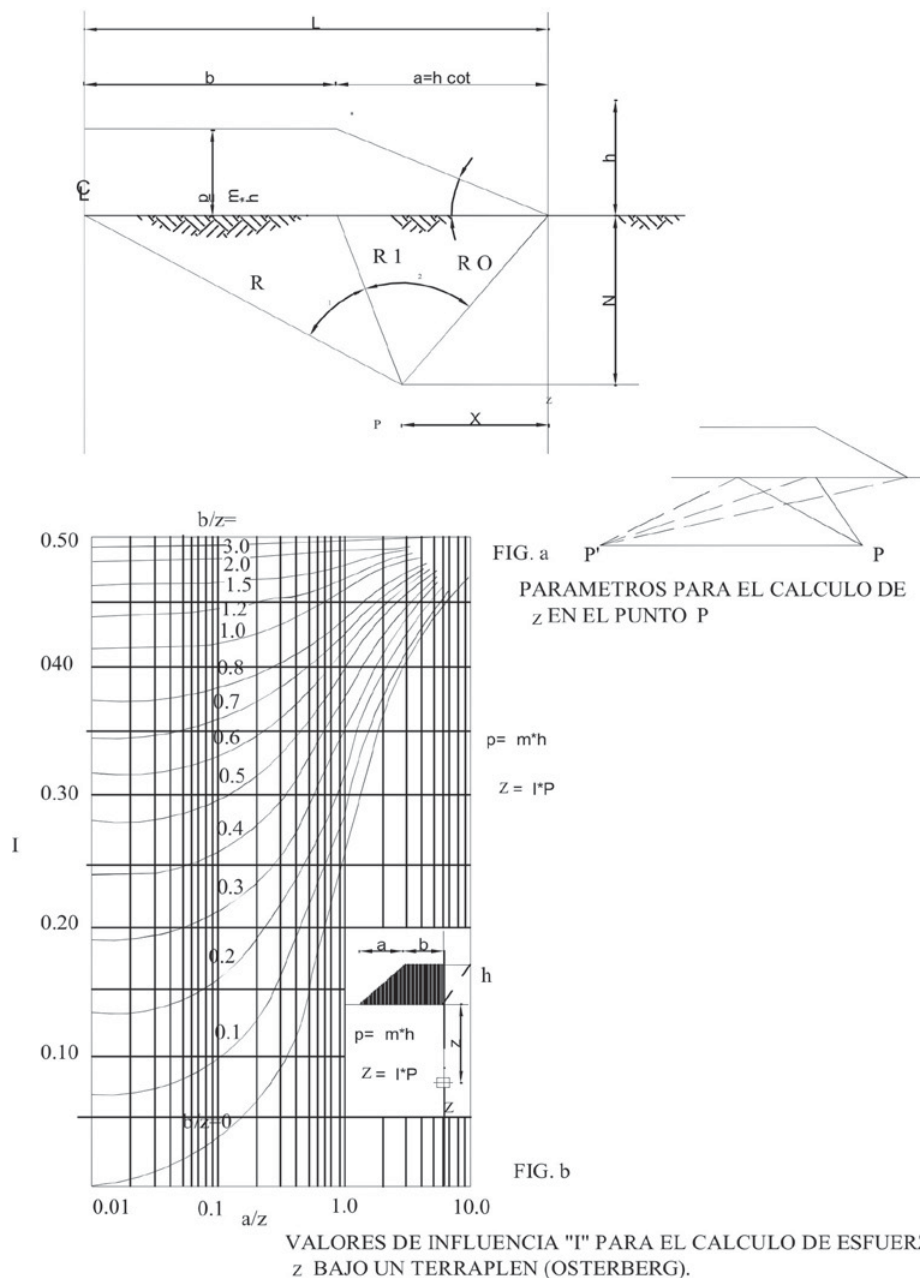




GRÁFICO 15_1

EJEMPLO CÁLCULO DE ASENTAMIENTO TERRAPLÉN

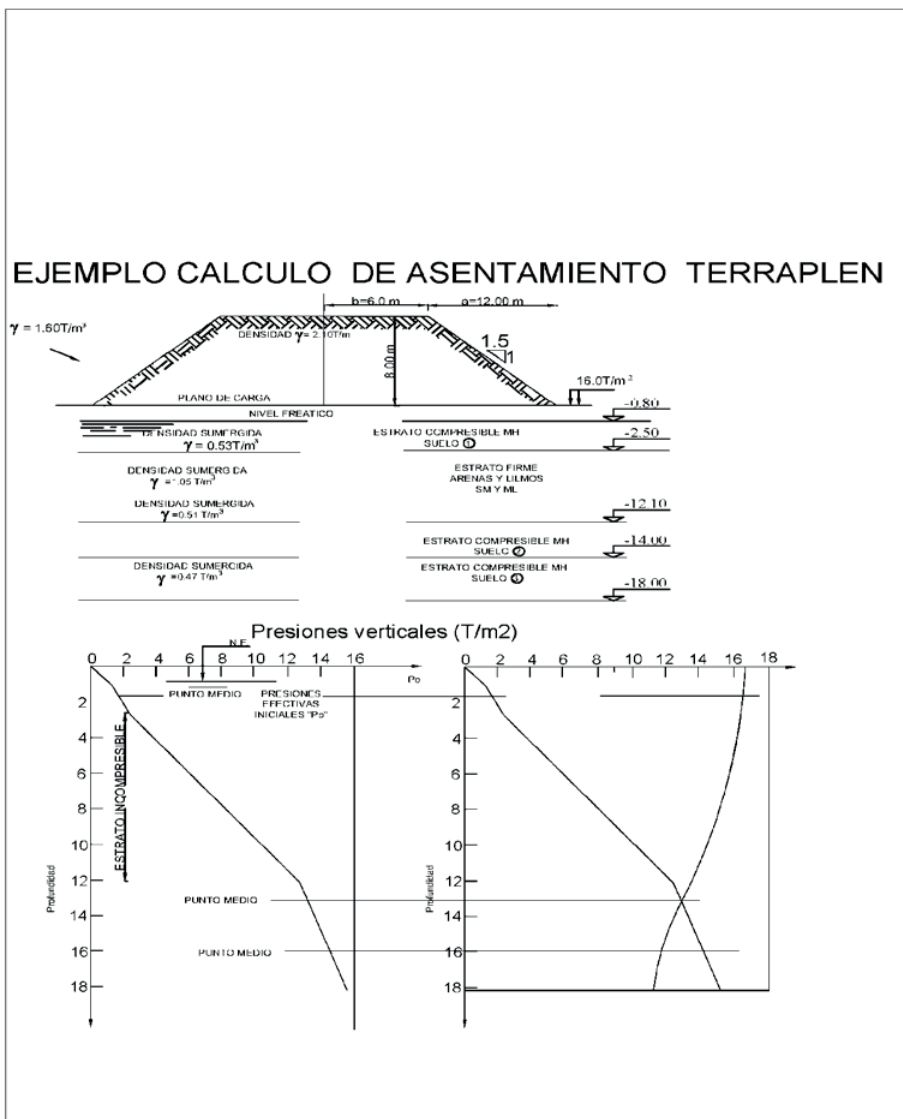




GRÁFICO 16_1

ENSAYO EDOMÉTRICO-EJEMPLO (VALDIVIA)

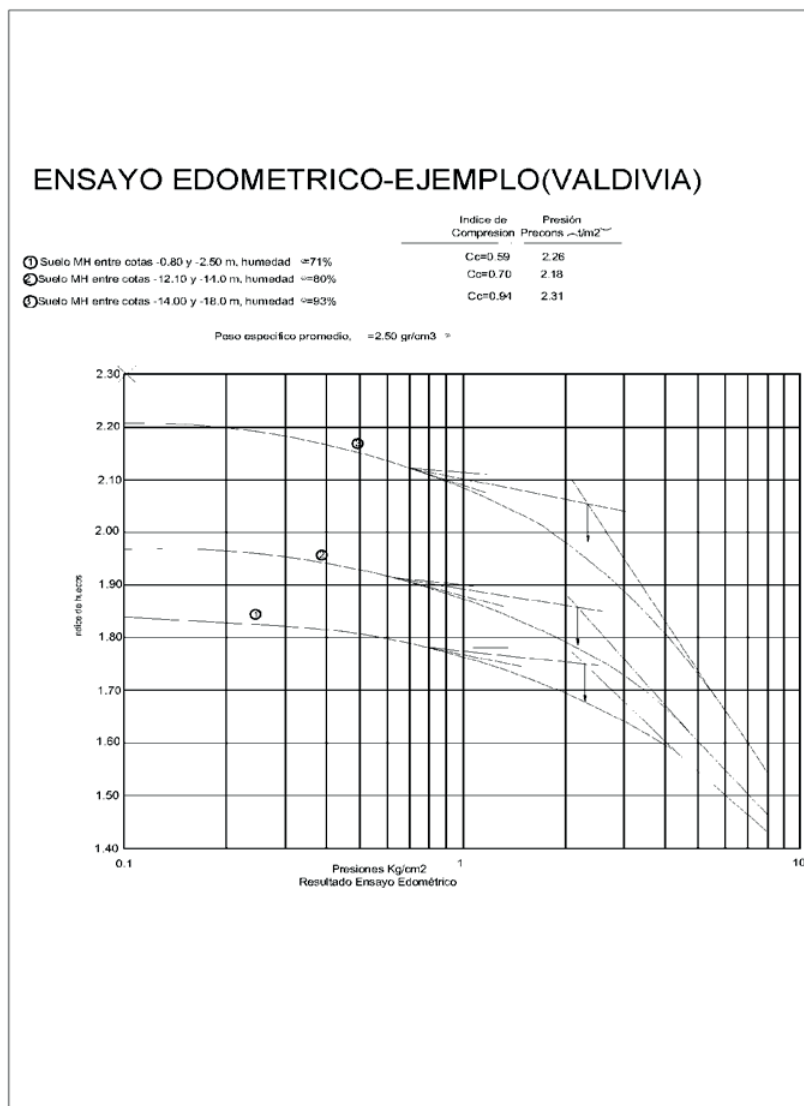




GRÁFICO 17_1

DISTRIBUCIÓN DE ESFUERZOS CORTANTES EN UN TERRENO DE CIMENTACIÓN SEMI INFINITO

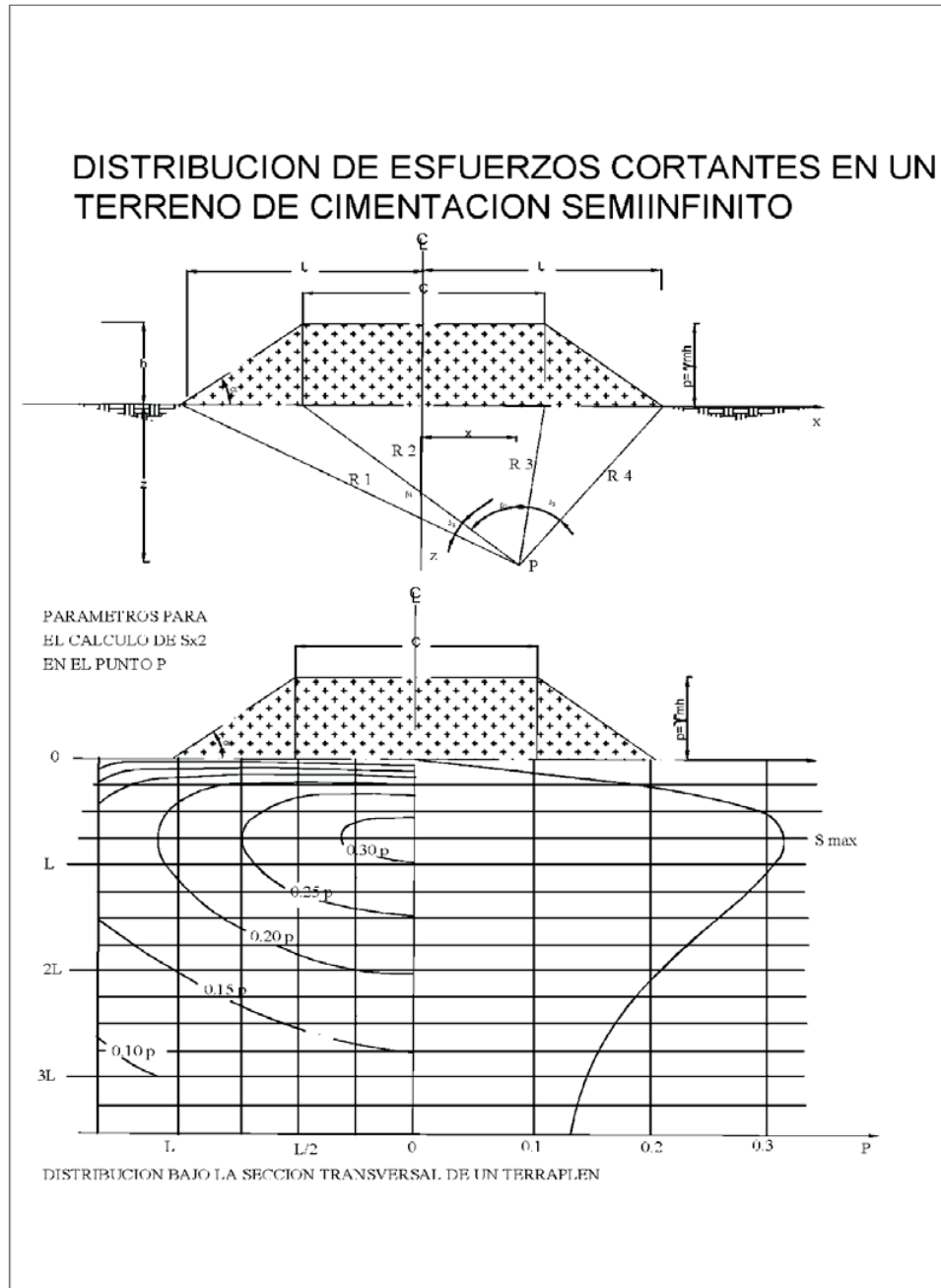




GRÁFICO 18_1

FALLAS POR APLASTAMIENTO

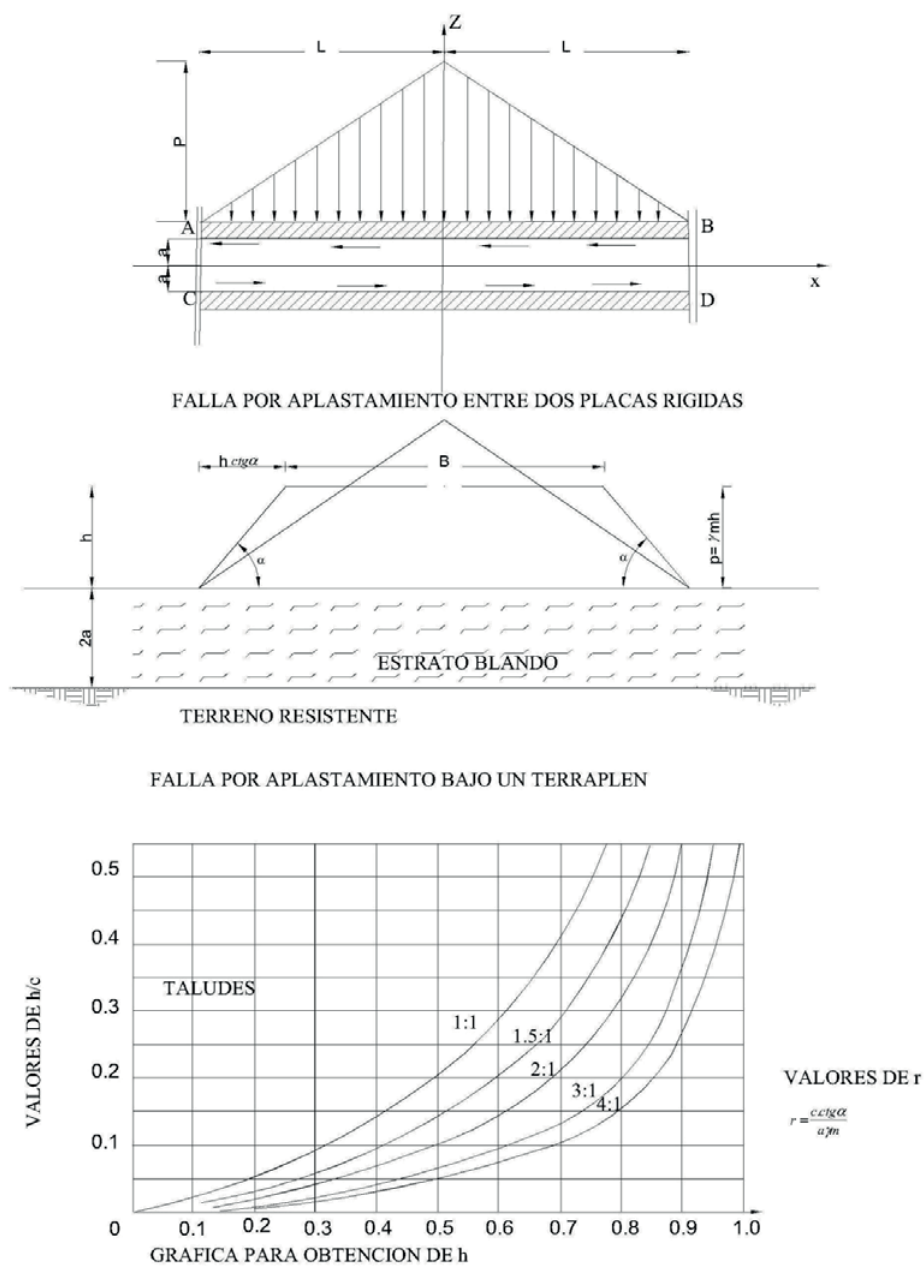




GRÁFICO 19_1

ASENTAMIENTO DINÁMICO

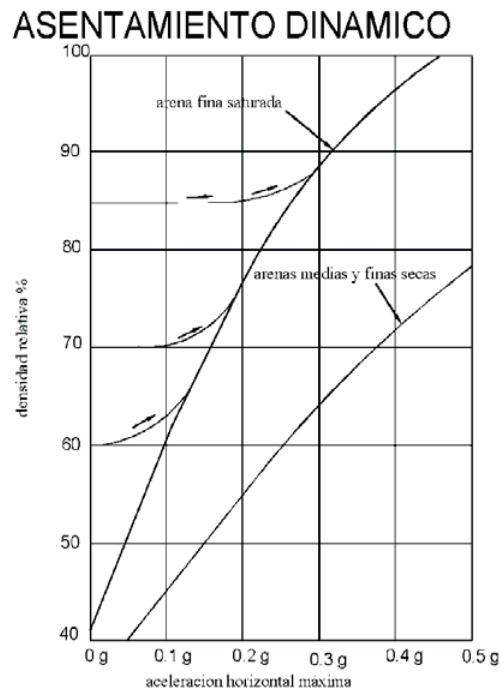


Fig. a Relación entre Densidad Relativa Final y Aceleración Horizontal

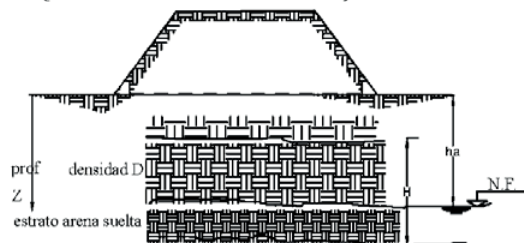
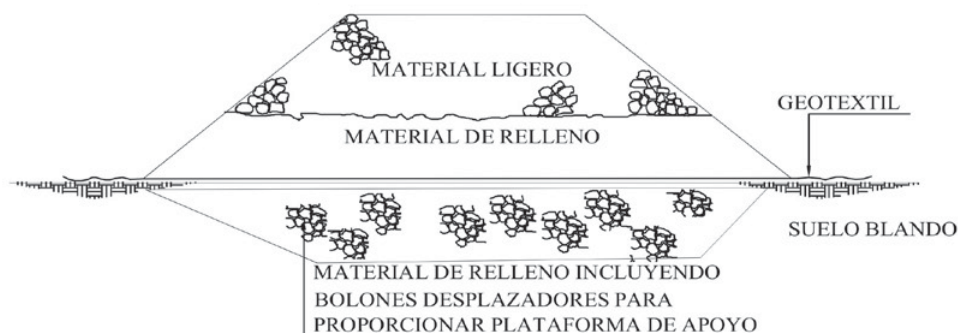


Fig. b Terraplen sobre arena suelta



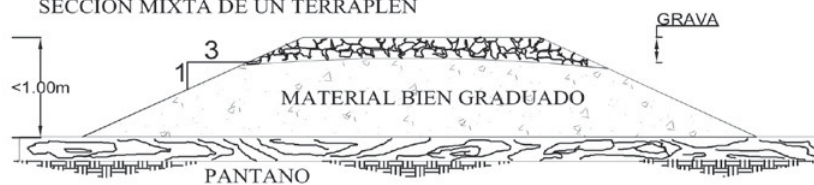
GRÁFICO 20_1

SOLUCIONES PARA MEJORAR EL COMPORTAMIENTO DE LOS TERRAPLENES



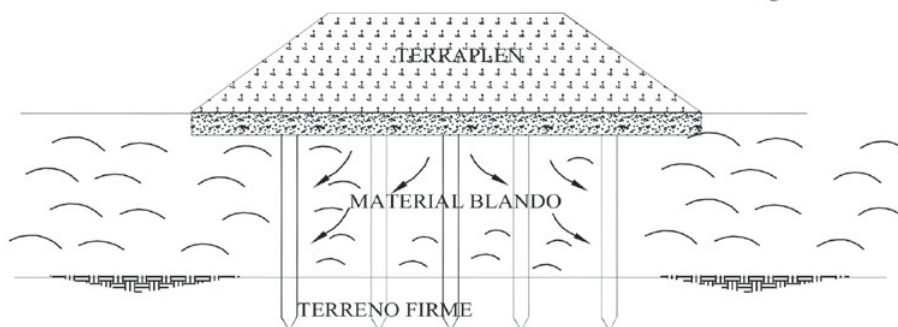
UTILIZACION DE MATERIALES LIGEROS
SECCION MIXTA DE UN TERRAPLEN

Figura a



PLATAFORMAS DE ALIVIO
LECHO DE TRONCOS

Figura b



CIMENTACION POR PILOTES CON
PLATAFORMA DE CONCRETO ARMADO

Figura c



GRÁFICO 21_1

SOLUCIONES PARA MEJORAR EL COMPORTAMIENTO DE TERRENO DE CIMEN- TACIÓN

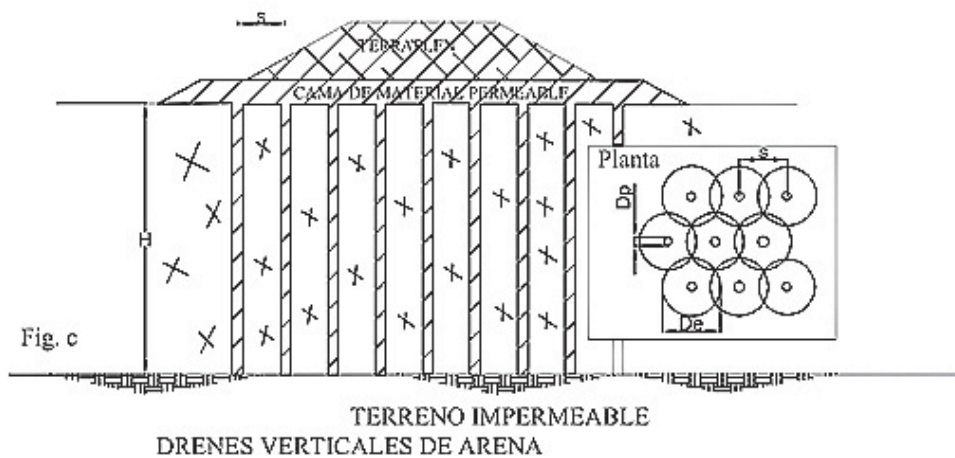
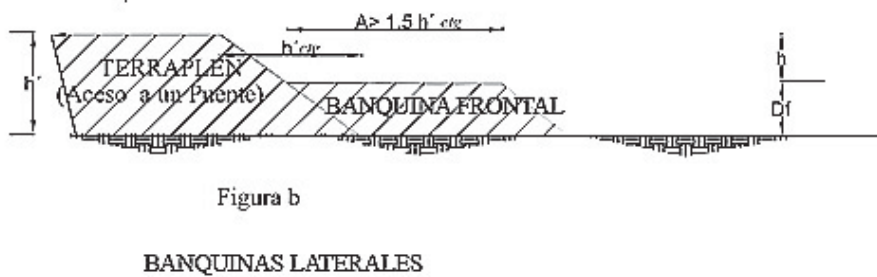
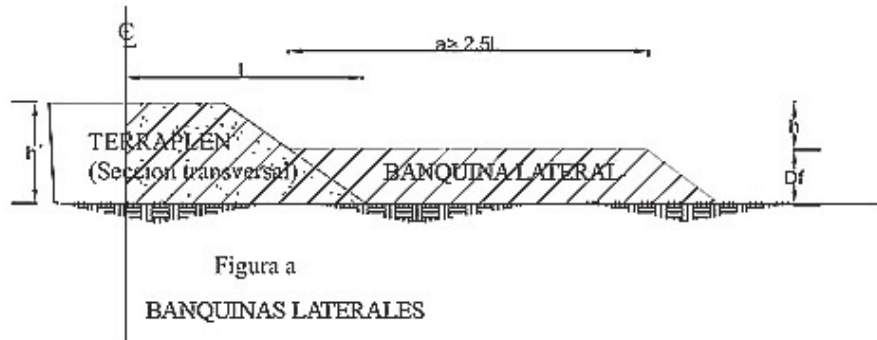




GRÁFICO 22_1

CONSTRUCCIÓN DE TERRAPLENES EN SUELOS INESTABLES.

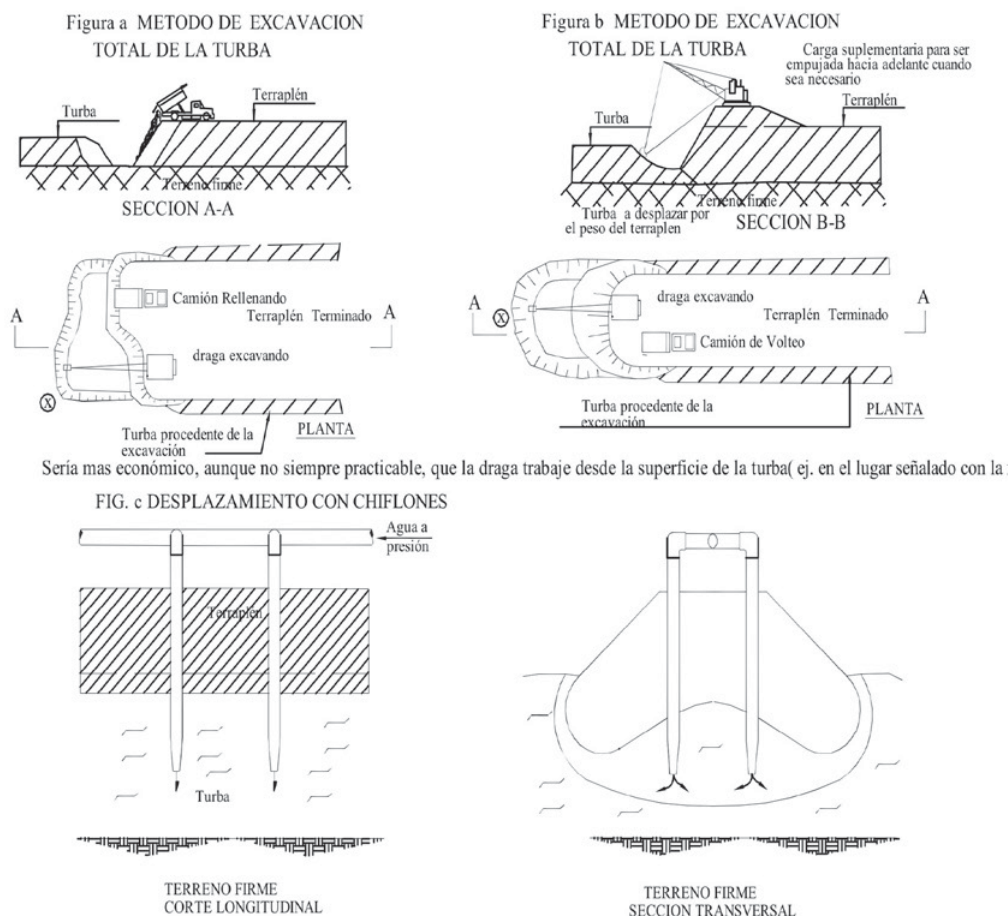


FIG. d METODO DE COLADURA EN TRINCHERA

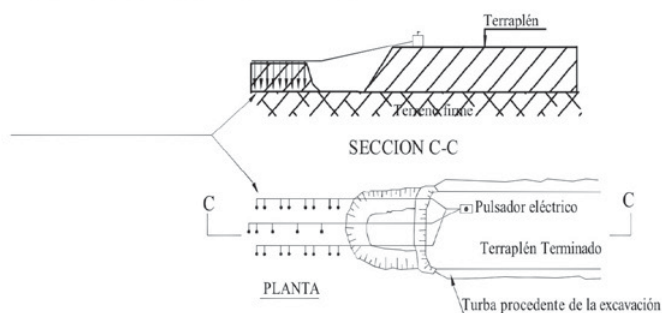




GRÁFICO 23_1

CURVA TÍPICA DENSIDAD - HUMEDAD

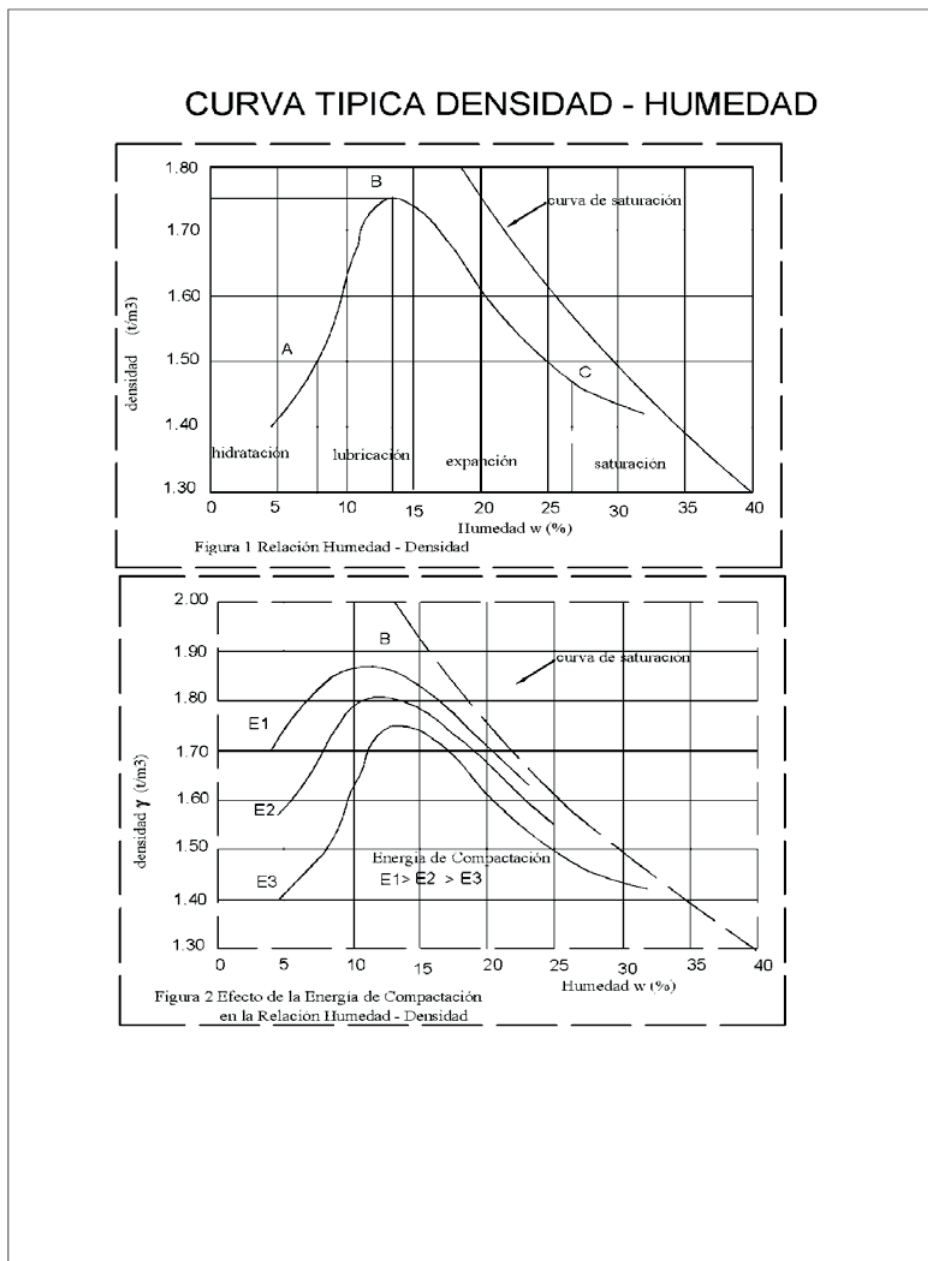




GRÁFICO 24_1

FACTORES DE EJES EQUIVALENTES EJES SIMPLES - RUEDA DOBLE

FACTORES DE EJES EQUIVALENTES EJES SIMPLES - RUEDA DOBLE				
RANGOS KN	FLEXIBLES		RIGIDOS	
	pf=2,0	pf=2,5	pf=2,0	pf=2,5
< 30	0,007	0,008	0,008	0,008
30-40	0,028	0,032	0,030	0,030
40-50	0,083	0,092	0,085	0,086
50-60	0,020	0,21	0,198	0,200
60-70	0,41	0,43	0,406	0,409
70-80	0,76	0,77	0,753	0,756
80-90	1,29	1,27	1,30	1,29
90-100	2,07	1,95	2,10	2,07
100-110	3,17	2,85	3,23	3,14
110-120	4,70	4,00	4,80	4,60
120-130	6,60	5,50	6,80	6,40
130-140	9,20	7,20	9,40	8,70
140-150	12,4	9,50	12,8	11,50
150-160	16,5	12,3	17,0	15
160-170	21,6	15,6	22,2	19,3
170-180	27,9	19,7	28,6	24,6
Los factores de pavimentos flexibles son para NE = 120 mm (5") y los rígidos para H = 230 mm(9")				



GRÁFICO 25_1

FACTORES DE EJES EQUIVALENTES EJES DOBLES - RUEDA DOBLE

FACTORES DE EJES EQUIVALENTES EJES DOBLES - RUEDA DOBLE				
RANGOS KN	FLEXIBLES		RIGIDOS	
	pf=2,0	pf=2,5	pf=2,0	pf=2,5
< 50	0,004	0,01	0,008	0,008
50-60	0,014	0,016	0,029	0,029
60-70	0,03	0,03	0,06	0,06
70-80	0,05	0,06	0,10	0,10
80-90	0,09	0,10	0,17	0,17
90-100	0,14	0,16	0,27	0,27
100-110	0,22	0,24	0,41	0,41
110-120	0,33	0,36	0,60	0,61
120-130	0,47	0,50	0,86	0,86
130-140	0,66	0,69	1,20	1,19
140-150	0,89	0,92	1,63	1,61
150-160	1,20	1,21	2,16	2,13
160-170	1,60	1,50	2,80	2,70
170-180	2,00	2,00	3,60	3,50
180-190	2,60	2,40	4,60	4,40
190-200	3,20	3,00	5,70	5,40
200-210	3,90	3,60	7,10	6,60
210-220	4,80	4,30	8,60	7,90
220-230	5,80	5,10	10,60	9,50
230-240	7,00	6,00	12,60	11,3
240-250	8,40	7,00	15,00	13,30
250-260	9,90	8,10	17,80	15,60
260-270	11,7	9,30	21,00	18,2
270-280	13,60	10,70	24,60	21,10
280-290	15,90	12,30	28,70	24,50
Los factores de pavimentos flexibles son para NE = 120 mm (5") y los rigidos para H= 230 mm(9")				

GRÁFICO 26_1

FACTORES DE EJES EQUIVALENTES EJES TRIPLES - RUEDA DOBLE

FACTORES DE EJES EQUIVALENTES EJES TRIPLES - RUEDA DOBLE				
RANGOS KN	FLEXIBLES		RIGIDOS	
	pf= 2,0	pf=2,5	pf=2,0	pf=2,5
< 60	0,002	0,002	0,007	0 007
60-70	0,007	0,008	0,019	0 020
70-80	0,012	0,013	0,034	0 034
80-90	0,020	0,022	0,055	0 056
90-100	0,031	0 04	0,087	0 087
100-110	0,047	0,053	0,130	0 131
110-120	0,069	0,078	0,189	0 191
120-130	0,10	0 11	0,27	0,27
130-140	0,14	0 15	0,37	0,37
140-150	0,19	0 21	0,50	0,50
150-160	0,25	0 27	0,66	0,66
160-170	0,33	0 36	0,86	0,86
170-180	0,42	0 46	1,10	1,10
180-190	0,54	0 57	1,39	1,38
190-200	0,68	0 71	1,74	1,72
200-210	0,84	0 88	2,15	2,11
210-220	1,03	1 06	2,63	2,56
220-230	1,25	1 28	3,19	3,08
230-240	1,51	1 52	3,83	3,67
240-250	1,80	1 80	4,60	4,30
250-260	2,10	2 10	5,40	5,10
260-270	2,50	2 40	6,30	5,90
270-280	3,00	2 80	7,40	6,80
280-290	3,40	3 20	8,60	7,90
290-300	4,00	3 70	9,90	9,00
300-310	4,60	4 20	11,4	10,2
310-320	5,30	4 70	13,1	11,6
320-330	6,00	5 50	14,9	13,2
Los factores de pavimentos flexibles son para NE= 120 mm (5") y los rigidos para H= 230mm (9")				



GRÁFICO 27_1

FORMULARIO PARA CALCULAR EJES EQUIVALENTES EJES SIMPLES - RUEDA DOBLE

FORMULARIO PARA CALCULAR EJES EQUIVALENTES EJES SIMPLES - RUEDA DOBLE							
PROYECTO : ____ TIPO DE LUGAR DEL PESAJE: ____ INDICE SERVICIABILIDAD FINAL (Pf): ____ FECHA: ____ SENTIDO: ____							
RANGOS KN	FACTOR EQUIV.	CAMION 2 EJES Controlados EE		CAMION MULTIPLE Controlados EE		BUS INTERURBANO Controlados EE	BUS URBANO Controlados EE
< 30							
30-40							
40-50							
50-60							
60-70							
70-80							
80-90							
90-100							
100-110							
110-120							
120-130							
130-140							
140-150							
150-160							
160-170							
170-180							
TOTAL A (EE SIMPLES)							



GRÁFICO 28_1

FORMULARIO PARA CALCULAR EJES EQUIVALENTES EJES DOBLES - RUEDA DOBLE

FORMULARIO PARA CALCULAR EJES EQUIVALENTES						
EJES DOBLES - RUEDA DOBLE						
PROYECTO: _____		INDICE SERVICIABILIDAD FINAL _____				
TIPO PAVIMENTO: _____		(Pf): _____				
LUGAR DE PESAJE: _____		FECHA: _____ SENTIDO: _____				
RANGOS	KN	FACTOR EQUIV.	CAMION 2 EJES Controlados EE	CAMION MULTIPLE Controlados EE	BUS INTERURBANO Controlado EE	BUS URBANO Controlados EE
< 50						
50-60						
60-70						
70-80						
80-90						
90-100						
100-110						
110-120						
120-130						
130-140						
140-150						
150-160						
160-170						
170-180						
180-190						
190-200						
200-210						
210-220						
220-230						
230-240						
240-250						
250-260						
260-270						
270-280						
280-290						
TOTAL B (E E DOBLES)						



GRÁFICO 29_1
FORMULARIO PARA CALCULAR EJES EQUIVALENTES
EJES TRIPLES - RUEDA DOBLE

FORMULARIO PARA CALCULAR EJES EQUIVALENTES EJES TRIPLES - RUEDA DOBLE					
RANGOS KN	FACTOR EQUIV.	CAMION 2 EJES Controlados EE	CAMION MULTIPLE Controlados EE	BUS INTERURBANO Controlados EE	BUS URBANO Controlados EE
< 60					
60-70					
70-80					
80-90					
90-100					
100-110					
110-120					
120-130					
130-140					
140-150					
150-160					
160-170					
170-180					
180-190					
190-200					
200-210					
210-220					
220-230					
230-240					
240-250					
250-260					
260-270					
270-280					
280-290					
290-300					
300-310					
310-320					
320-330					
TOTAL C (EE TRIPLES)					

CALCULO EE/VEH
 TOTAL A
 TOTAL B
 TOTAL C
 TOTAL EE
VEH. CONTROLADOS
 EE/VEH



GRÁFICO 30_1

FORMULARIO DE CALCULO EJES EQUIVALENTES PARA DISEÑO

FORMULARIO PARA CALCULAR EJES EQUIVALENTES PARA DISEÑO

CAMIN

O: EJEMPLO

SECTOR EJEMPLO

AÑO PUESTA EN SERVICIO:

2000

AÑOS VIDA UTIL: 20

FACTOR DE PISTA:

0,73

		V. LIVIANOS	C.SIMPLE	C. MULT	BUS INTER	BUS URB
TMDA/SENT EN AÑO: 1999		10.500	380	350	25	300
EE/VEH (ASF):		0	0,75	3,4	1,6	1,0
TASA CREC. (%):						
1999	2005	10,4	4,5	5,5	6,3	4,5
2006	2010	7,5	3,5	5,4	5,8	4,4
2011	2019	5,0	3,1	5,4	5,5	4,3

AÑO	TMDA POR SENTIDO EN EL AÑO						EE ASFALTO (MILES)	
	LIVIANOS	C. SIMPLE	C. MULT	BUS INTER	BUS URB	TOTAL	DEL AÑO	ACUMUL
2000	11.592	397	369	27	314	12.698	509	509
2001	12.798	415	390	28	328	13.958	535	1.044
2002	14.129	434	411	30	342	15.346	563	1.607
2003	15.598	453	434	32	358	16.874	592	2.199
2004	17.220	474	457	34	374	18.559	623	2.822
2005	19.011	495	483	36	391	20.415	656	3.478
2006	20.437	512	509	38	408	21.904	688	4.166
2007	21.970	530	536	40	426	23.502	722	4.888
2008	23.617	549	565	43	445	25.218	758	5.646
2009	25.389	568	596	45	464	27.061	796	6.442
2010	27.293	588	628	48	485	29.041	836	7.278
2011	28.657	606	662	50	505	30.481	877	8.155
2012	30.090	625	697	53	527	31.993	920	9.075
2013	31.595	644	735	56	550	33.580	965	10.040
2014	33.174	664	775	59	573	35.246	1.013	11.052
2015	34.833	685	817	62	598	36.995	1.063	12.115
2016	36.575	706	861	66	624	38.831	1.115	13.230
2017	38.404	728	907	70	651	40.759	1.170	14.400
2018	40.324	750	956	73	679	42.782	1.228	15.628
2019	42.340	774	1008	77	708	44.906	1.289	16.917



GRÁFICO 31_1

FORMULARIO DE CÁLCULO DEL MODULO RESILIENTE DE DISEÑO

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
Pozo N°	Km.	N°/prof	H rasante	U.S.C.S	AASHTO	OP	LL	CBR 95	D. NAT	Dens(%)	CBR nat	Mr	Mr dis
1	0,300	1/0,5	0,5	ML	A-4(4)	7	31	27,9	1,49	81	5,9	55	78 m
2	0,500	4/0,5	0,7	ML-CL	A-4(1)	6	27		1,65		7,0 e	61	81 m
3	0,750		-2,0	GC							15,0 e	98	98
4	1,000	6/0,6	0,2	GM	A-7-6(4)	14	42		1,59		3,0 e	61	61 g
5	1,300	7/0,6	-0,3	GC	A-2-6(0)	13	37	38,9	1,81	91,5	24,1	127	127
6	1,500	8/0,6	-0,4	GM	A-2-4(0)	14	42		1,59		10,0 e	77	77
7	1,760	9/0,5	-0,1	GM	A-2-6(0)	11	36				10,0 e	77	77
8	2,000	11/0,6	0,8	GW	A-1-a(0)	4	22	102	2,12	94	92,1	266	
9	2,300	13/0,7	0,0	SC	A-6(2)	11	29	22,9	1,69	85,1	6,5	58	80 m
10	2,500	14/0,7	0,5	CL	A-6(4)	14	34		1,79		6,0 e	55	80 m
11	2,740	15/0,6	0,7	GP-GC	A-2-7(0)	22	45	19	1,98	95	19	112	112
12	3,000	16/0,1	2,0	GC	A-7-6(3)	19	45		1,63		3,0 e	36	77 t
13	3,270	18/0,6	3,0	CL	A-6(7)	15	34	20,9	1,55	83	4,3	45	77 t
14	3,500		2,0	roca fisurada							15,0 e	98	98
15	3,750	20/0,8	-3,0	GM	A-2-4(0)	8	32	79,3	1,77	83,6	11,4	84	84
16	4,000	21/0,6	0,0	GC	A-2-7(2)	21	41		1,77		15,0 e	98	98
17	4,250	22/0,6	1,0	GM	A-1-a(0)	3	23	107,6	1,91	86,7	31,3	146	147
18	4,500	23/0,6	1,3	GW-GM	A-1-a(0)	4	26				15,0 e	98	98
19	4,820				roca						15,0 e	98	98
20	5,020	24/0,6	-5,0	CL	A-6(5)	13	32	14,1	1,61	84,9	4,4	45	72 m
21	5,200	26/0,6	-0,3	GM	A-1-a(0)	NP	NP				15,0 e	98	98
(e)	CBR deducido por correlación												
(m)	CBR deducido por correlación										Promedio		
(t)	CBR deducido por correlación										Desv. Standard		
(g)	CBR deducido por correlación										Coef. Variación		
											90,9		
											20,2		
											0,22		



GRÁFICO 32_1
NÚMERO ESTRUCTURAL CAPAS ASFÁLTICAS TMAPA 6°C

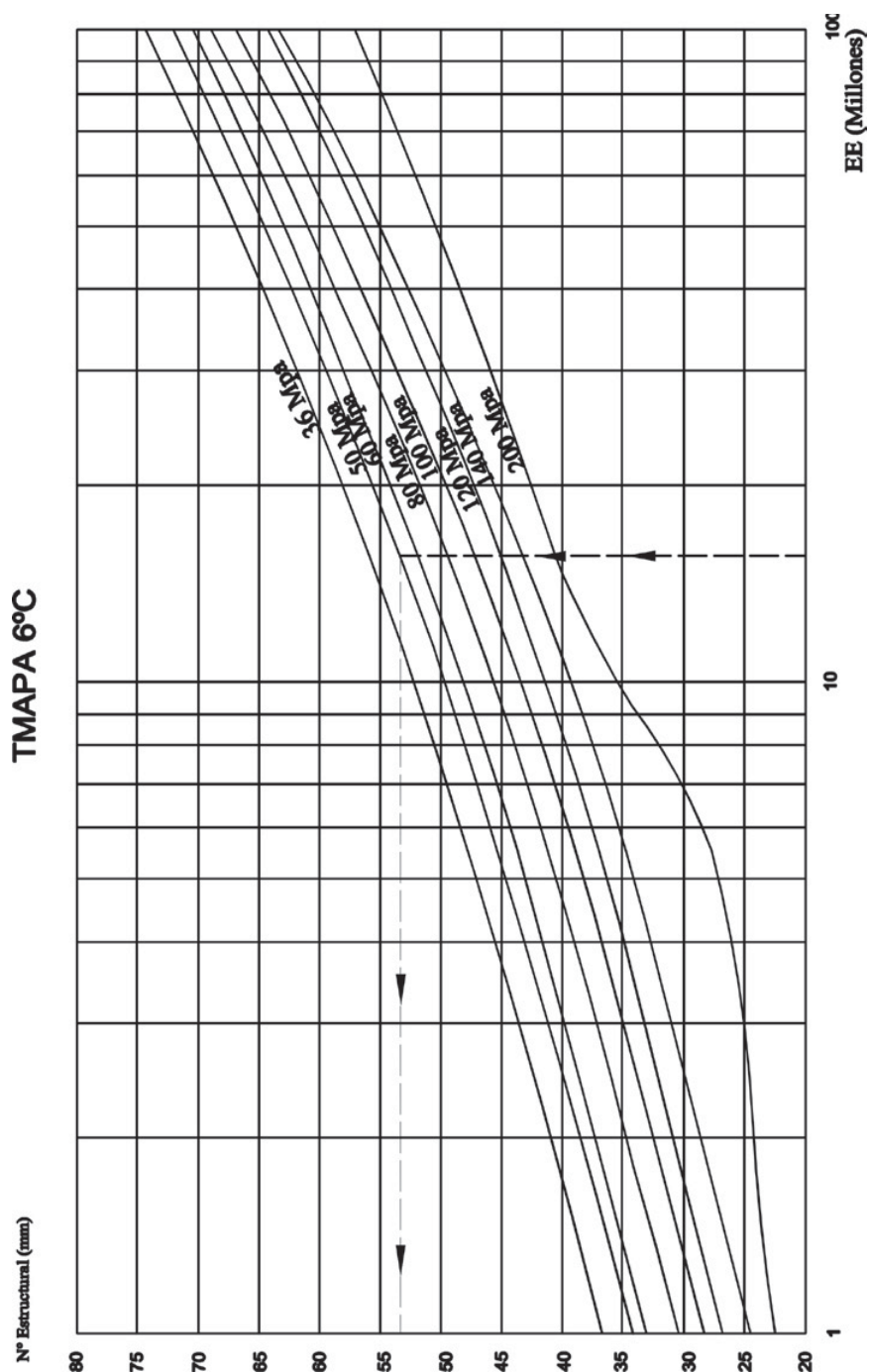




GRÁFICO 33_1

NÚMERO ESTRUCTURAL CAPAS ASFÁLTICAS TMAPA 14°C

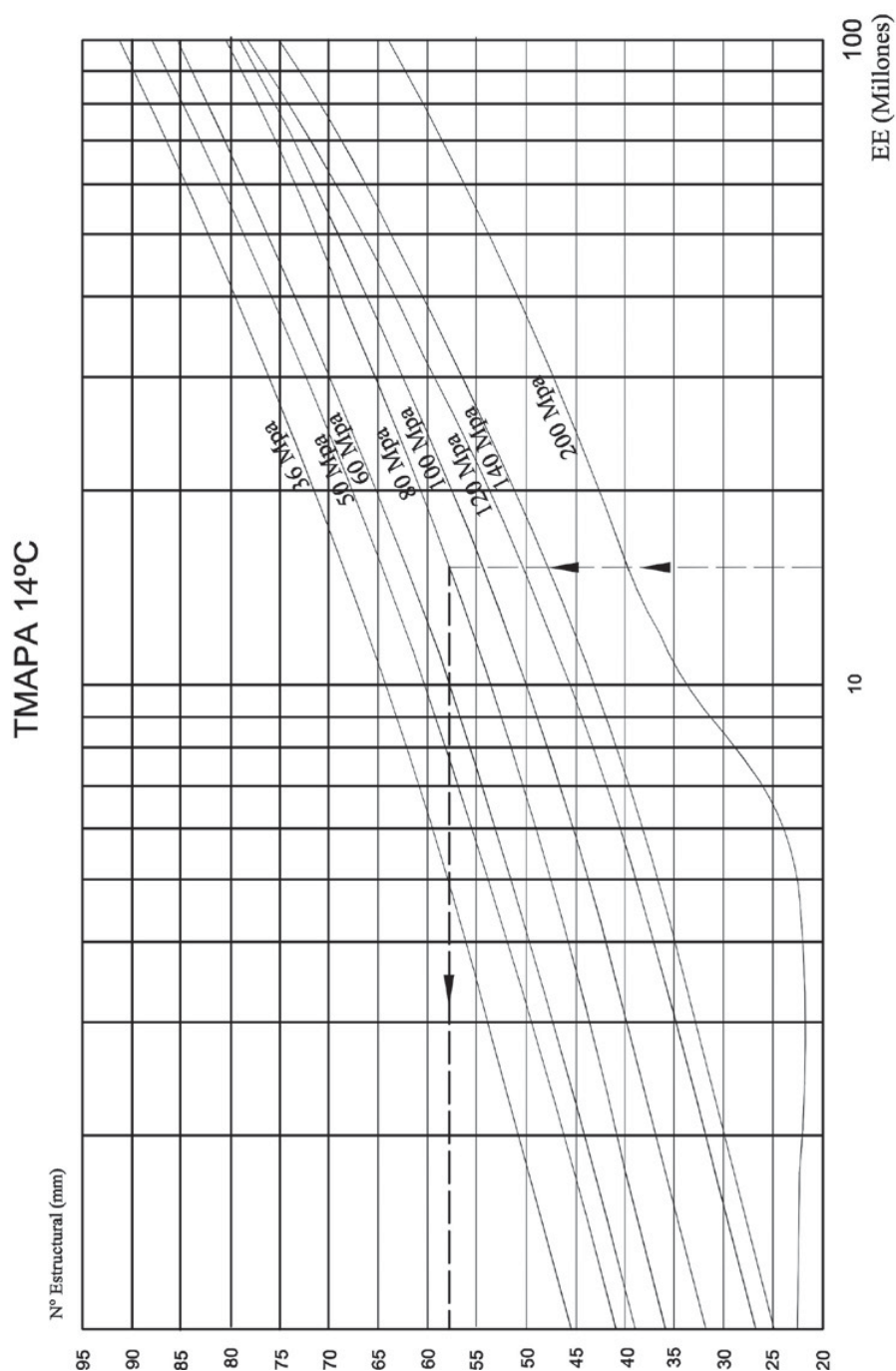




GRÁFICO 34_1

NÚMERO ESTRUCTURAL CAPAS ASFÁLTICAS TMAPA 19°C

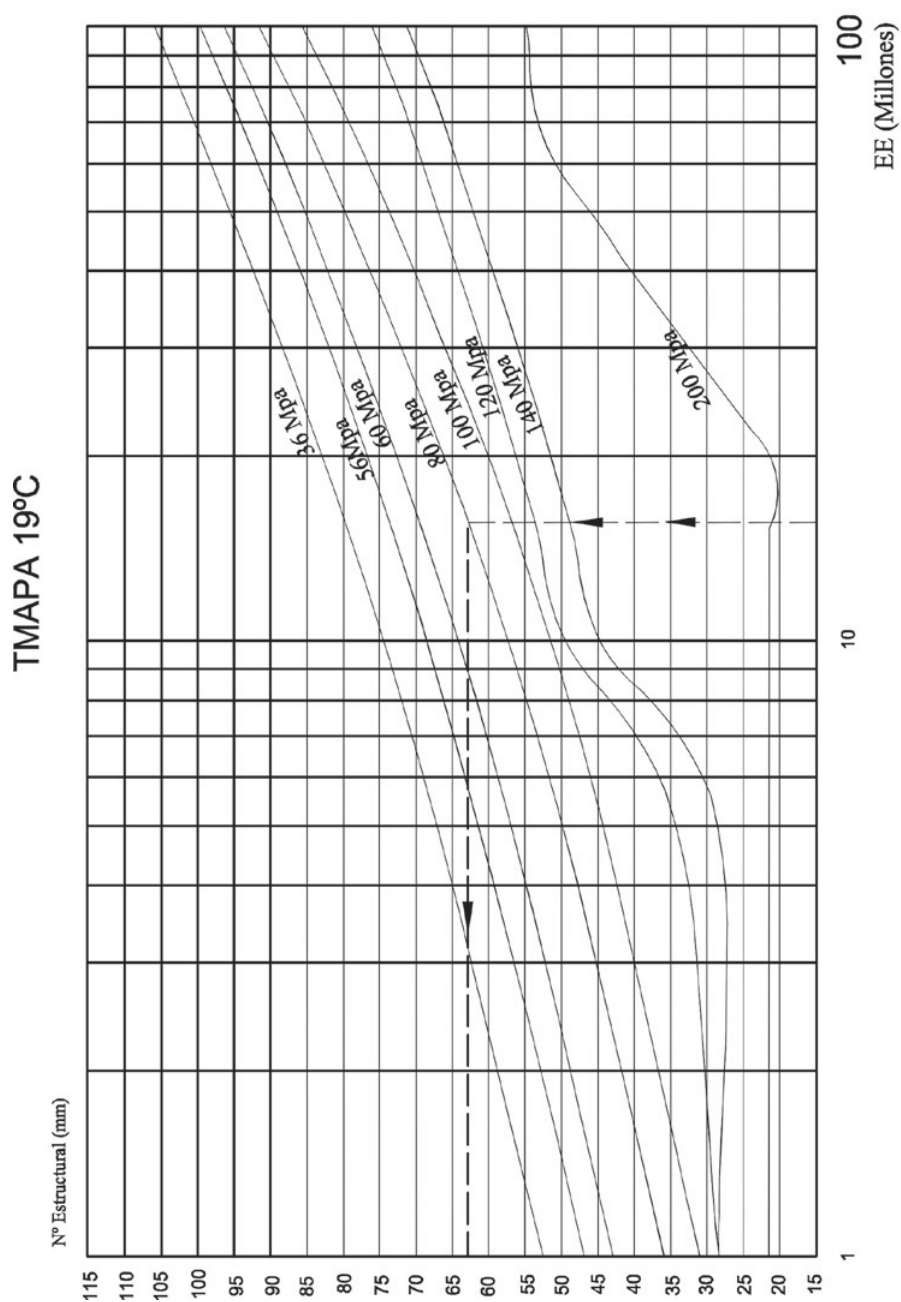




GRÁFICO 35_1

PROCEDIMIENTO DE DISEÑO DE ESPESOR DE LOSA

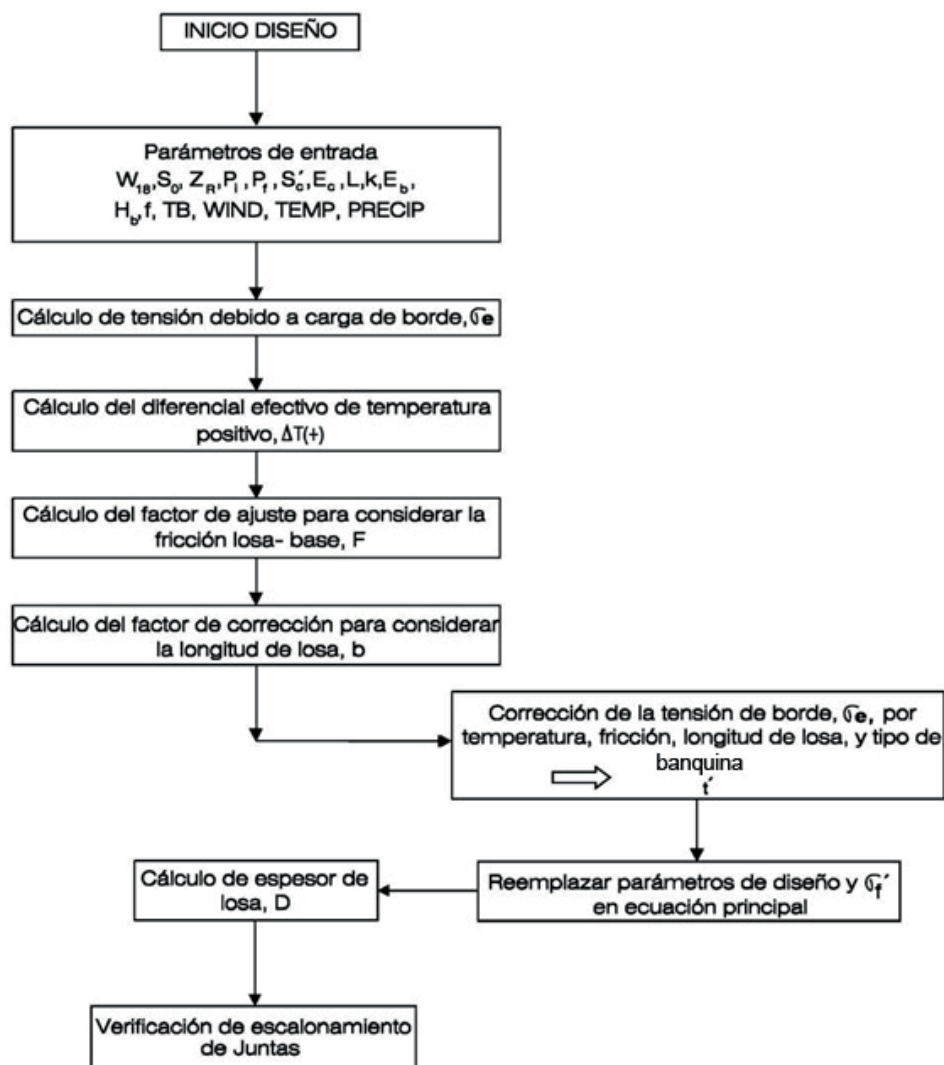




GRÁFICO 36_1

VERIFICACIÓN DE ESCALONAMIENTO EN JUNTAS TRANSVERSALES

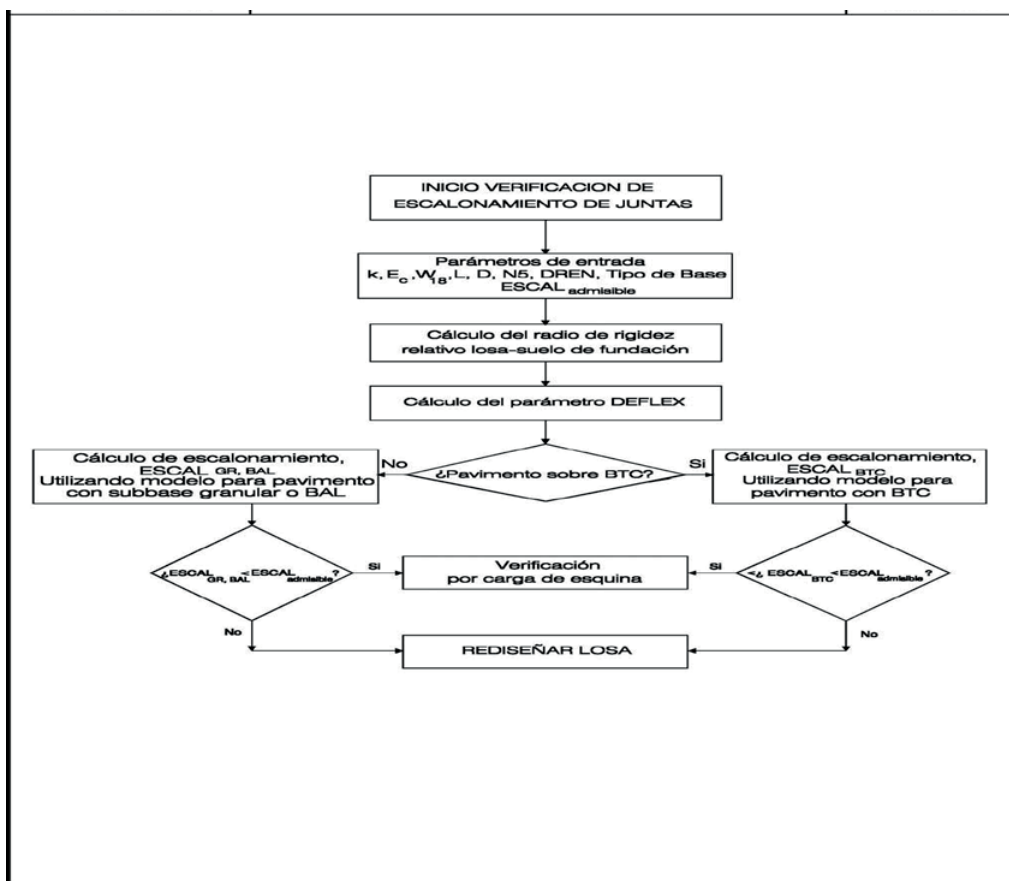




GRÁFICO 37_1

VERIFICACIÓN DE ESPESOR POR CARGA DE ESQUINA

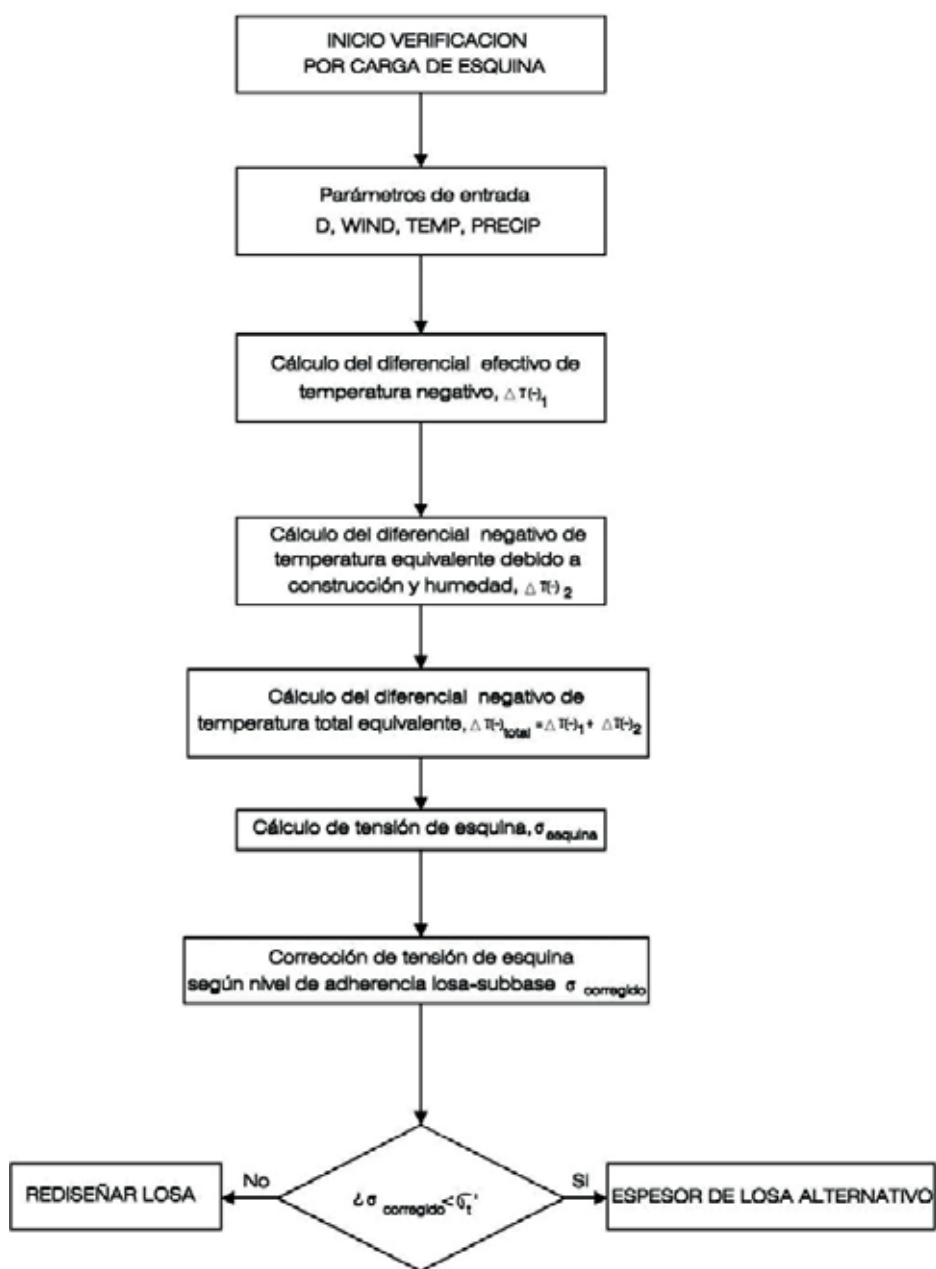




GRÁFICO 38_1
AJUSTE DE K PARA TERRAPLÉN Y/O ESTRATO RÍGIDO

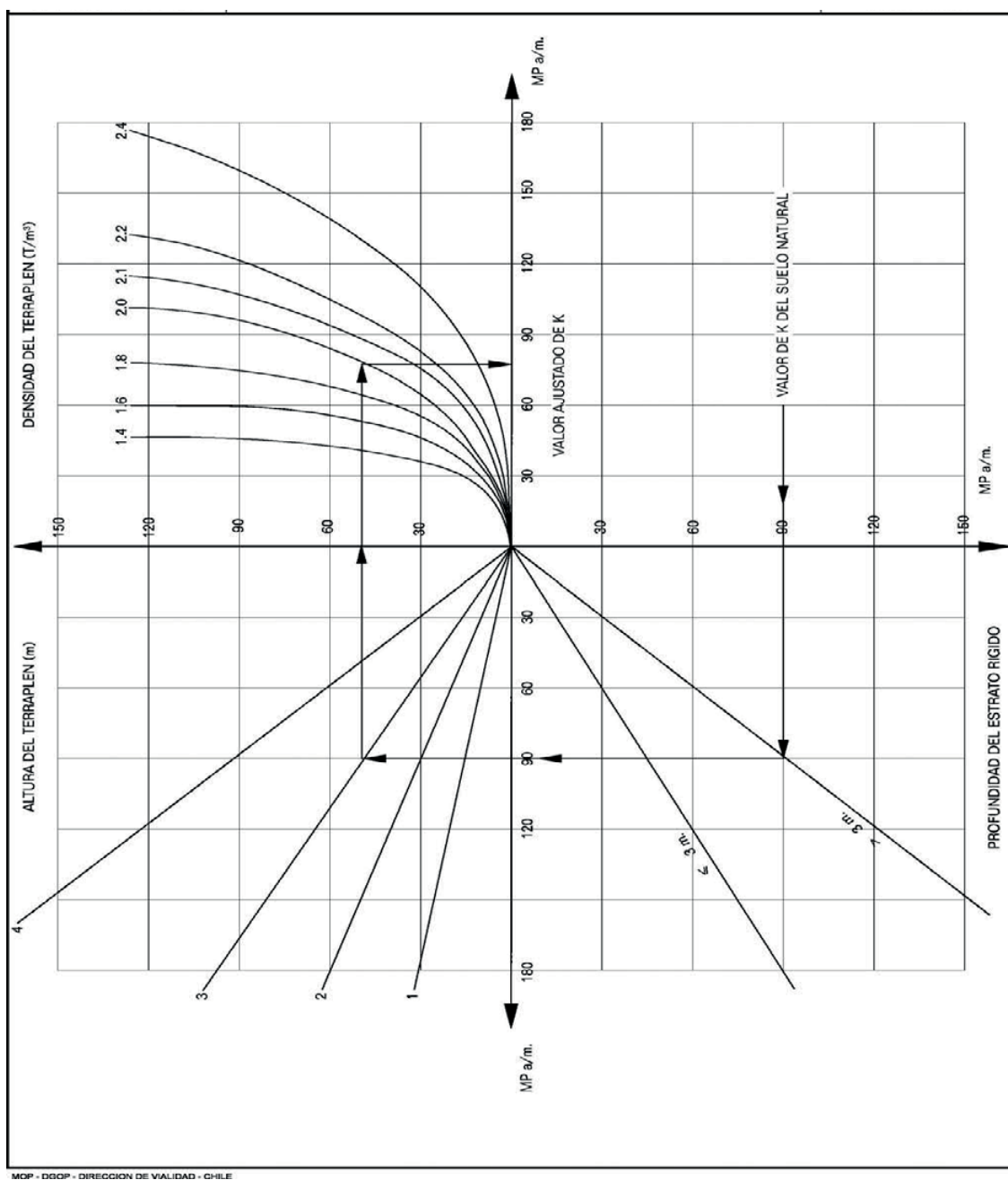




GRÁFICO 39_1

CALCULO MODULO DE REACCIÓN DE LA SUBRASANTE TRAMO: CAMINO EJEMPLO

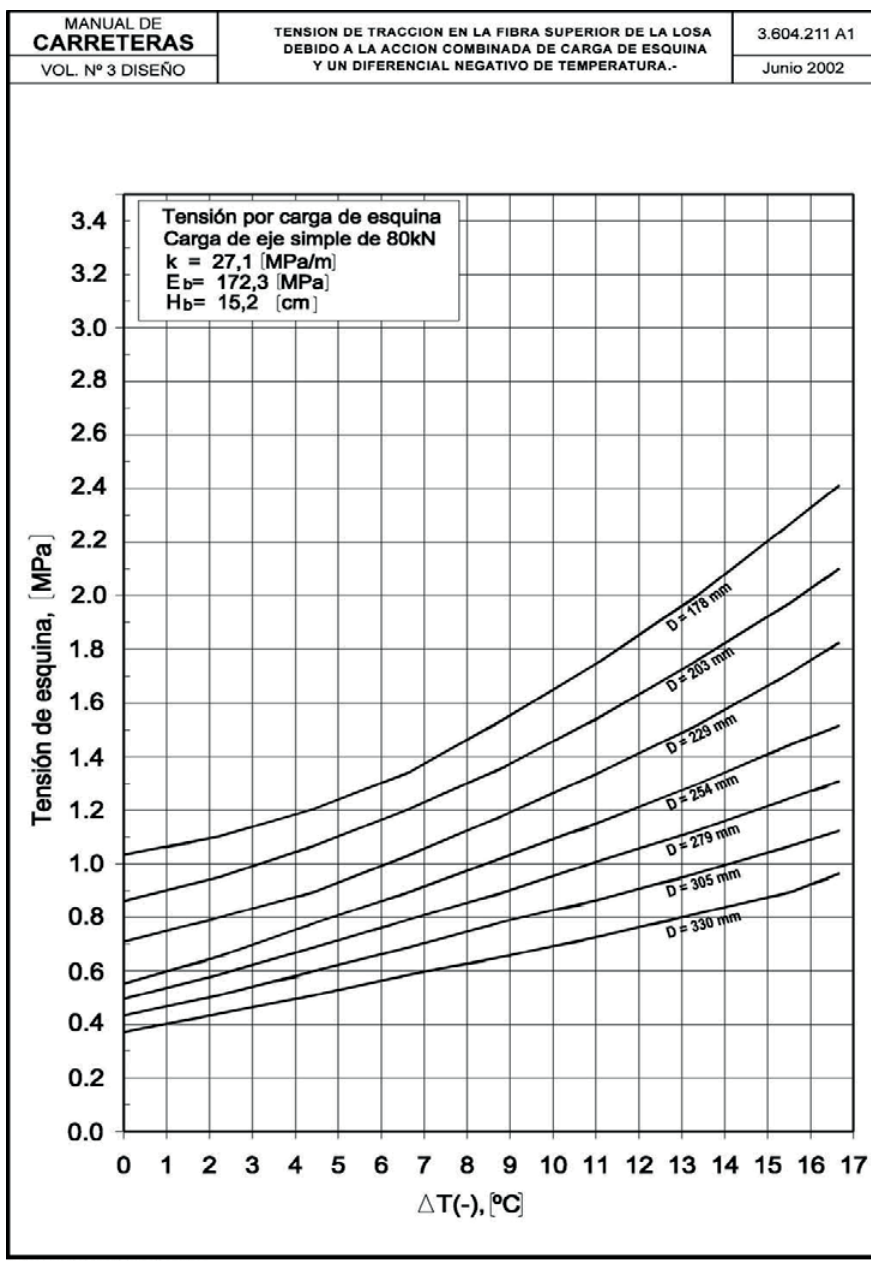
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
Pozo N°	Km.	N°/prof	H rasante	U.S.C.S.	AASHTO	IP	LL	P.U.S.	CBR 95	Dens(%)	CBR nat	k nat	k corr	k dis
1	0,3	10/5	0,5	ML	A-4(4)	7	31	1,49	27,9	81	5,9	44	44	44
2	0,5	40/5	0,7	ML-CL	A-4(1)	6	27	1,65			7,0 e	49	49	49
3	0,75		-2	GC							15,0 e	72	72	72
4	1	60/6	0,2	GM	A-7-6(4)	14	42	1,59			3,0 e	23	23	23
5	1,3	70/6	-0,3	GC	A-2-6(0)	13	37	1,81	38,9	91,5	24,1	86	86	86
6	1,5	80/6	-0,4	GM	A-2-4(0)	14	42	1,59			10,0 e	60	60	60
7	1,76	90/5	-1	GM	A-2-6(0)	11	36	-			10,0 e	60	60	60
8	2	110/6	0,8	GW	A-1-a(0)	4	22	2,12	102	94	92,1	127	127	
9	2,3	130/7	0	SC	A-6(2)	11	29	1,69	22,9	85,1	6,5	47	47	47
10	2,5	140/7	0,5	CL	A-6(4)	14	34	1,79			6,0 e	44	44	44
11	2,74	150/6	0,7	GP-GC	A-2-7(0)	22	45	1,98	19	95	19,0	79	79	79
12	3	160/1	2	GC	A-7-6(3)	19	45	1,63			3,0 e	23	33	33
13	3,27	180/6	3	CL	A-6(7)	15	34	1,55	20,9	83	4,3	34	65	65
14	3,5		2	roca fisurada							15,0 e	72	85	85
15	3,75	200/8	-3	GM	A-2-4(0)	8	32	1,77	79,3	83,6	11,4	64	64	64
16	4	210/6	0	GC	A-2-7(2)	21	41	1,77			15,0 e	72	72	72
17	4,25	220/6	1	GM	A-1-a(0)	3	23	1,91	107,6	86,7	31,3	94	94	94
18	4,5	230/6	1,3	GW-GM	A-1-a(0)	4	26				15,0 e	72	72	72
19	4,82			roca							15,0 e	72	72	72
20	5,02	240/6	-5	CL	A-6(5)	13	32	1,61	14,1	84,9	4,4	35	35	35
21	5,2	260/6	-0,3	GM	A-1-a(0)	NP	NP				15,0 e	72	72	72
(e) CBR deducido por correlación														
k corr : k nat modificado por estrato rígido prof < 3 m y/o por terraplén según columna 4 ; se ha supuesto 2.100 kg/m3 de densidad														
											Promedio	64,5	61,4	
											Desv. Standard	23,6	19,3	
											Coef. Variación	36,3	31,4	
											Prom. + 2 D Estándar.	111,8		
											Prom. - 2 D Estándar.	17,3		

MOP - DGOP - DIRECCIÓN DE VIALIDAD - CHILE



GGRÁFICO 40_1

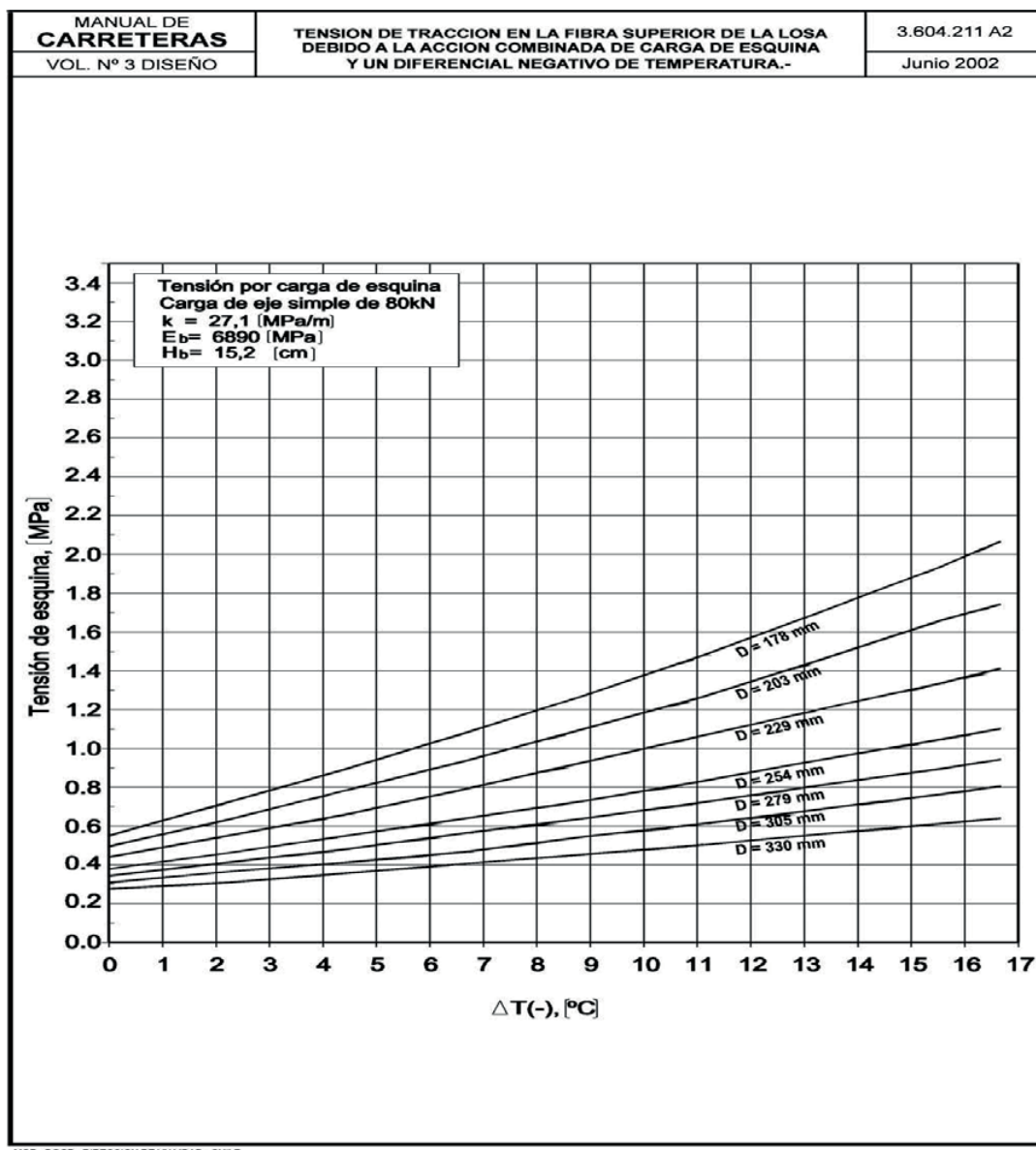
TENSIÓN DE TRACCIÓN EN LA FIBRA SUPERIOR DE LA LOSA DEBIDO A LA ACCIÓN COMBINADA DE CARGA DE ESQUINA Y UN DIFERENCIAL NEGATIVO DE TEMPERATURA 1





GGRÁFICO 41_1

TENSIÓN DE TRACCIÓN EN LA FIBRA SUPERIOR DE LA LOSA DEBIDO A LA ACCIÓN COMBINADA DE CARGA DE ESQUINA Y UN DIFERENCIAL NEGATIVO DE TEMPERATURA 2

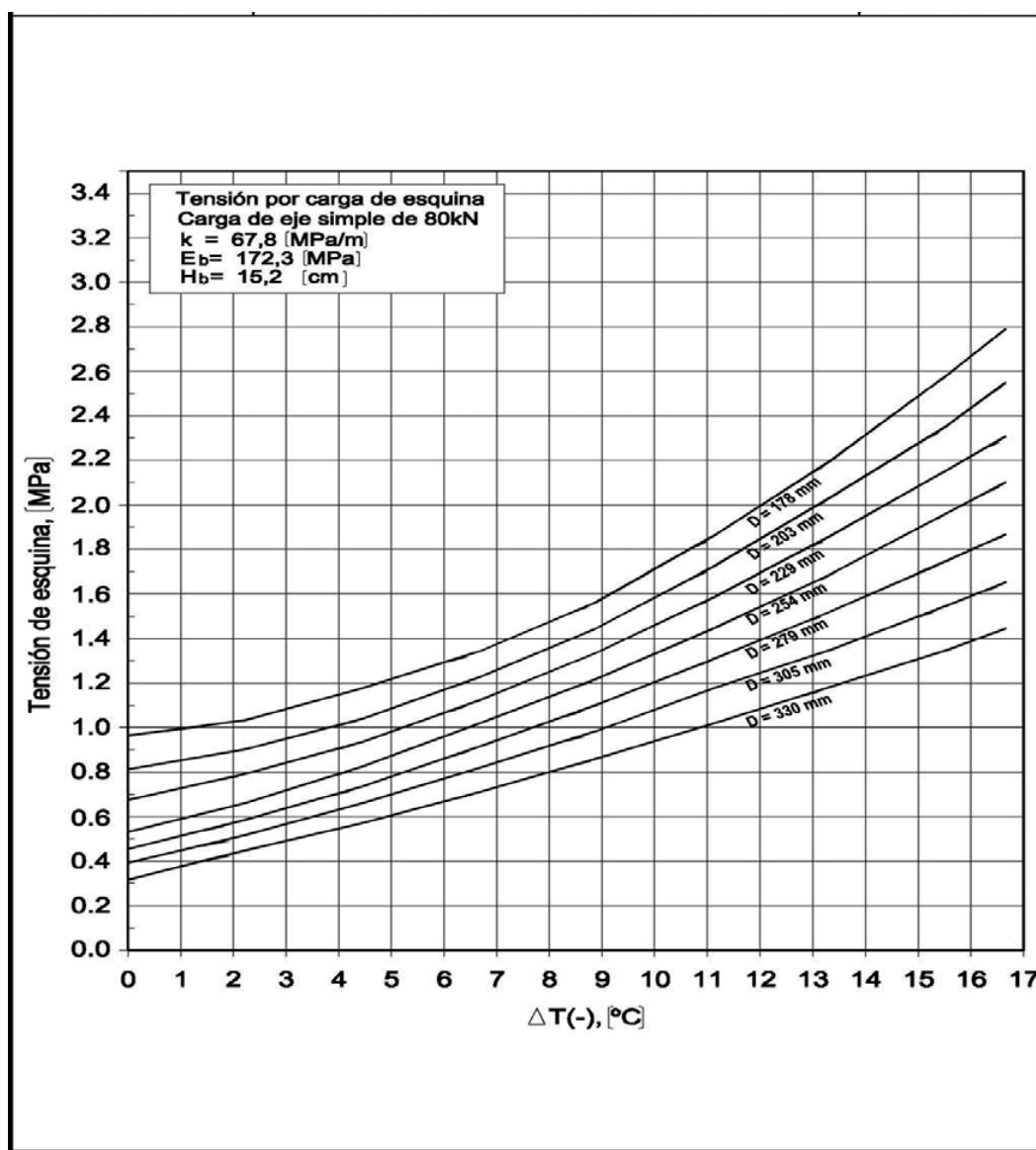


MOP - DGOP - DIRECCION DE VALIDAD - CHILE



GGRÁFICO 42_1

**TENSIÓN DE TRACCIÓN EN LA FIBRA SUPERIOR DE LA LOSA DEBIDO A LA AC-
 CIÓN COMBINADA DE CARGA DE ESQUINA Y UN DIFERENCIAL NEGATIVO DE
 TEMPERATURA 3**

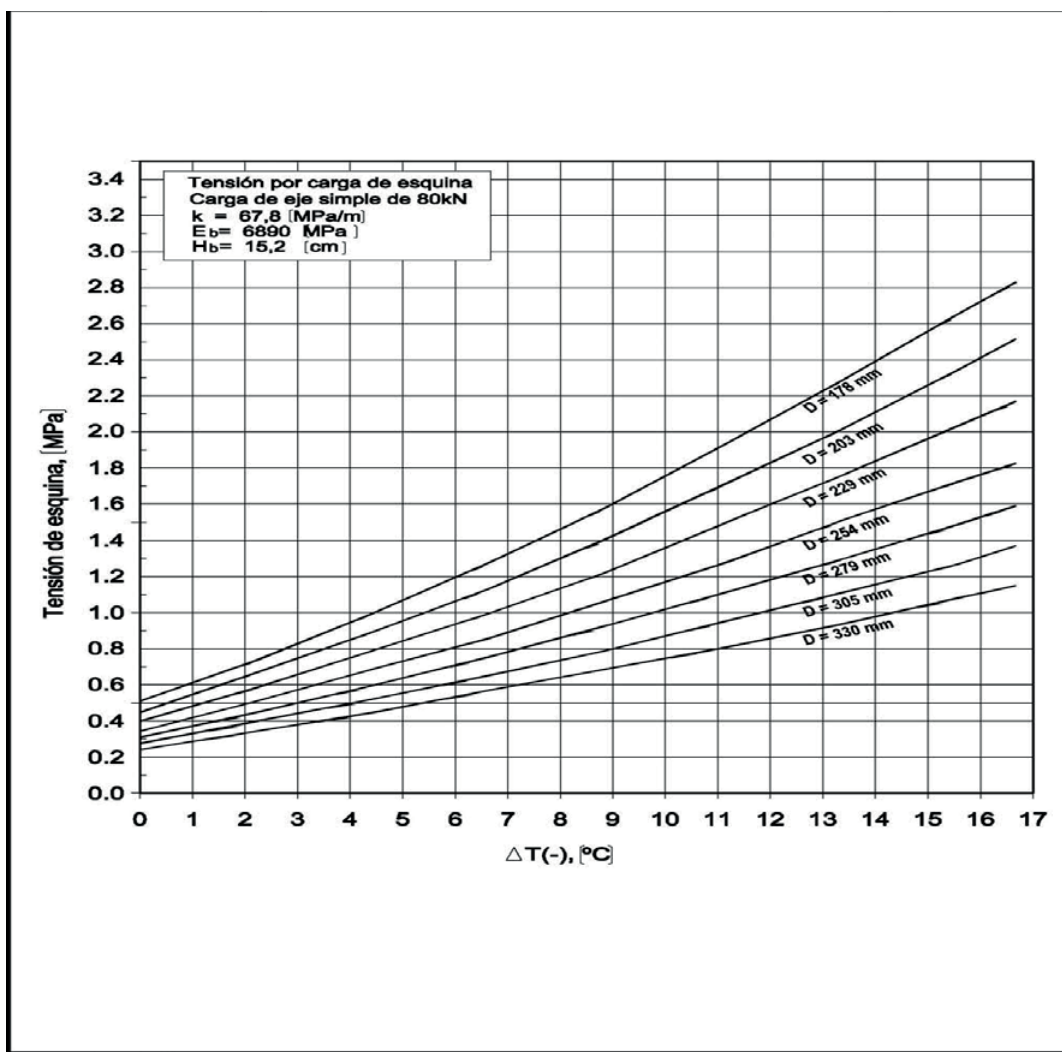


MOP - DGOP - DIRECCIÓN DE VALIDAD - CHILE



GRÁFICO 43_1

TENSIÓN DE TRACCIÓN EN LA FIBRA SUPERIOR DE LA LOSA DEBIDO A LA ACCIÓN COMBINADA DE CARGA DE ESQUINA Y UN DIFERENCIAL NEGATIVO DE TEMPERATURA 4



MOP - DGOP - DIRECCION DE VIALIDAD - CHILE



GRÁFICO 44_1 TENSIÓN DE TRACCIÓN EN LA FIBRA SUPERIOR DE LA LOSA DEBIDO A LA AC- CIÓN COMBINADA DE CARGA DE ESQUINA Y UN DIFERENCIAL NEGATIVO DE TEMPERATURA 5

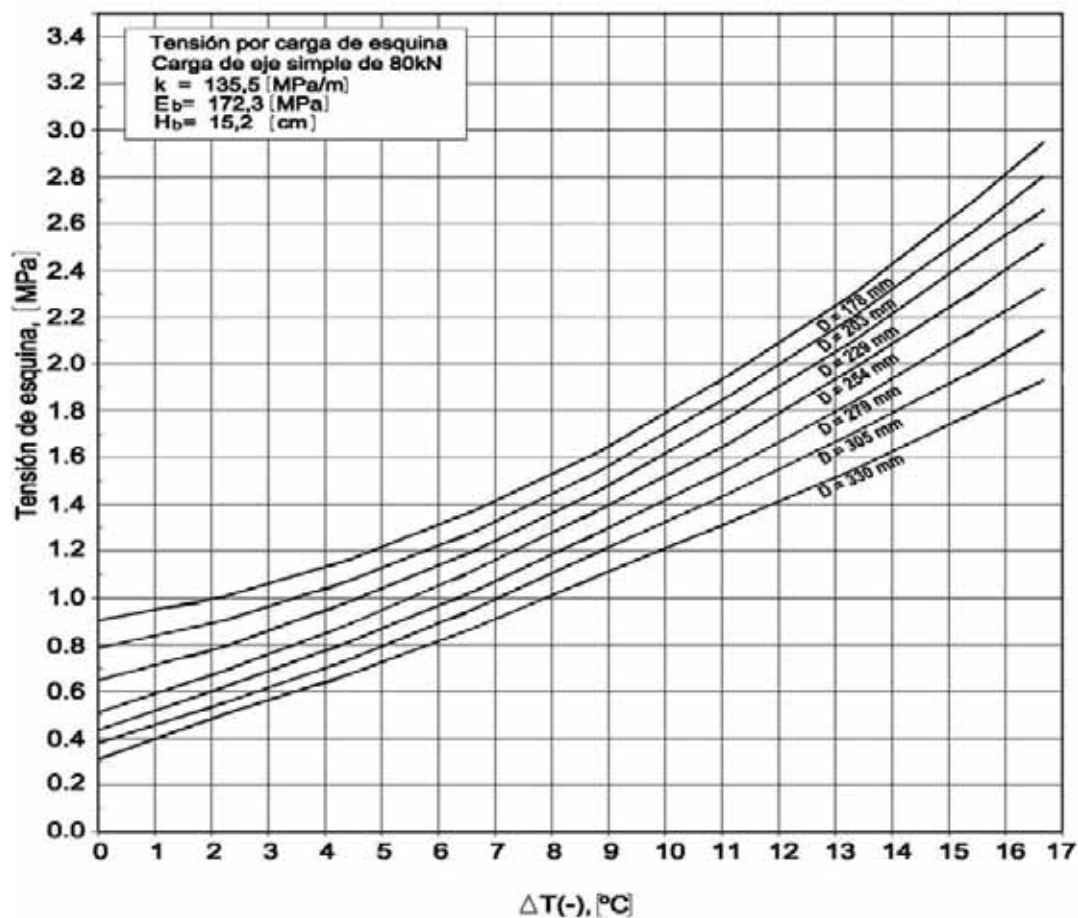
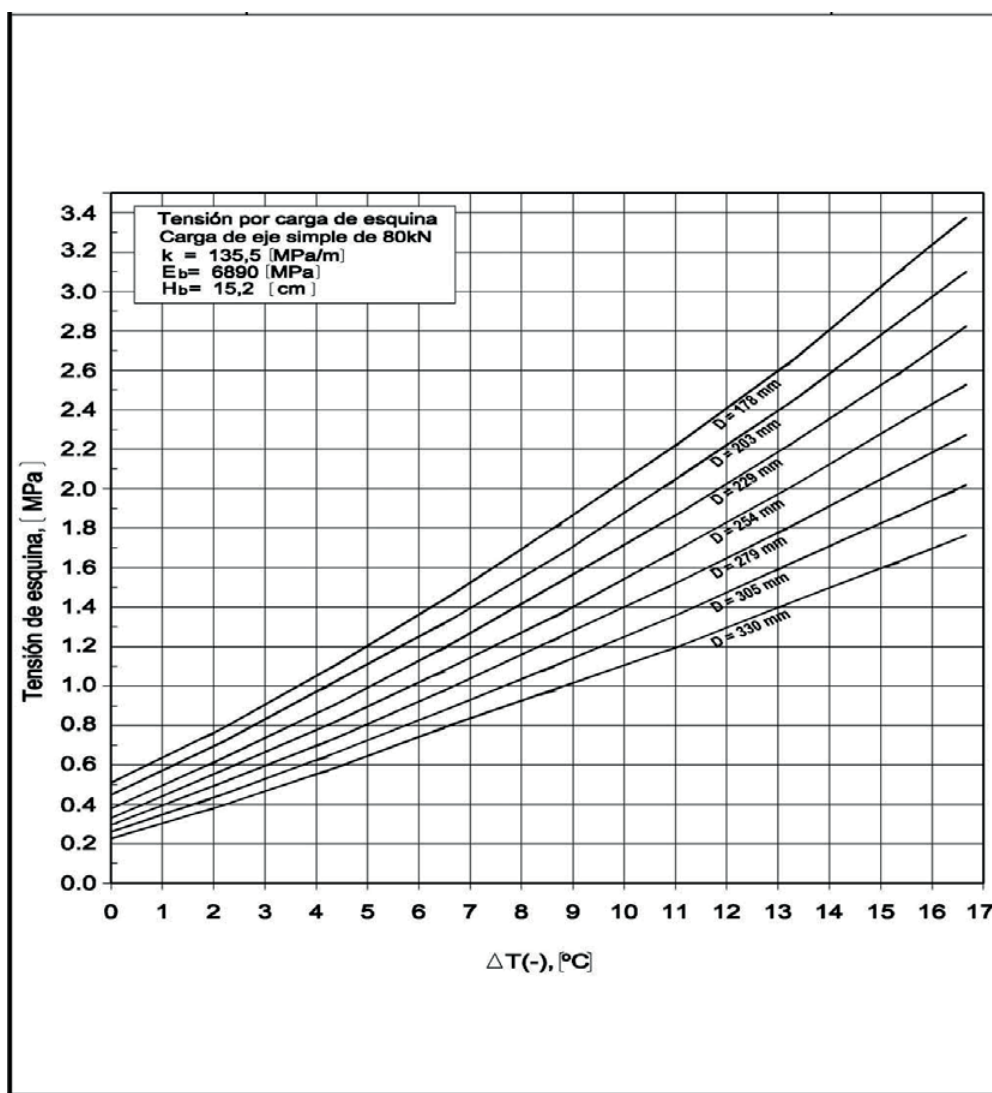




GRÁFICO 45_1 Tensión

DE TRACCIÓN EN LA FIBRA SUPERIOR DE LA LOSA DEBIDO A LA ACCIÓN COMBINADA DE CARGA DE ESQUINA Y UN DIFERENCIAL NEGATIVO DE TEMPERATURA 6

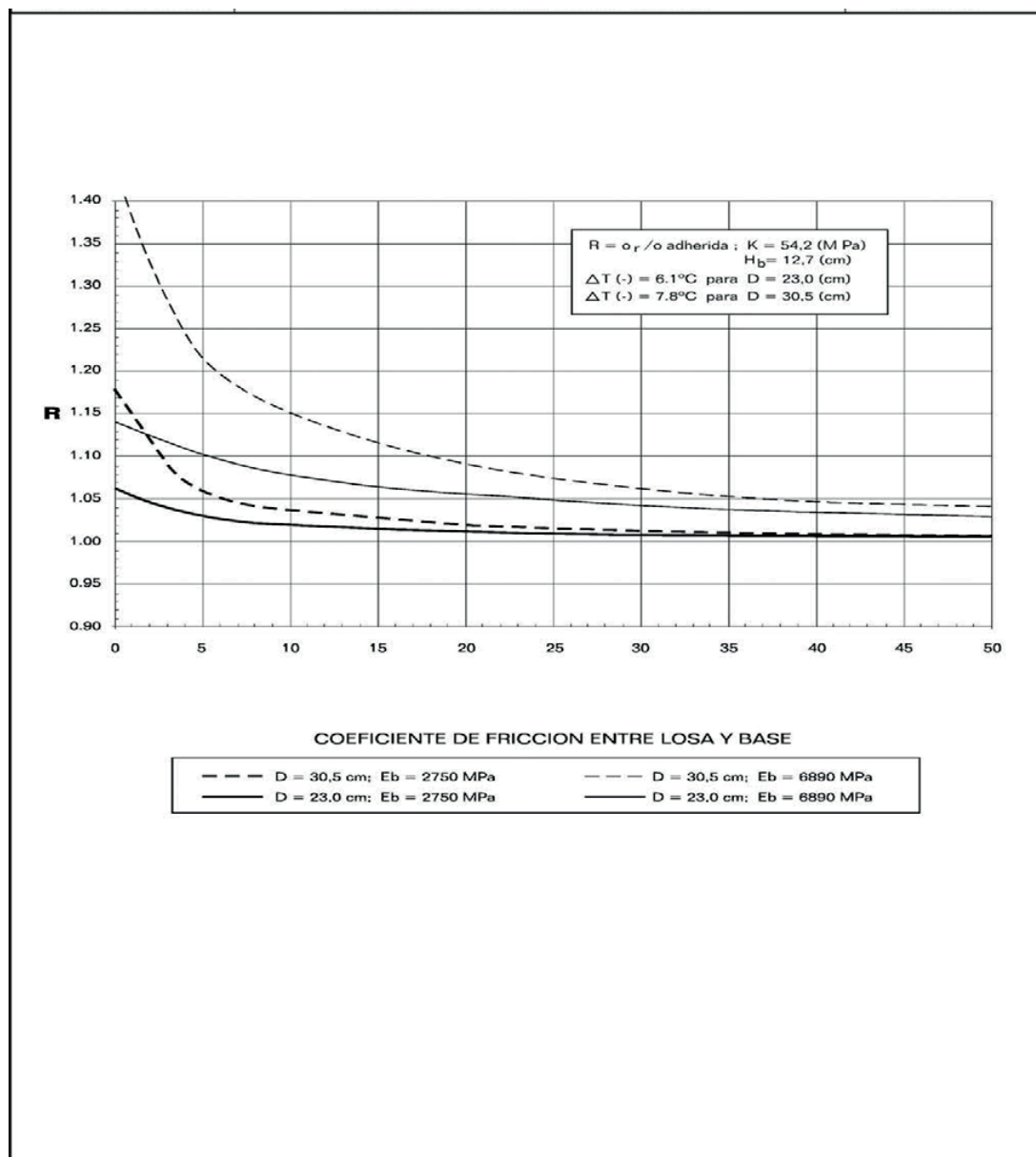


MOP - DGOP - DIRECCION DE VALIDAD - CHILE



GRÁFICO 46_1

FACTOR DE AJUSTE SEGÚN NIVEL DE ADHERENCIA, CONSIDERANDO CARGA DE ESQUINA Y UN DIFERENCIAL NEGATIVO DE TEMPERATURA



MOP - DCOB - DIRECCION DE VIALIDAD - CHILE

GRÁFICO 47_1

CALCULO DEL CBR DE DISEÑO TRAMO: CAMINO EJEMPLO

MANUAL DE CARRETERAS		CALCULO DEL CBR DE DISEÑO TRAMO : CAMINO EJEMPLO										3.604.303 A
VOL. Nº 3 DISEÑO												Junio 2002
1 Pozo Nº	2 Km.	3 Nº/Prof	4 H rasante	5 U.S.C.S.	6 AASHTO	7 IP	8 LL	9 P.U.S.	10 CBR 95	11 Dens(%)	12 CBR nat	13 CBR dis
1	0,300	170,5	0,5	ML	A-4(4)	7	31	1,49	27,9	81	5,9	5,9
2	0,500	470,5	0,7	ML-CL	A-4(1)	6	27	1,65			7,0 e	7,0
3	0,750		-2	GC							12,0 e	12,0
4	1,000	670,6	0,2	GM	A-7-6(4)	14	42	1,59			3,0 e	7,0 g
5	1,300	770,6	-0,3	GM	A-2-6(0)	13	37	1,81	38,9	91,5	24,1	24,1
6	1,500	870,6	-0,4	GM	A-2-4(0)	14	42	1,59			12,0 e	12,0
7	1,760	970,5	-1	GM	A-2-6(0)	11	36	-			12,0 e	12,0
8	2,000	1170,6	0,8	GM	A-1-a(0)	4	22	2,12	102	94	92,1	r
9	2,300	1370,7	0	GM	A-6(2)	11	29	1,69	22,9	85,1	6,5	6,5
10	2,500	1470,7	0,5	GM	A-6(4)	14	34	1,79			8,0 e	8,0
11	2,740	1570,6	0,7	GM	A-2-7(0)	22	45	1,98	19	95	19,0	19,0
12	3,000	1670,1	2	GM	A-7-6(3)	19	45	1,63			3,0 e	7,0 g
13	3,270	1870,6	3	GM	A-6(7)	15	34	1,55	20,9	83	4,3	4,3
14	3,500		2		roca fisurada						15,0 e	15,0
15	3,750	2070,8	-3	GM	A-2-4(0)	8	32	1,77	79,3	83,6	11,4	11,4
16	4,000	2170,6	0	GC	A-2-7(2)	21	41	1,77			15,0 e	15,0
17	4,250	2270,6	1	GM	A-1-a(0)	3	23	1,91	98	86,7	23,0	23,0
18	4,500	2370,6	1,3	GW-GM	A-1-a(0)	4	26				15,0 e	15,0
19	4,820				roca						15,0 e	15,0
20	5,020	2470,6	-5	CL	A-6(5)	13	32	1,61	14,1	84,9	4,4	4,4
21	5,200	2670,6	-0,3	GM	A-1-a(0)	NP	NP				15,0 e	15,0
c	valor estimado por correlación de datos básicos											Promedio
g	modificado por colación de un geotextil											Desv. Standard
r	valor no considerado pues supera el promedio más 2 desviaciones estándar											Coef. Variación
												CBR diseño (percentil 90%)
												5,75

MOP - DGOP - DIRECCION DE VALEDAZ - CHILE



BIBLIOGRAFÍA

Para el Desarrollo de las Especificaciones para el Diseño de Obras Viales, se tomó como norma base:

- **MANUAL DE CARRETERAS DE CHILE**

Gobierno de Chile. Ministerio de Obras Públicas – Dirección de Vialidad

Edición: LEN y Asociados Ingenieros Consultores Ltda.

Fecha de Edición: Diciembre 2.001

También se revisó las normativas e informes vigentes:

- **Guide for Design of Pavement and Structures** 1998 Supplement.

AASHTO – American Association of State Highway and Transportation Officials.

- **ASTM –American Society for Testing and Materials.**

Manuals, Section 4

- **Asphalt Paving Manuals**

Resurfacing and Asphalt Concrete Paving

Mix Design Methods for Hot-Mix Asphalt Paving

Construction of Hot Mix Asphalt Pavements

Asphalt Institute.

- **Design and Control of Concrete Mixtures**

PCA – Portland Cement Association

- **Manual of Concrete Practice**

Design Handbook

ACI – American Cement Institute.

- **MANUAL DE DISEÑO DE CARRETERAS DE PERU – DG-2001**

República del Perú. Ministerio de Transportes, Comunicaciones, Vivienda y Construcción

Fecha de Edición: Marzo 2.001

- **ROADS DESIGN GUIDE LINES OF SOUTHERN AFRICA**

Southern African Development Community (SADC) - BOTSWANA

ISBN 99912-0-456-3

Edición: Julio 2.003