

UNIVERSIDAD DE LA REPUBLICA



05007203

Apuntes de
CAMINOS

(2ª Edición)

Arturo L. Forteza

FACULTAD DE INGENIERIA
Departamento de Obras Viales

ARTURO L. FORTEZA

A P U N T E S D E

C A M I N O S

2ª Edición

CURSOS:

- * Caminos - 5º Año Ing. Civil - Vial
- * Trazado de Caminos - 8º Sem. Ing. Agrim.

FACULTAD DE INGENIERIA - DEPTO. DE OBRAS VIALES

1992

U R U G U A Y

INDICE

* Generalidades	5
* Sección Transversal	15
* Estudio de Trazado - Planimetría	21
* Perfil Longitudinal	49
* Movimiento de Suelos	73
* Drenaje	95
* Señalización	129
* Pavimentos Rígidos	145

GENERALIDADES

GENERALIDADES

HISTORIA DE LAS VIAS DE COMUNICACION

Las comunicaciones han sido en la historia elemento importante en el desarrollo de la actividad humana, acompañando sus períodos de auge o decadencia con asombrosa similitud.

Surge la necesidad de vincularse entre los hombres y facilitar la circulación entre los lugares de más frecuente tránsito, ya sea para buscar su sustento, relacionarse con otras comunidades o expandirse progresivamente en forma comercial y cultural.

Inicialmente el camino no era más que una faja de terreno acondicionada para el paso de personas y animales.

Con la invención de la rueda (?? hace aprox. 6000 años) fue necesario mejorar esas sendas de paso para lograr superficies más resistentes, lisas uniformes y de trazado más regular.

Esta tarea de construcción de caminos era muy difícil y trabajosa para los antiguos, teniendo en cuenta los precarios medios disponibles en la época, razón por la cual durante mucho tiempo se utilizaron las vías de comunicación naturales: marítimas y fluviales, como elemento fundamental de transporte de mercancías y personas.

Con el perfeccionamiento de los vehículos de ruedas esta situación fue cambiando, hasta tener un apogeo en la época del Imperio Romano, donde se encuentra un sistema de comunicaciones sumamente desarrollado con una inmensa red de calzadas que unían las metrópolis con los puntos más apartados de su imperio. El grado de tecnicismo era muy elevado, construyéndose "calzadas" asentadas sobre cimientos de piedra de gran espesor y terminadas superficialmente con piedra partida o losas rejuntadas con uniones perfectas.

Con la caída del Imperio Romano y el advenimiento de la Edad Media las comunicaciones pierden intensidad e interés, olvidándose los caminos y tendiendo a desaparecer casi por completo los vehículos. Es la época de la navegación.

Mientras tanto en América, al descubrirse el Nuevo Mundo, los europeos hallan una importante red de comunicación en el Imperio Inca (Perú, Ecuador y Chile), con caminos bien conservados y de gran desarrollo, aunque más

precarios que los romanos, ya que el terreno es más accidentado y además ... no se conocía la rueda. De la misma forma, en la península de Yucatán los Mayas presentan un sistema análogo, para transporte exclusivo por hombres (indios cargueros), encontrándose en muy buen estado por su buena realización y el hecho que no debían soportar el paso de carruajes ni caballerías. La cultura azteca, del valle de México, construyó calzadas locales y cortas.

A fines del siglo XVIII comienzan a resucitar los caminos, debido al aumento inusitado de población que hace necesario desarrollar la producción en zonas cada vez más apartadas de las vías marítimas y fluviales, a la vez que se perfeccionan los vehículos de tracción animal y mejoran las técnicas de construcción vial.

Pero a comienzos del siglo XIX surge un nuevo medio de transporte terrestre: el ferrocarril (1825 - Stephenson), el cual se desarrolla rápidamente, compitiendo con capacidad y velocidad mucho mayores que el transporte por carretera. Los países avanzados de Europa y América tienden vastas redes ferroviarias, dejando relegada la carretera a una función secundaria, como auxiliar del ferrocarril.

Sobre fines del siglo XIX y principios del XX empieza a ser realidad el elemento que revolucionaría por completo el transporte terrestre: el vehículo automotor. Su técnica se perfecciona rápidamente, popularizándose y transformándose en un elemento útil y económico para transporte de pasajeros y mercancías. Esto obliga a reparar los viejos caminos deteriorados y principalmente a construir nuevos caminos adaptados a este medio de transporte, con pavimentos y trazados más cómodos, adecuados y resistentes.

Es el inicio de la "Ingeniería de Tránsito" (1920 - 1930).

Los vehículos se multiplican vertiginosamente, aumentando su velocidad y por tanto haciendo cada vez más exigente la construcción de caminos. Se amplían las curvas, se reducen pendientes, se mejoran los firmes, se evitan cruces a nivel, etc., llegando a desarrollarse criterios de diseño cada vez más refinados en base a exigencias planteadas por el aumento de los vehículos en circulación, sus dimensiones y pesos, así como el incremento de sus velocidades de desplazamiento.

Se desarrollan teorías y aplicaciones prácticas en áreas hasta ese momento elementales, como ser: aplicaciones del asfalto, mecánica de suelos, estudios de capacidad y tránsito, pavimentos de hormigón, maquinaria y equipos de construcción, control de calidad, técnicas y materiales de construcción, mantenimiento y conservación, administración de carreteras, etc.

EVOLUCION DE LAS CARRETERAS EN EL URUGUAY

Desde los orígenes de la Ley de Indias, que otorgó donaciones de tierras, los propietarios estaban obligados a permitir el libre tránsito de los caminantes y arrieros "por donde quisiere".

Luego de la Constitución (1830) se mantiene este criterio y en 1840 se dicta un Decreto estableciendo que los caminos "sean libres para todo género de gentes en tal manera que ... ninguna persona los puede impedir".

En 1865 se dictaban disposiciones manifestando el interés por definir "la dirección y la anchura" de los caminos públicos de toda la República.

Hasta la promulgación del Código Rural (1875) el tránsito era libre porque los predios no estaban cercados, pero al realizarse el cerramiento debieron dictarse normas que debían cumplir los propietarios.

- En los caminos públicos de los departamentos de Montevideo y Canelones no se podían establecer portadas, tranqueras ni atajadizo alguno, ni de día ni de noche.

- Se reconoció el derecho de todo individuo de transitar por las portadas de los campos cercados, para dirigirse a los caminos generales o vecinales, con la sola limitación de marchar siempre por las sendas de paso establecidas, no pudiendo hacer paradas en el campo sin permiso del propietario.

En este mismo Código se clasificaron los caminos en tres categorías:

- 1) nacionales, con un ancho de 40 m. por lo menos,
- 2) departamentales, de 27 m.,
- 3) vecinales, de 17 m.

En 1884 se crea la Dirección General de Caminos Nacionales con el fin de:

- a) practicar los trazados y amojonamiento de una red de caminos y
- b) preparar los proyectos y presupuestos de las obras a realizar.

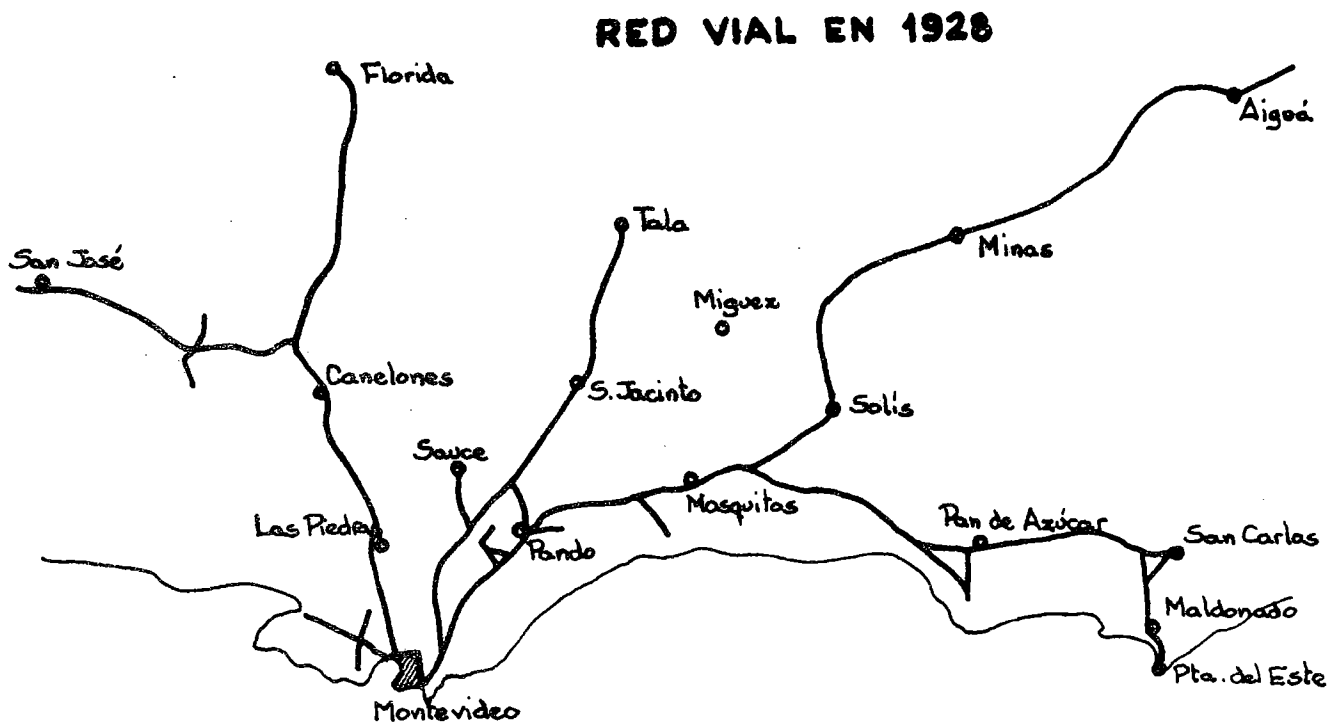
En 1905 se dicta una Ley y se asignan fondos para la construcción y reparación de las primeras obras viales, así como al estudio del trazado general de caminos. Se producen entonces las primeras obras de pavimentación por "macadamización" de tres caminos nacionales del departamento de Canelones.

- Montevideo, Las Piedras, Guadalupe (hoy Canelones), Santa Lucía, San José y Mercedes.- Hoy Rutas nacionales Nº 5, 11, 23 y 2.

- Ramal que sale del camino anterior en las proximidades de Sta. Lucía y pasa por Florida, Durazno y Tacuarembó hasta Rivera.- Hoy Ruta nacional Nº 5.

- Prolongación del Cno. de Toledo, por San Ramón, Nico Pérez y la Cuchilla Grande hasta la ciudad de Melo.- Hoy Ruta nacional Nº 7.

- Prolongación del Cno. que pasa por Pando, Maldonado, San Carlos, Rocha hasta el Chuy.- Hoy Rutas nacionales Nº 8 y 9.



A partir de 1920 la mayor velocidad de desplazamiento y el aumento de cargas pesadas requieren pavimentos de clase superior: tratamientos bituminosos y hormigón. Se implantaron nuevos procedimientos de construcción, se suavizaron pendientes longitudinales y se ampliaron los radios de curvatura.

En las zonas más alejadas de la Capital se construyeron afirmados de bajo costo, de tipo areno-arcillosos o a base de toscas (material proveniente de la descomposición superficial de los granitos y basaltos por acción de los agentes atmosféricos).

Entres las obras más importantes de la época se destacan:

- Camino de Tropas: La Tablada - Cerro.- (Ruta Nº 36).

Construido totalmente de adoquín granítico, de 7 km. de longitud, con calzada de 10 m. de ancho y acordonado.

Obra terminada en 1923.

- Carretera: Montevideo - Colonia.- (Ruta nacional Nº 1).

Realizada en hormigón en su casi totalidad, con 177 km. de extensión, con calzada de 6 m. de ancho y espesor variable 23-19-23 cm.

Terminada en 1933.

~~En materia de puentes, en los años 1910, se terminaron varias obras importantes, como ser:~~

- puente metálico sobre el Río San José, próximo a la ciudad del mismo nombre.

- puente sobre el Río Santa Lucía en Paso del Pache, actual Ruta Nº 5 (hoy sustituido).

- puente metálico sobre el Río Santa Lucía Chico, en el paraje Piedra Alta.

- Se destaca en forma particular el puente construido sobre el Río Santa Lucía, próximo a su desembocadura en el Río de la Plata, en la Ruta nacional Nº 1. Se desarrolla en una longitud de 540 m., en 7 tramos: 3 fijos de 100 m., uno giratorio de 60 m. y 4 fijos de 45 m. de luz cada uno. Consta de una calzada de 6 m. entre cordones y una vereda exterior para peatones de 1,50 m. de ancho. Fue previsto para circulación de ferrocarril, en la línea Montevideo-Libertad-San José-Río Negro, pero nunca se habilitó a ese fin.

Los trabajos de fundación fueron muy penosos, utilizándose dos procedimientos: a) al aire libre, mediante empleo de ataguías (4 pilas y estribo W), b) fundaciones por aire comprimido (5 pilas), llegándose a profundidades de 27 m. bajo el nivel del agua.

El suministro y montaje se contrató en primera instancia a la empresa alemana Deutche Maschinenfabrik A.G., pero los tramos metálicos nunca llegaron al país a consecuencia de la 1ª Guerra Mundial (1914-18). Finalizada ésta se contrató nuevamente, ahora con la United Steel Products Co. New York, quedando habilitado el tránsito en el año 1924.

Comienza posteriormente la época de construcción de puentes de hormigón armado, entre ellos los puentes sobre el Solís Grande, Canelón Grande y Canelón Chico.

Se unificaron criterios en cuanto a luz, ancho de calzada, sistema de carga, tipo de estructura, etc. surgiendo así los puentes tipo de la Dirección de Vialidad.

Considerando razones económicas frente al rendimiento utilitario, se hizo usual la construcción de los llamados puentes sumergibles, en aquellos casos en que la magnitud de una obra insubmersible podría privar a una región menos desarrollada de una mejora necesaria para su progreso.

El puente sumergible se construye con su calzada por debajo del nivel de las aguas en creciente y se diseña y ejecuta de forma tal que pueda ser totalmente cubierto por ellas y sea capaz de resistir, sin daño, la acción del agua y sus arrastres. Los terraplenes se protegen revistiendo sus taludes con piedra, hormigón o pastos (tepes). La calzada de los accesos se

pavimenta cuidadosamente, con tratamiento asfáltico superficial, y se dispone una pendiente transversal uniforme (5%) en sentido contrario al de la corriente.

Para oponer baja resistencia a la acción de los arrastres se adoptan estructuras simples, en madera u hormigón armado, con luces de no más de 8 m. y pórticos verticales arriostrados en sentido transversal (diagonal) que absorban los empujes laterales. Las barandas, de caño de hierro galvanizado o cables de acero, se proveen de articulaciones que permiten su vuelco sobre la calzada cuando viene la creciente, manejadas por un "guarda- puente" encargado de vigilar el puente y clausurar el tránsito.

Como solución intermedia se ha empleado la combinación de puente insumergible con accesos sumergibles. Esto implica considerar como definitiva la obra mayor de desagüe y construir los accesos a cota inferior que el tablero del puente, haciendo sumergibles estos tramos ante el avenimiento de crecidas extraordinarias.

Se consigue un considerable ahorro en el costo de los terraplenes al momento de la inversión inicial, haciendo factible su elevación progresiva en el momento oportuno que justifique la transformación. El puente, en cambio, no se puede construir en etapas. (Ejemplo: Paso Averías s/Río Cebollatí - Ruta Nº 14).

SITUACION DE LA RED

La Red Vial Nacional (bajo jurisdicción de la Dirección Nacional de Vialidad) cuenta, a fecha 1986, con aproximadamente 9700 km. de longitud, discriminados por tipo de pavimento en:

Hormigón	148 km.		
Concreto asfáltico	1470 km.	Superior	1620 km.
Tratamiento bituminoso	4665 km.	Medio	4665 km.
Granulares	3120 km.	Inferior	3425 km.
Caminos mejorados	307 km.		

			9710 km.

BIBLIOGRAFIA

- * "Camino" - Tomo I - José L. Escario - 5ª Edición - 1967 -
Las Comunicaciones en la Historia.
- * "Manual de Ingeniería de Tránsito" - Guido Radelat -
Introducción.
- * "La Acción Vial en el Uruguay - Su Desarrollo y Evolución" - Ing. Ponciano
S. Torrado - M. O. P. - Dirección de Vialidad - 1950 -
(Biblioteca Fac. de Ingeniería: Caja 64 - 625.7 - T688a)
- * "Anuario Estadístico de Transporte - 1985" - M. T. O. P. - Dirección
Nacional de Transporte - Unidad de Planificación de Transporte -

-----0-----



SECCION TRANSVERSAL



SECCION TRANSVERSAL DEL CAMINO

El diseño de la sección transversal de un camino influye grandemente en la capacidad de tránsito, pero también repercute fundamentalmente en el costo de la obra.

El proyecto debe tener en cuenta las previsiones futuras de tránsito, construyéndose en un primer momento lo estrictamente necesario, dejando posibilidades de ampliación fácil y económica.

Calzada es la zona del camino destinada a la circulación de los vehículos, en la cual estará emplazado el pavimento, cuando exista.

Carriles (o trochas) son las fajas que componen la calzada, capaces de acomodar una fila de vehículos. Generalmente tienen un ancho entre 2,75 y 3,65 m.; dependiendo de la categoría del camino, el volumen y tipo de tránsito, la velocidad de circulación, la presencia de acordonado u obstáculos laterales, etc.

Los anchos comúnmente empleados son:

- Caminos vecinales: 3,00 m. (para volúmenes de tránsito muy bajos puede adoptarse hasta 4,50 m. de ancho total de calzada)
- Caminos secundarios: 3,35 m. (Tránsito Medio Diario < 500 vehículos)
- Carreteras principales: 3,50 a 3,65 m. (TMD > 500 veh.)

Banquinas (o acotamientos) son las fajas contiguas a la calzada destinadas a estacionar vehículos, transitar en casos de necesidad eventual, sostener lateralmente el pavimento y proteger contra la humedad y posibles erosiones a la calzada. El ancho de cada una de las banquetas varía desde un mínimo de 1,20 m. para caminos de menor importancia (permite salirse algo de la calzada a los vehículos estacionados), hasta 2,50 m. para automóviles y 3,00 m. para camiones (no se ocasiona obstáculo al tránsito circulando por la calzada).

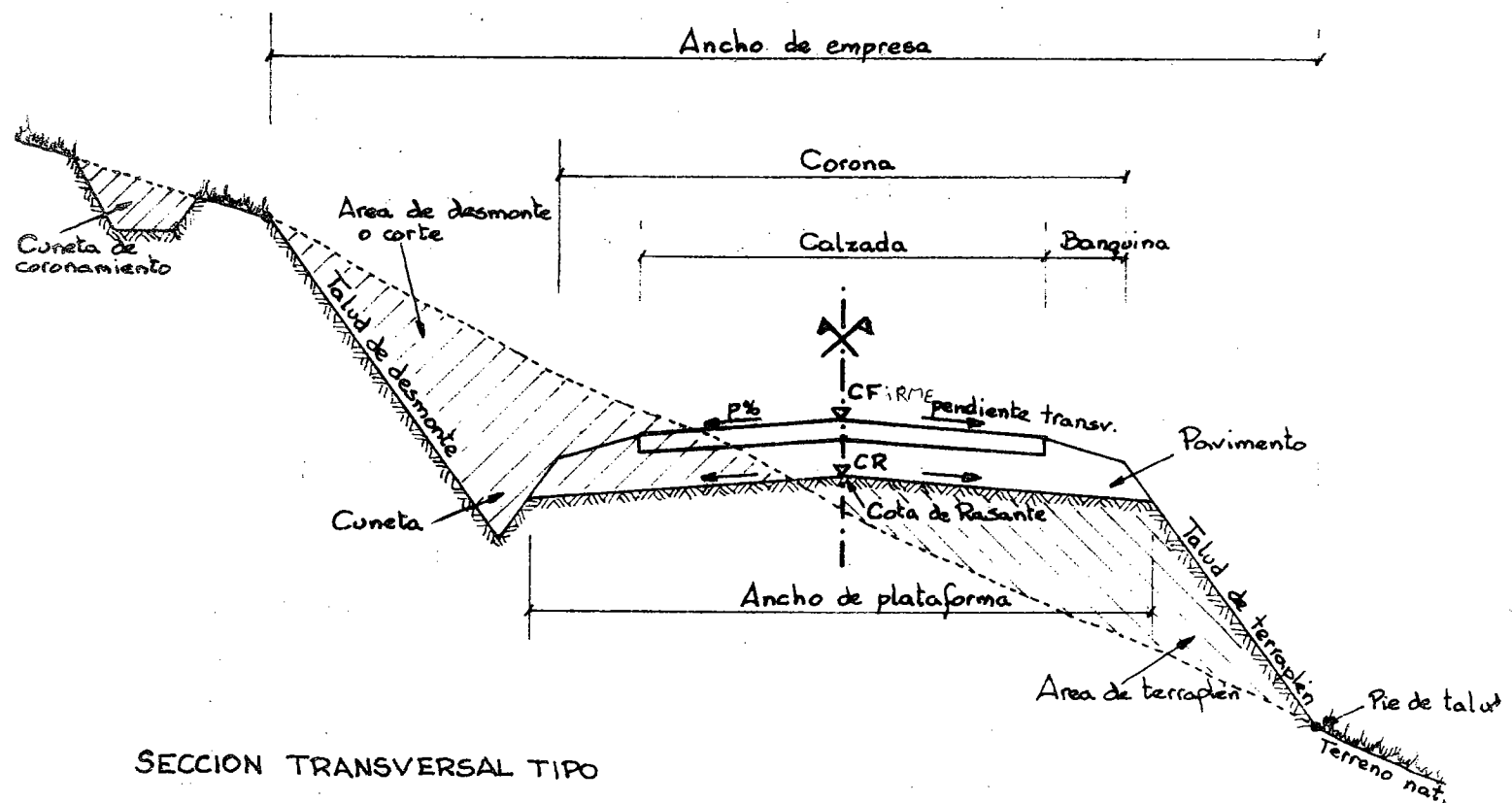
Cuando existen cordones (o bordillos) o cualquier obstáculo lateral, éstos restringen psicológicamente el ancho de calzada en un orden de 0,30 a 0,90 m. para alturas de 15 a 20 cm. sobresaliendo del pavimento, hasta 1,80 m. en el caso de barandas, defensas laterales u otros obstáculos fijos o móviles de mayor altura. Usualmente cuando se instalan parapetos o barreras de contención lateral al tránsito se prevee un ensanche de 0,60 m. en el borde de banquina.

Al conjunto de calzada y banquetas se le denomina plataforma, aunque

convenimos en llamarle corona y reservar el nombre de plataforma para el ancho de la obra de suelos.

El área de terreno reservada para el camino es la faja de emplazamiento o de dominio público (o derecho de vía) y su ancho varía entre 30 y 60 m. y aún 100 m. en algunos casos de rutas importantes.

Las sendas de circulación en cada sentido pueden estar divididas por un obstáculo estrecho llamado separador o estar constituidas por dos calzadas independientes separadas por una faja divisoria central de terreno. Las fajas centrales pueden servir además para refugio de peatones, como zona de espera para vehículos que giran a la izquierda o cruzan la carretera, para evitar choques de frente, deslumbramiento nocturno o como previsión de espacio para ensanches futuros de calzada.



SECCION TRANSVERSAL TIPO

-----0-----

Se denomina movimiento de tierra (u obra de suelos, o terracería) al volumen de material que es necesario desmontar o terraplenar para conformar el camino.

La plataforma (o subcorona) es la superficie que limita el movimiento de tierra y sobre la que se apoyan las capas de materiales seleccionados de pavimento y banquetas.

La elevación de la plataforma sobre el eje del trazado se define como

Cota de Rasante y su desarrollo longitudinal se denomina (línea de) Rasante.

~~El suelo por debajo de la superficie de rasante se denomina subrasante.~~

La diferencia de cotas entre el terreno natural (en el eje) y la cota de rasante, se conoce como Cota Roja, y en general, salvo terrenos muy accidentados, da una idea aproximada de los desmontes o terraplenes de cada sección.

Se entiende por pavimento (o estructura) la capa o capas de material seleccionado y/o tratado que tiene por objeto soportar las cargas producidas por el tránsito y repartirlas de manera tal que los esfuerzos transmitidos a la subrasante sean admitidos por ésta, sin causar daños; a la vez de proporcionar una superficie de rodamiento adecuada al tránsito.

La pendiente transversal de la plataforma es en general mayor o igual que la del pavimento, y se recomienda según el tipo de capa superficial:

- 1 a 2 % para pavimentos de hormigón o concreto asfáltico.
- 1,5 a 3 % para superficies con tratamiento bituminoso.
- 2 a 4 % para superficies naturales de tierra o grava (tosca).

Normalmente, para trazado en recta, se conforma un perfil transversal a dos alas, con pendiente hacia ambos lados del eje. En las curvas o transiciones se producen variaciones de pendientes por sobreelevación de los bordes del pavimento, a los efectos de suministrar a la calzada el peralte necesario para que no deslice un vehículo que circula a una determinada velocidad de proyecto.

El objeto de la pendiente transversal de la calzada y la plataforma es el de favorecer el escurrimiento del agua superficial o infiltrada en forma efectiva, pero sin llegar a pendientes tales que puedan producirse erosiones por alta velocidad del agua en la superficie.

Taludes laterales - Se determinan de acuerdo con la altura y naturaleza del material que los constituyen, teniendo en cuenta el talud mínimo que admite el terreno por condiciones de estabilidad.

Se definen como la inclinación del paramento de los cortes o terraplenes, expresado numéricamente por la relación de pendientes (Vert./Horiz.).

Los taludes normalmente adoptados, para la generalidad de los terrenos, varían entre:

1:4 a 1:3 para terraplenes de altura menor de 3,00 m.

1:2 a 1:1,5 para terraplenes mayores de 3,00 m.; en estos casos se ensancha 60 cm. la banquina para instalar parapetos.

Cunetas - son obras de drenaje, tipo zanja, que se construyen a ambos lados de la plataforma en las zonas de desmonte, con objeto de recibir el agua que escurre por el firme y los taludes del corte, diseñadas para alejar lo más rápidamente posible el agua de la obra de tierra que constituye la

plataforma.

Normalmente se construyen en sección triangular o trapezoidal, con taludes de pendiente 1:2 a 1:4.

La capacidad hidráulica de las cunetas se calcula en función de la precipitación pluviométrica y el área drenada, debiéndose evacuar el agua con la máxima velocidad que permita el material que las conforma. Generalmente la pendiente longitudinal es la misma que la del camino (paralela a la rasante), pero puede variarse si fuera necesario.

En caso que la velocidad de escurrimiento sea muy grande deben protegerse las cunetas con materiales resistentes a la erosión. Deben evitarse, por otro lado, velocidades mínimas que produzcan depósitos.

Cunetas de coronamiento (o contracunetas) son zanjas que se excavan por encima del borde superior de la excavación con el fin de interceptar el escurrimiento natural del terreno antes que entre a la zona del camino. Se construyen en dirección perpendicular a a la máxima pendiente del terreno.

-----0-----

BIBLIOGRAFIA

- * "Caminos" - Tomo I - José L. Escario - 5ª Edición - 1967 -
Cap. V - Sección Transversal del Camino.
- * "Vías de Comunicación" - Carlos Crespo V. - 1ª Ed. - 1982 - Ed.Limuse -
Cap. I - Generalidades.
- * "Manual de Proyecto Geométrico de Carreteras" - Secretaría de
Asentamientos Humanos y Obras Públicas - México - 1ª Edición - 1977 -
Cap. IX - Sección Transversal.

**ESTUDIO DE TRAZADO
PLANIMETRIA**

ESTUDIO DEL TRAZADO

Entre dos puntos del territorio pueden determinarse varias soluciones geométricas realizables desde el punto de vista técnico. Esto implica realizar una comparación teniendo en cuenta los aspectos económicos de una y otra solución, hasta lograr la más adecuada combinación técnico-económica que permita establecer la conveniencia y prioridad de la obra a encarar.

Cuanto más detallados y exhaustivos sean los estudios realizados del terreno a recorrer, en cuanto a topografía y relieve, obstáculos naturales, características geológicas y geotécnicas, etc., más sencillo será analizar el valor de las diferentes soluciones y en definitiva el costo de la construcción.

Estudios preliminares

Deberá comenzarse por fijar los puntos forzosos del trazado, ya sean terminales o intermedios, teniendo en cuenta ciudades, centros de interés (industriales, turísticos), ubicación de puentes, paso entre montañas, etc.

Una vez definida la o las fajas de trazado se realiza un estudio minucioso de mapas generales de la región, mapas geológicos, fotografías aéreas y reconocimientos primarios de campo con levantamientos rápidos de elementos importantes del terreno (brújula, clisímetro, nivel de mano, etc.).

Se definen entonces los puntos secundarios condicionantes del trazado, como ser: relieve del terreno, alineaciones, obras de desagüe, probables pendientes y rampas, tipos de suelos, disponibilidad de materiales, uso de los terrenos (cultivos), expropiaciones, cruce de cursos de agua, etc.

En esta etapa es muy útil el estudio de fotografías aéreas de la zona, que mediante estereoscopia permiten ubicar variantes del trazado complementarias de los datos recogidos en el campo.

La fotogrametría es la técnica que permite a partir de una serie continua de tomas fotográficas, por medio de cámaras enfocadas verticalmente, tener una visión del relieve del terreno a través de restituidores o de pares estereoscópicos. En nuestro país se cuenta con relevamientos aéreos realizados por el Instituto Geográfico Militar y por el Grupo Fotográfico de la Fuerza Aérea, en variadas escalas (1:10.000; 1:20.000; 1:40.000), pudiendo lograrse ampliaciones de éstas o solicitar misiones especiales de vuelo.

Trazado preliminar

Consiste en la materialización en el campo de las alternativas o variantes tentativas previamente definidas, mediante el trazado de poligonales simples, sin curvas, con un relevamiento topográfico sencillo y suficiente para estimar pendientes, movimiento de tierra, terraplenes de cruce de cursos de agua, emplazamiento de alcantarillas, construcciones y uso de la tierra a expropiar, tipo de suelo, yacimientos y fundaciones de puentes, aspectos políticos y sociales, etc.

Con todos estos datos ajustados se realiza un análisis técnico-económico de selección de alternativas, en general por tramos de acuerdo con el factor que sea decisivo en el establecimiento de la línea (puente, pasaje por centro poblado, terraplén o desmonte importante, pendiente pronunciada, zona inundable, punto de pasaje obligado).

Se establece en definitiva la Puesta de Línea, mediante la colocación de vértices, mojones en línea, estacas en línea y puntos notables del trazado.

Trazado definitivo

Una vez adoptada la variante definitiva entramos en la etapa de Proyecto.

Es necesario entonces realizar todos los relevamientos de campo definitivos que permitan poder contar con toda la información imprescindible en gabinete para realizar el proyecto de las obras. Se deberán incluir datos precisos sobre:

Planimetría: Tendido de línea, ubicación de vértices, trazado de curvas, medición y otaqueo de la línea; relevamiento de elementos notables (cursos de agua, montes, caminos, líneas eléctricas, telefónicas y telegráficas, alambrados, construcciones, postes, señales, etc.), determinación de cuencas de desagüe, uso de la tierra, elementos notables del suelo (afloraciones rocosas, suelos orgánicos, canteras de materiales seleccionados, etc.).

Altimetría: Nivelación del eje del trazado, perfiles transversales; cauces de agua, cruce de caminos existentes, etc.

Informaciones complementarias: Datos para expropiaciones (propietarios, límites de propiedad, números de padrones, mejoras del predio, datos para evaluación, etc.), realización de cateos y pozos de exploración de suelos, extracción de muestras de materiales, investigación de yacimientos (calidad, potencia).

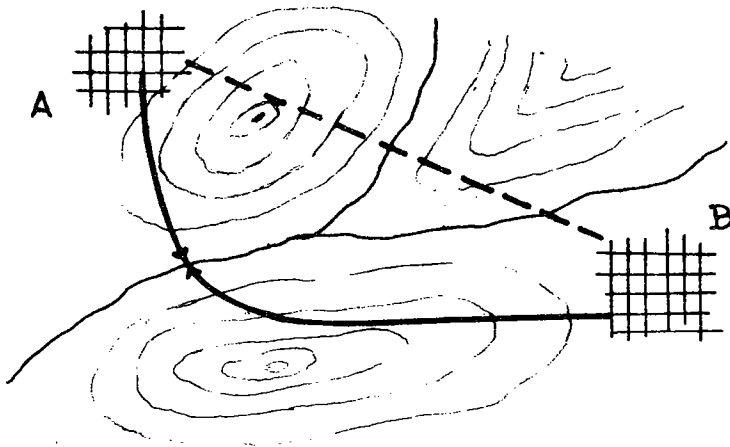
Confección del Proyecto

Con todos los datos de campo obtenidos se realiza su procesamiento, con el fin de establecer todos los diseños, planos, metrajes y especificaciones necesarias para la confección de la obra.

Se definen como elementos integrantes del Proyecto:

- Perfil transversal tipo.
- Perfil longitudinal (terreno y rasante).
- Obras de desagüe (alcantarillas y puentes).
- Estructura de pavimento.
- Movimiento de tierra (compensación).
- Diseño de empalmes (simples y especiales).
- Señalización y obras complementarias.
- Metrajes generales.
- Especificaciones técnicas y Pliegos de condiciones para el llamado a licitación pública.
- Otros elementos particulares.

PLANIMETRIA



El trazado de una carretera entre dos puntos A y B no siempre responderá a una línea recta.

Se buscará la menor longitud, teniendo en cuenta condiciones técnicas (trazado geométrico, rasante altimétrica, obras especiales), económicas (costo inicial, mantenimiento, beneficios), seguridad y comodidad de marcha, etc.

El trazado planimétrico supone una sucesión de alineamientos rectos y curvas de acordamiento, con características definidas, a estudiar.

ALINEACIONES RECTAS

Adecuándose a las características topográficas, los tramos rectos no deberán ser excesivamente largos, ya que el tener puntos de referencia fijos en dirección provoca hastío al conductor, así como crea problemas de encandilamiento nocturno.

Generalmente se adopta el criterio que circulando a 100 km/h, no se extienda la circulación en recta durante más de 2 minutos, lo cual resulta en una longitud del orden de 3,5 km.

En ningún caso se deberían sobrepasar los 6 a 10 km. de trazado en recta.

CURVAS HORIZONTALES

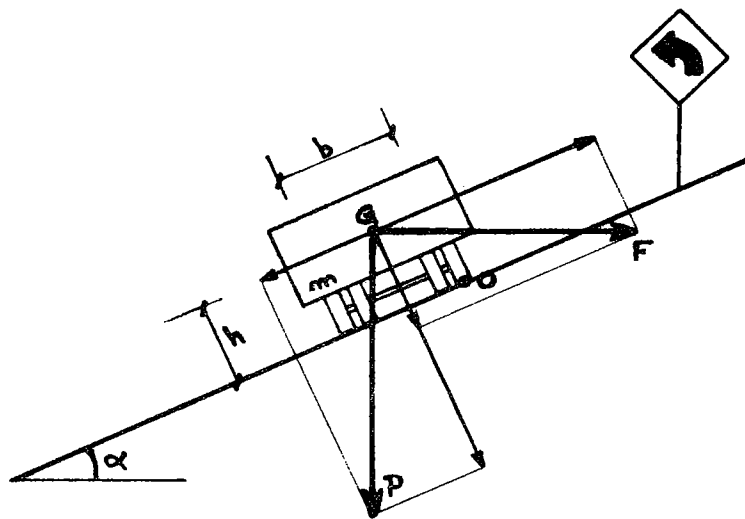
Entre tramos rectos se deben proyectar curvas de acordamiento planimétrico.

Las curvas horizontales son generalmente circulares, aunque muchas veces se colocan curvas de transición en los extremos de las mismas.

Al pasar de una alineación recta a una circular (de radio R), se presenta en forma instantánea, en el punto de tangencia, una fuerza centrífuga normal a la dirección del trazado, de valor:

$$F_c = \frac{m v^2}{R}$$

A fin de contrarrestar este efecto y darle seguridad y tranquilidad al conductor se le proporciona a la calzada una inclinación transversal, cuya pendiente denominamos peralte.



$$p = \operatorname{tg} \alpha$$

$$P = m g$$

$$F = \frac{m v^2}{R}$$

Componente paralela al plano:

$$T = F \cos \alpha - P \sin \alpha$$

Componente normal al plano:

$$N = F \sin \alpha + P \cos \alpha$$

1) Condición de no deslizamiento.

El esfuerzo tangencial debe ser absorbido por el frotamiento entre el pavimento y los neumáticos.

$$T \leq f \times N \quad \text{-----} \quad f: \text{coeficiente de fricción transversal del vehículo}$$

$$\frac{m v^2}{R} \cos \alpha - m g \sin \alpha \leq f \left(\frac{m v^2}{R} \sin \alpha + m g \cos \alpha \right)$$

dividiendo por: $m g \cos \alpha$

$$\frac{v^2}{R g} - \operatorname{tg} \alpha \leq f \frac{v^2}{R g} \operatorname{tg} \alpha + f$$

$$\operatorname{tg} \alpha = p$$

$$\frac{v^2}{R g} (1 - p f) \leq f + p$$

Siendo que en general: $p \leq 8\%$ y $f \leq 16\%$; $p f \ll 1$

$$\frac{v^2}{R g} \leq f + p \quad \text{expresando } v \text{ en km/h}$$

$$\frac{v^2}{3.6 \times R \times 9,8} \leq f + p \quad \frac{v^2}{127 R} \leq f + p$$

2) Condición de no vuelco.

Considerando momentos respecto a la rueda exterior (O):

fuerzas de vuelco: $F \cos \alpha \times h \leq$

fuerzas estabilizadoras: $P \sin \alpha \times h + (F \sin \alpha + P \cos \alpha) \times b/2$

$$\frac{m v^2}{R} \cos \alpha h \leq m g \sin \alpha h + \frac{m v^2}{R} \sin \alpha \frac{b}{2} + m g \cos \alpha \frac{b}{2}$$

dividiendo por: $m g \cos \alpha$

$$\frac{v^2}{R} h \leq g p h + \frac{v^2}{R} p \frac{b}{2} + g \frac{b}{2}$$

$$\frac{v^2}{R} \left(h - \frac{p b}{2} \right) \leq g \left(p h + \frac{b}{2} \right)$$

dividiendo por: g y por: h

$$\frac{v^2}{R g} \left(1 - \frac{p b}{2 h} \right) \leq p + \frac{b}{2 h}$$

considerando v en km/h

$$\frac{v^2}{127 R} \leq \frac{p + b/2 h}{1 - p b/2 h}$$

dado que: $b < 2 h$ (camiones $b = 2,40\text{m.}$ y $h = 1,50\text{m.}$) y $p \leq 8\%$ $\rightarrow \frac{p b}{2 h} \ll 1$

$$\frac{v^2}{127 R} \leq p + \frac{b}{2 h}$$

Ahora, dado que: $\frac{b}{2h} \approx 1$ y $f \leq 0.16$, será más restrictiva la expresión:

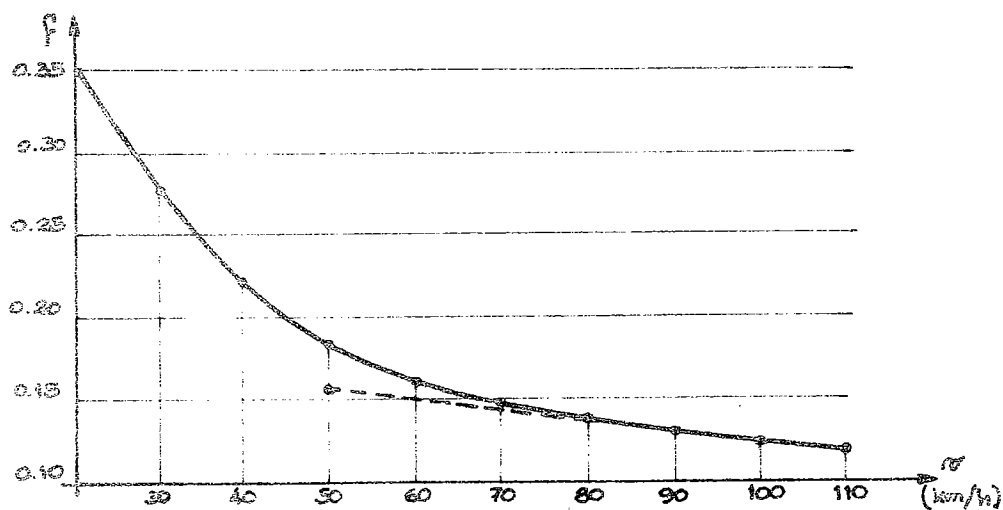
$$\frac{v^2}{127 R} \leq p + f$$

por lo que se adopta esta desigualdad como única condición general de seguridad al deslizamiento y al vuelco en curvas.

-----0-----

Para fines de proyecto es importante conocer el coeficiente de fricción transversal entre neumáticos y pavimento, el cual depende de múltiples factores, como ser: estado de los neumáticos, tipo de los mismos, sistema de amortiguación, tipo de pavimento, estado de la superficie de rodadura, pavimento seco o mojado y, fundamentalmente, velocidad de circulación.

Desde el punto de vista empírico la AASHTO recomienda, para curvas cómodas y seguras, los siguientes coeficientes de fricción lateral máximos admisibles en función de la velocidad.



Para velocidades de 70 km/h o mayores, puede considerarse una variación lineal del coeficiente de fricción lateral, del tipo:

$$f_{\text{máx}} = 0,16 - \frac{0,04}{60} (v - 50) \quad [v]: \text{ km/h}$$

$$(v = 50 \text{ km/h}; f = 0,16) \quad (v = 110 \text{ km/h}; f = 0,12)$$

-----0-----

En cuanto al peralte, no es conveniente considerar valores muy elevados pues ello llevaría, por un lado, a que los vehículos que circulen a velocidades reducidas sean llevados hacia la parte interna de la curva y, por otro, que dependiendo de la calidad de la rodadura se produzcan erosiones transversales a la calzada por escurrimiento de agua.

El peralte máximo absoluto en regiones donde no hay ocurrencia de hielo o nieve puede admitirse sea hasta 0.12, llegando a 0.08 donde sí existan esos problemas.

En nuestro país el valor máximo deseable de p se fija entre 5% y 8%, según sean carreteras no pavimentadas o con capa de rodadura respectivamente.

Radio mínimo de una curva

Siguiendo los criterios establecidos anteriormente, el radio mínimo de una curva de acordamiento horizontal estará determinado por la expresión:

$$R_{\text{mín}} = \frac{v^2}{127(p + f)}$$

Fijado el peralte máximo admitido en el proyecto, para cada velocidad directriz se determina el máximo coeficiente de fricción correspondiente, calculándose a partir de esos datos el radio mínimo de la curva circular.

Por ejemplo, para: $p = 8\%$

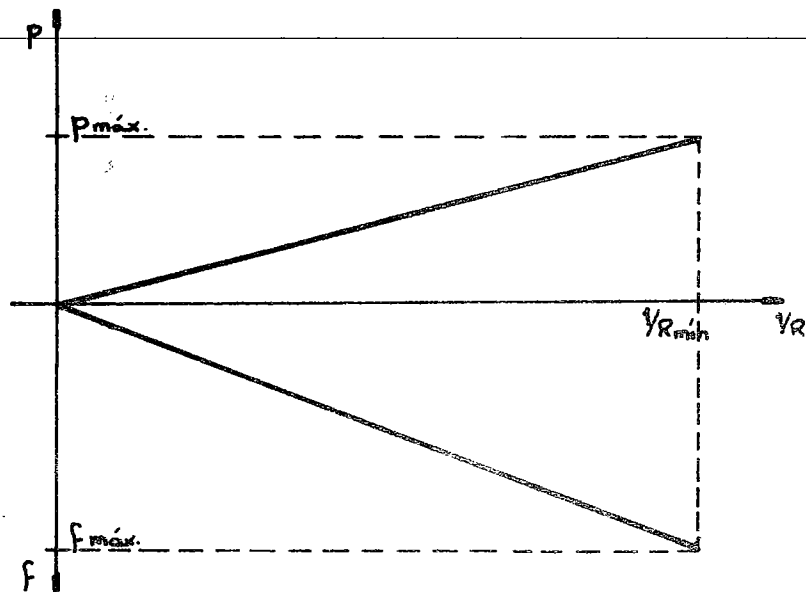
v (km/h)	60	70	80	90	100	110
f	0.15	0.147	0.140	0.133	0.127	0.12
$R_{\text{mín}}$ (m)	125	170	230	300	380	475

No obstante esto, nunca es conveniente proyectar curvas con radio mínimo, pues debería respetarse el peralte máximo, restando comodidad a la circulación.

Si se adopta un radio mayor, se utilizan varios criterios diferentes para definir el correspondiente valor de p , a saber:

1er criterio)

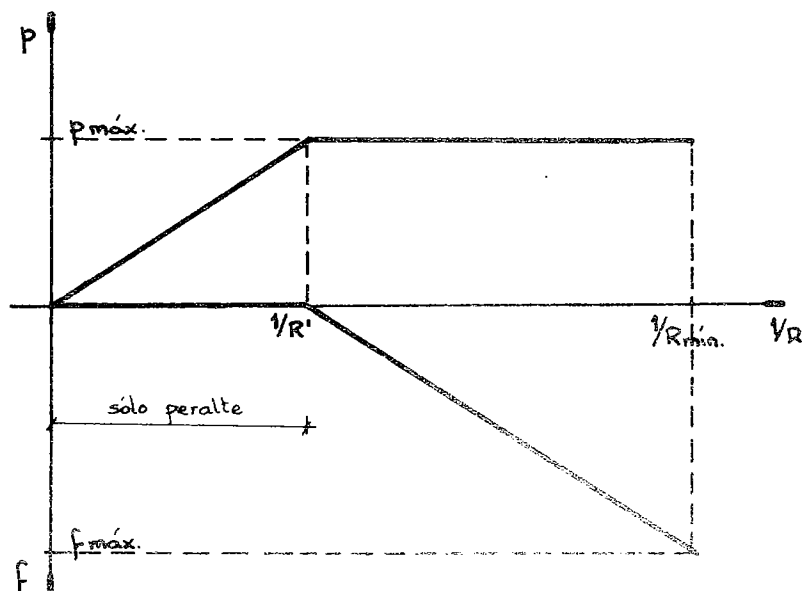
Este primer criterio supone una variación lineal del peralte (p) con la curvatura ($1/R$), desde el punto (0,0) hasta ($1/R_{\text{mín}}$, $p_{\text{máx}}$).



Como consecuencia de la relación lineal existente entre $1/R$, p y f , este último coeficiente también variará linealmente, entre los valores $(0,0)$ y $(1/R_{\text{mín}}, f_{\text{máx}})$.

2º criterio)

Dado que los conductores tienden a recorrer las curvas suaves a mayor velocidad que las fuertes, se trata de proporcionar un peralte mayor que el necesario en las curvas amplias, absorbiéndose en ese caso toda la fuerza centrífuga por efecto del peralte.



Se define entonces un radio R' tal que:

$$p_{\text{máx}} = \frac{v^2}{127 R'} \qquad 1/R' = \frac{127 p_{\text{máx}}}{v^2}$$

A partir de ese valor ($1/R'$) el exceso de fuerza centrífuga se absorbe por fricción lateral, con variación lineal en $1/R$, desde 0 al valor $f_{\text{máx}}$:

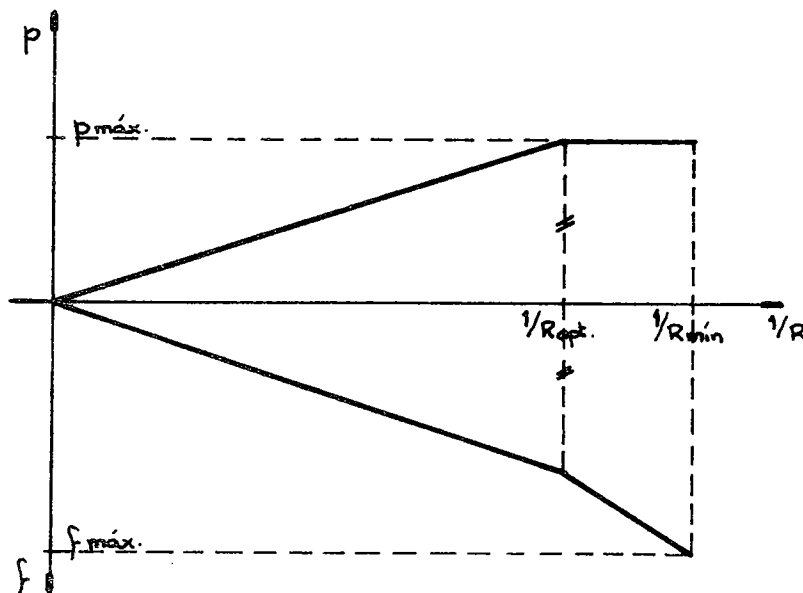
3er criterio)

Se adoptan condiciones más cómodas que con el criterio anterior.

Para curvas de gran radio, el peralte se determina de tal forma que con él se anule la fuerza centrífuga de los vehículos que circulan a una velocidad igual al 70% de la velocidad directriz.

$$p = \frac{(0,7 v)^2}{127 R} \approx 0,5 \frac{v^2}{127 R}$$

es decir que con el peralte se absorbe el 50% de la fuerza centrífuga de los vehículos que circulan a la velocidad directriz.



$$1/R_{\text{opt}} = \frac{127 p_{\text{máx}}}{0,5 v^2}$$

Este radio se designa como radio mínimo óptimo, ya que balancea la acción del peralte con la fricción lateral.

$$R_{\text{mín.opt.}} = \frac{v^2}{254 p_{\text{máx}}}$$

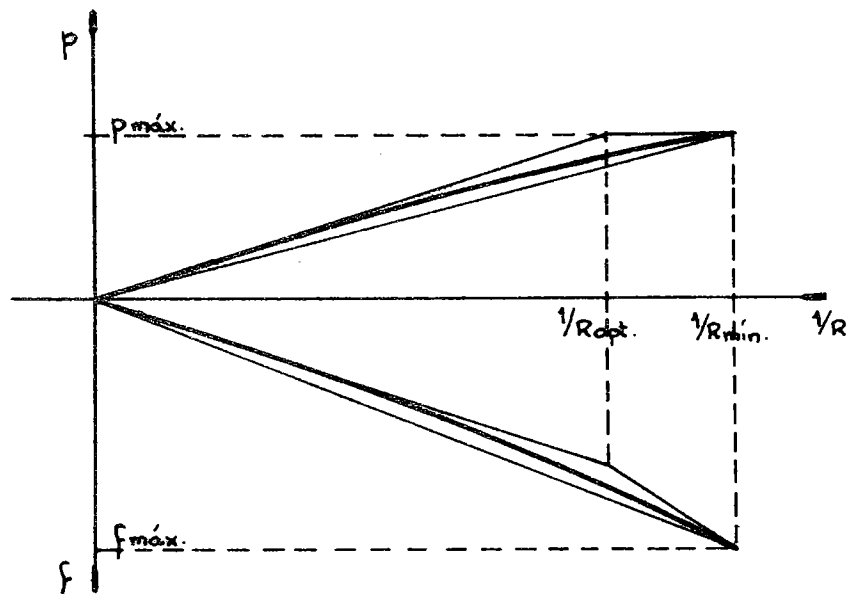
Es el criterio generalmente adoptado por la Dirección de Vialidad del M.T.O.P. de nuestro país.

Así, por ejemplo, para: $P_{m\acute{a}x} = 8\%$

v (km/h)	60	70	80	90	100	110
$R_{m\acute{i}n.opt.}$ (m)	175	240	315	400	490	595

4º criterio)

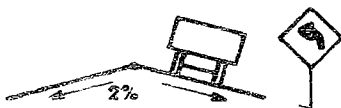
La AASHTO establece un criterio intermedio entre el 1) y el 3), adoptando una curva parabólica tangente a la poligonal anterior y comprendida entre esa y la recta primera.



Pueden establecerse las ecuaciones de las curvas así obtenidas a partir de los datos: $R_{m\acute{i}n}$, R_{opt} , $P_{m\acute{a}x}$ y $f_{m\acute{a}x}$, o emplearse gráficas. (Policy AASHTO - Ed. 1984 - pág. 170 - curva 5).

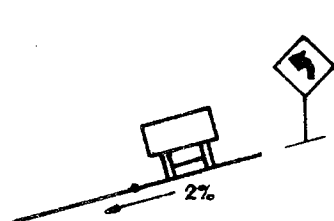
-----0-----

Aplicaciones:



$$R = \frac{v^2}{127(f - 0,02)} \quad f = 0,16 - \frac{0,04}{60}(v - 50)$$

v	60	80	100	
f	0,15	0,14	0,13	
R	220	420	715	Radio mínimo que no hace necesario modificar el perfil normal



$$R = \frac{v^2}{127 (f + 0,02)}$$

Radio mínimo, para peralte igual a la pendiente del perfil normal.

-----0-----

Sobreancho

En las curvas, a fin de mantener condiciones operativas comparables a las de las alineaciones rectas, puede ser necesario aumentar el ancho de calzada, debido a que: 1º) el vehículo o camión ocupa un ancho mayor en la maniobra de giro, pues generalmente las ruedas traseras circulan por dentro de la trayectoria de la rueda delantera exterior; 2º) los conductores experimentan cierta dificultad para mantener sus vehículos en el centro de la senda.

La necesidad de sobreancho en las curvas se hacía imprescindible en las carreteras antiguas, con ancho de calzada reducido y curvas pronunciadas (radios de 200 m. y aún menores). Actualmente este problema casi no se presenta, pero puede requerirse en ciertos casos particulares.

Para un vehículo circulando a baja velocidad en una curva, o suponiendo que toda la fuerza centrífuga es absorbida por el peralte, el eje tractor se orientará según el radio. La rueda delantera exterior circulará por fuera de la trasera y el borde delantero del vehículo describirá una trayectoria aún más amplia.

(ver figura pág. siguiente)

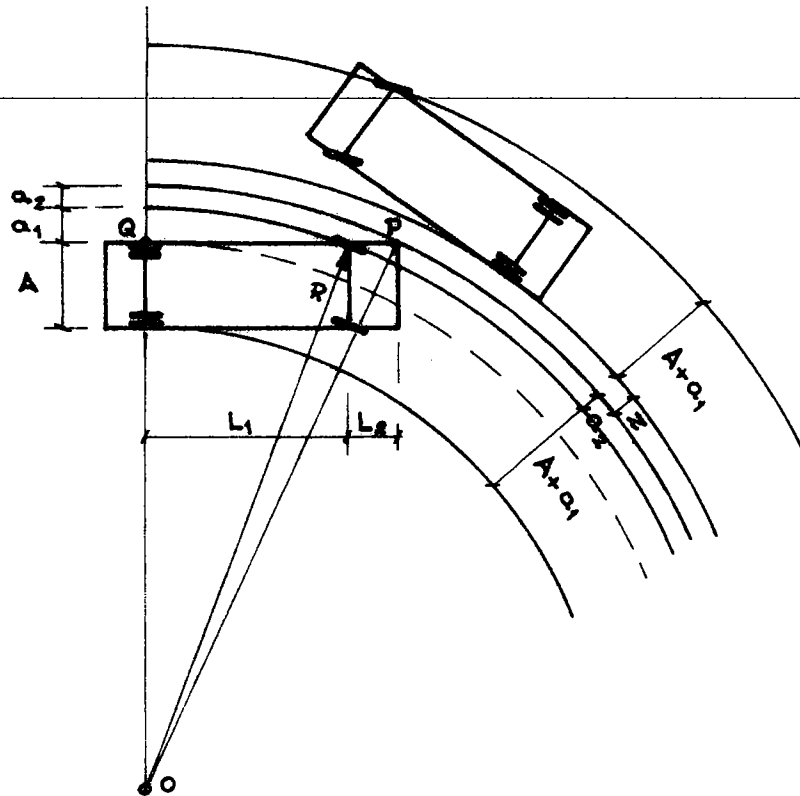
Siendo: a_1 : sobreancho entre trayectoria de ruedas delantera y trasera.

a_2 : sobreancho debido al vuelo delantero.

$$a_1 = R - \overline{OQ} = R - \sqrt{R^2 - L^2} = R \left[1 - \sqrt{1 - \frac{L^2}{R^2}} \right]$$

$$a_2 = \overline{OP} - R = \sqrt{(L_1 + L_2)^2 + \overline{OQ}^2} - R = \sqrt{(L_1 + L_2)^2 + R^2 - L_1^2} - R =$$

$$= R \left[\sqrt{1 + \frac{(L_1 + L_2)^2 - L_1^2}{R^2}} - 1 \right]$$



Por desarrollo en serie de la expresión: $\sqrt{1+x} = 1 + \frac{x}{2} - \frac{x^2}{8} + \frac{x^3}{16} + \dots$

y considerando sólo los dos primeros términos, resulta:

$$a_1 \approx R \left[1 - \left(1 - \frac{L_1^2}{2R^2} \right) \right] = \frac{L_1^2}{2R}$$

$$a_2 \approx R \left[1 + \frac{(L_1+L_2)^2 - L_1^2}{2R^2} - 1 \right] = \frac{(L_1+L_2)^2 - L_1^2}{2R}$$

Para el vehículo tipo (camión simple SU): $L_1 = 6,10 \text{ m.}$ $L_2 = 1,20 \text{ m.}$

se obtiene: $a_1 = \frac{18,6}{R}$ $a_2 = \frac{8,05}{R}$

Para una calzada de n sendas, en ambos sentidos de circulación, el sobreelevación del pavimento será: $a = n a_1 + (n-1) a_2$

Cuando la velocidad es tal que no toda la fuerza centrífuga en la curva se anula por sobreelevación, las ruedas traseras se moverán en una trayectoria no radial dado que la fricción lateral produce un efecto de deslizamiento de las cubiertas. No se puede deducir una expresión analítica exacta para este caso, pero se ha demostrado empíricamente que la dificultad de maniobra

producida por este hecho requiere de un sobreancho adicional: $z = \frac{v}{10\sqrt{R}}$
 independientemente del número de sendas.

En consecuencia el sobreancho total de pavimento en curva, con calzada de n sendas y dos sentidos de circulación, se expresa por la ecuación:

$$s_0 = \frac{26.65 n - 8.05}{R} + \frac{v}{10\sqrt{R}} \quad [s]: \text{m.} \quad [R]: \text{m.} \quad [v]: \text{km/h.}$$

Para el caso de calzada con dos sendas, el sobreancho s_0 (m.), en función de la velocidad directriz y el radio de la curva, resulta:

R (m) \ v (km/h)	60	80	90	100	110
100	1.05	1.25	1.35	1.45	1.55
200	0.65	0.79	0.86	0.93	1.00
300	<u>0.50</u>	0.61	0.67	0.73	0.79
400	0.41	<u>0.51</u>	<u>0.56</u>	0.61	0.66
500	0.36	0.45	0.49	<u>0.54</u>	0.58
600	0.32	0.40	0.44	0.48	<u>0.52</u>

Por razones prácticas no se consideran sobreanchos menores de 0.50 m.

En curvas circulares simples el sobreancho se ubica en su totalidad en el borde interior de la curva.

En curvas con transición el sobreancho se distribuye, por partes iguales, en ambos bordes de la calzada, o se ubica íntegramente del lado interno.

Curvas de transición

Todo vehículo cuando entra a una curva sigue un camino de transición, que lo lleva a que el incremento de fuerza centrífuga sea gradual.

Con combinaciones de alta velocidad y radio reducido la transición natural de circulación puede llegar a invadir la senda contraria.

Para evitar esto se construye una curva de transición entre la recta y la curva circular.

Tiene las ventajas que:

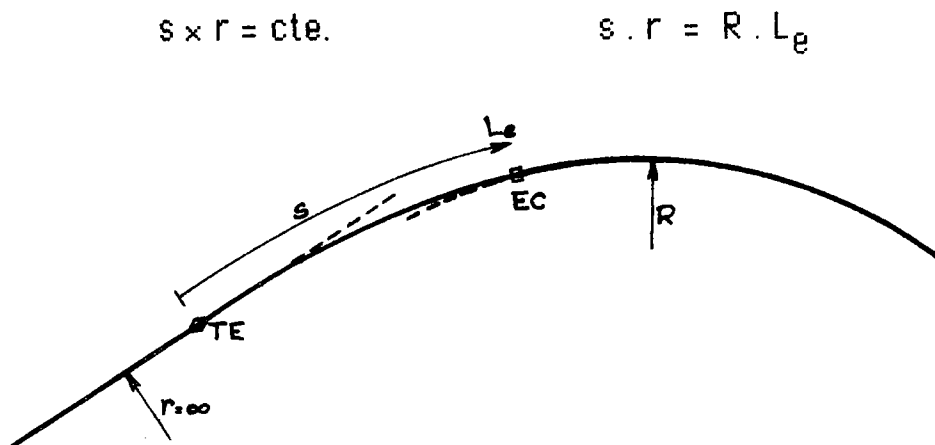
- Proporciona una circulación segura y confortable, dado que la fuerza centrífuga varía gradualmente desde 0 (en la recta) a su valor máximo $m \cdot v^2 / R$ (en el punto de tangencia de la curva circular de radio R).

- Proporciona un desarrollo adecuado para realizar las transiciones de

peralte y sobreebancho.

- Presenta apariencia más agradable a la vista del conductor, evitando apreciables discontinuidades en el comienzo y final de la curva.

Generalmente se emplea como curva de transición la clotoide o espiral de Euler, que se define por la condición que "el radio de curvatura sea inversamente proporcional al desarrollo de la curva, medido desde la recta ($r = \infty$; $s = 0$) hasta el círculo ($r = R$; $s = L_e$)".



Conocido R , debemos determinar el valor de L_e que defina la espiral.

Demostraremos que la variación de fuerza centrífuga (o aceleración, pues $m = \text{cte.}$) es constante con respecto al tiempo.

$$a_c = \frac{v^2}{r}$$

Si la velocidad se supone constante, la longitud recorrida es proporcional al tiempo

$$s = v \cdot \Delta t$$

Sustituyendo: $s \cdot r = v \cdot \Delta t \cdot r = L_e \cdot R$

$$r = \frac{L_e \cdot R}{v \cdot \Delta t} \quad a_c = \frac{v^2}{r} = \frac{v^3 \cdot \Delta t}{L_e \cdot R} \quad \frac{\partial a_c}{\partial t} = \frac{v^3}{L_e \cdot R} = \text{cte.} \quad \text{lqqd}$$

1) Experimentalmente se ha adoptado como valor cómodo:

$$\frac{\partial a_c}{\partial t} = 0.6 \frac{\text{m/seg}^2}{\text{seg}}$$

de donde se puede calcular la longitud mínima de la espiral de transición en función del radio de la curva circular y la velocidad directriz

$$L_e \geq \frac{v^3}{28 \cdot R} \quad [v]: \text{km/h} \quad [R]: \text{m.} \quad [L_e]: \text{m.}$$

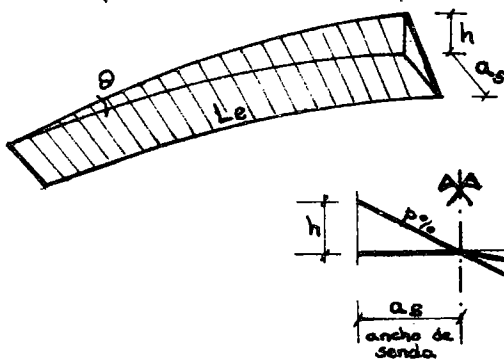
2) Otros criterios aplicables para determinar la longitud de espiral son:

- No es conveniente adoptar longitudes menores de 40 m., y preferiblemente: $L_e \geq 100$ m.

- Un vehículo desplazándose a la velocidad directriz no debe circular menos de 3 a 5 seg. en transición.

$$t \geq 5 \text{ seg.} \quad L_e = v \cdot t \geq v \cdot 5 \text{ seg.} \quad L_e \geq 1,39 \cdot v$$

- Como condición estética se establece que la variación de la sección transversal (peralte) no sea demasiado brusca. La distorsión será función de la velocidad de marcha.



$$\frac{h}{a_s} = p$$

$$\text{tg } \theta = \frac{h}{L_e} = \frac{a_s \cdot p}{L_e}$$

Para $v = 80$ km/h se impone la condición: $\frac{a_s \cdot p}{L_e} \leq \frac{1}{200}$

Considerando este valor dependiente de la velocidad, la condición se transforma en:

$$\frac{a_s \cdot p}{L_e} \leq \frac{1}{80 + 1,5 \cdot v}$$

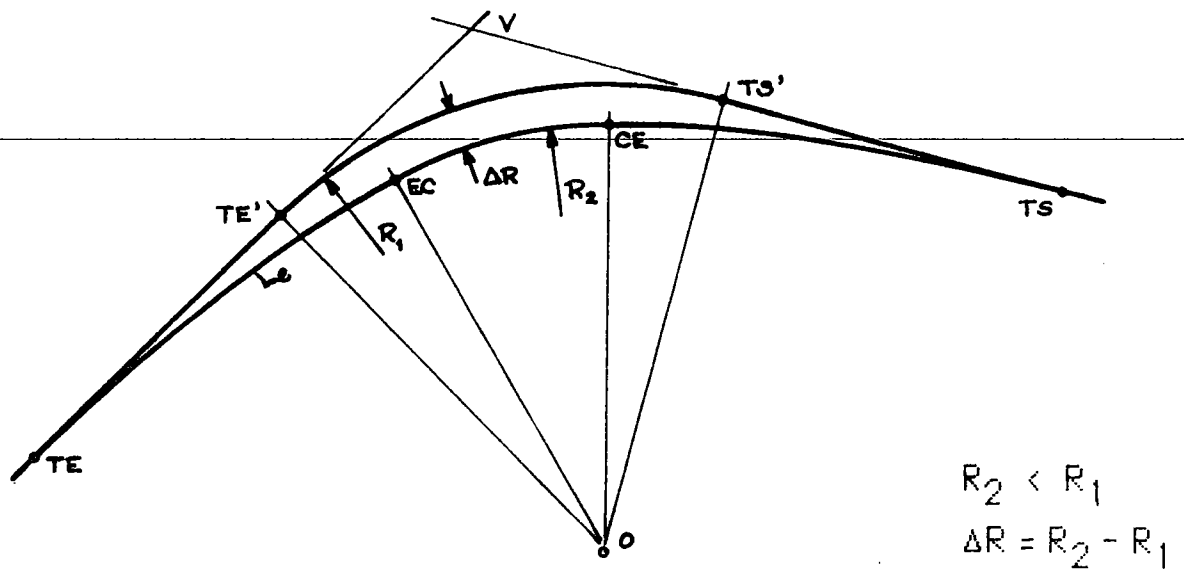
$$L_e \geq p \cdot a_s (80 + 1,5 v)$$

Se adopta el mayor valor de L_e obtenido de entre todas las condiciones.

Es recomendable incrementar esta longitud mínima en un 50 a 100% para curvas de radios amplios y velocidades directrices altas.

-----0-----

Para curvas suficientemente amplias no se hace necesaria la curva de transición, ya que el conductor realiza su propia transición dentro de su senda de circulación.



Se deduce analíticamente que:

(ver Caminos - Escario)

$$\Delta R = \frac{L_e^2}{24 R}$$

siendo: $R = R_1 \approx R_2$

Sustituyendo:

$$L_e = \frac{v^3}{26 R}$$

resulta:

$$R = \frac{v^2}{26.6 \sqrt[3]{\Delta R}}$$

Si, para un ancho de carril de 3,60 m., se admite una desviación de la trayectoria $\Delta R = 0,30$ m.:

$$R = 0,056 v^2 \quad [v]: \text{ km/h} \quad [R]: \text{ m.}$$

De acuerdo con este criterio, se expresa a continuación el radio mínimo R de la curva que no requeriría transición, para cada velocidad directriz v:

v (km/h)	60	80	90	100	110
R (m)	200	360	450	560	680

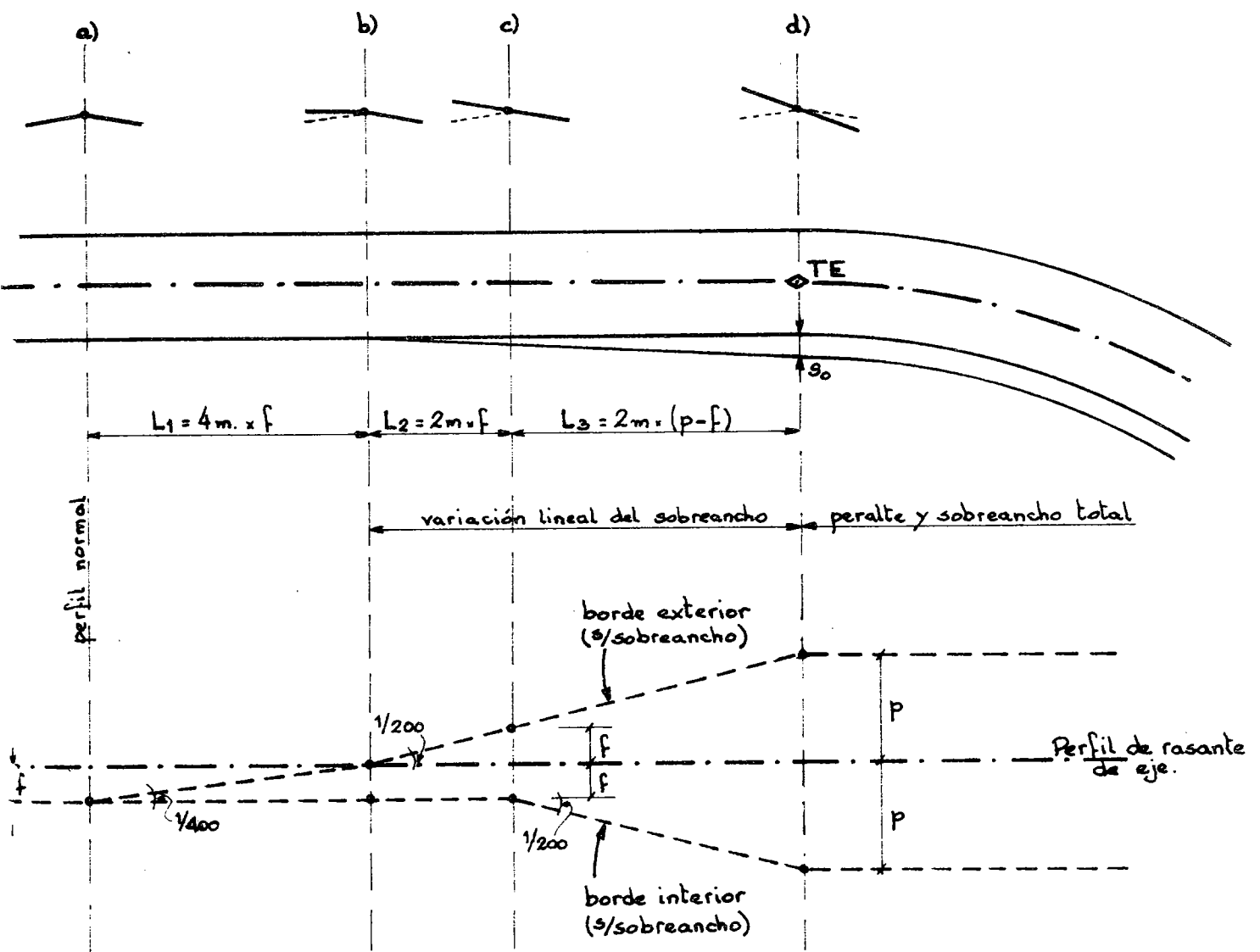
-----0-----

Variación de la sección transversal en curvas.

Se definen los siguientes criterios para realizar la variación del peralte y el sobreebanco de la calzada en curva, entre el perfil normal correspondiente a la alineación recta y el perfil modificado del tramo circular.

Curva circular simple (sin transición)

GIRO ALREDEDOR DEL EJE

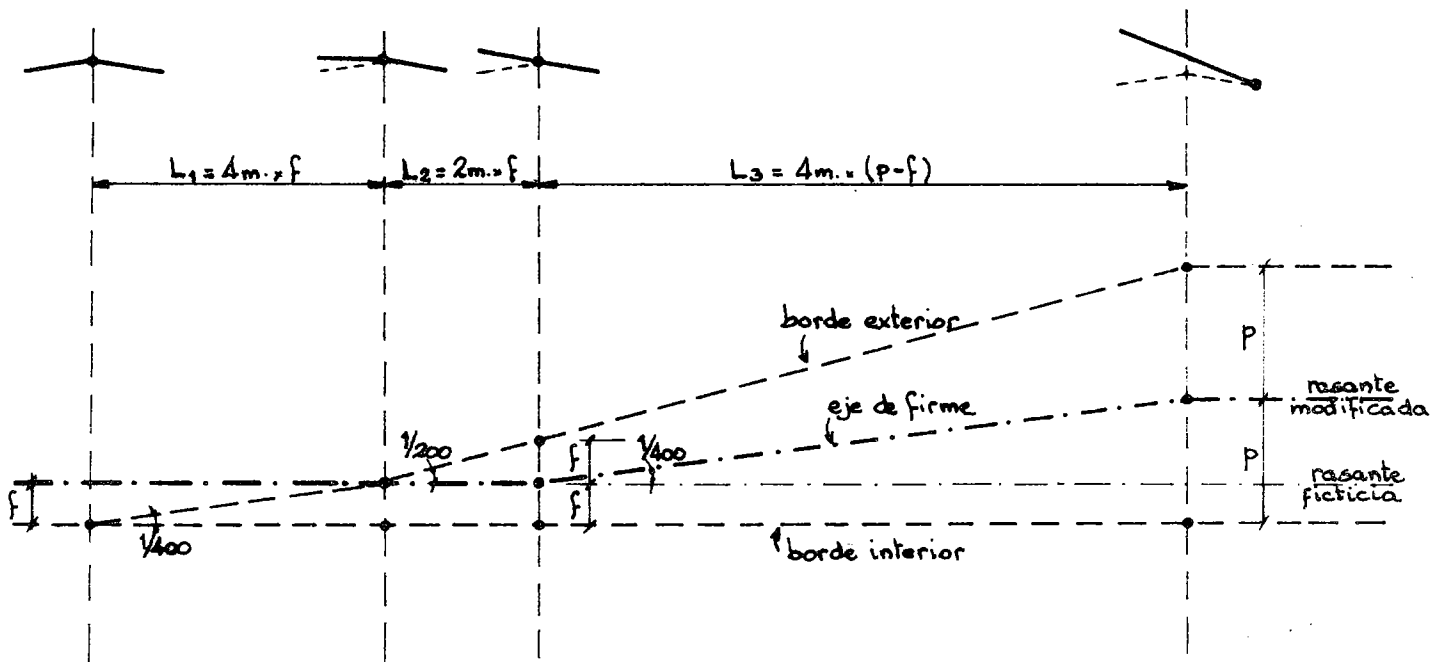


f: diferencia de cotas, en cm., entre el eje y el borde de la calzada, en el perfil normal.

p: diferencia de cotas, en cm., entre el eje y el borde de la calzada, en el perfil totalmente peraltado (sin considerar el sobreebanco) de la curva.

El giro de la calzada alrededor del eje es generalmente el más adecuado, pero en algunos casos pueden ocasionarse problemas de desagüe al bajar el borde interior de la curva, razón por la cual puede adoptarse la solución de realizar el giro de la calzada alrededor del borde interno del pavimento.

GIRO ALREDEDOR DEL BORDE INTERIOR



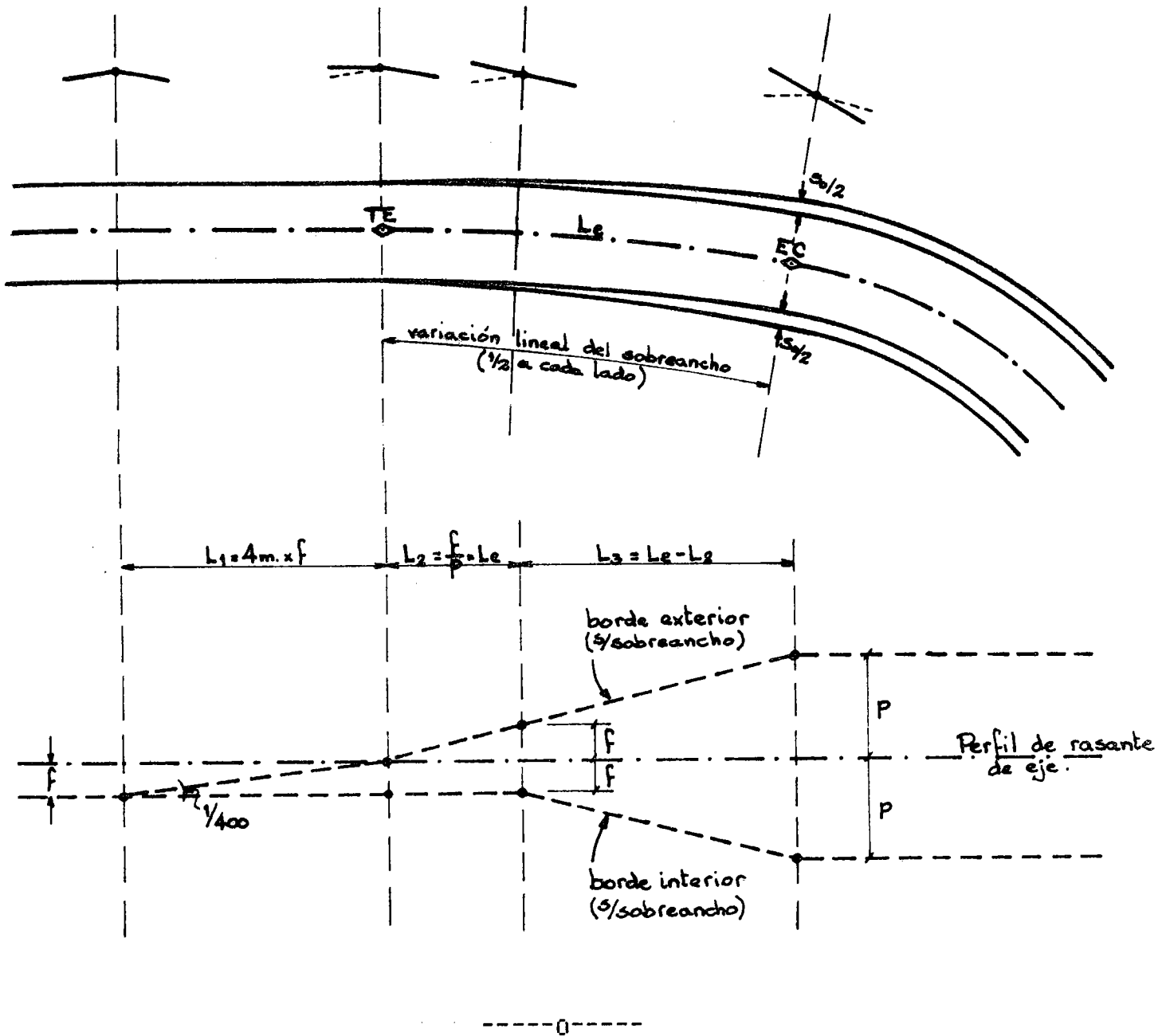
En este caso resulta una mayor distorsión visual del borde exterior del pavimento.

En el caso extremo que se quisiera enfatizar en el aspecto de apariencia de la curva, como el borde exterior es el más visible del perfil en curva, podría dejarse este fijo y girar el pavimento alrededor de él. Se agravan los problemas de desagüe.

Los quiebres de pendiente que se generan en los bordes del pavimento deberían redondearse con curvas de acordamiento vertical, o bien suavizarse a ojo en el replanteo en el terreno.

Curva circular con transiciones.

GIRO ALREDEDOR DEL EJE



GIRO ALREDEDOR DEL BORDE INTERIOR

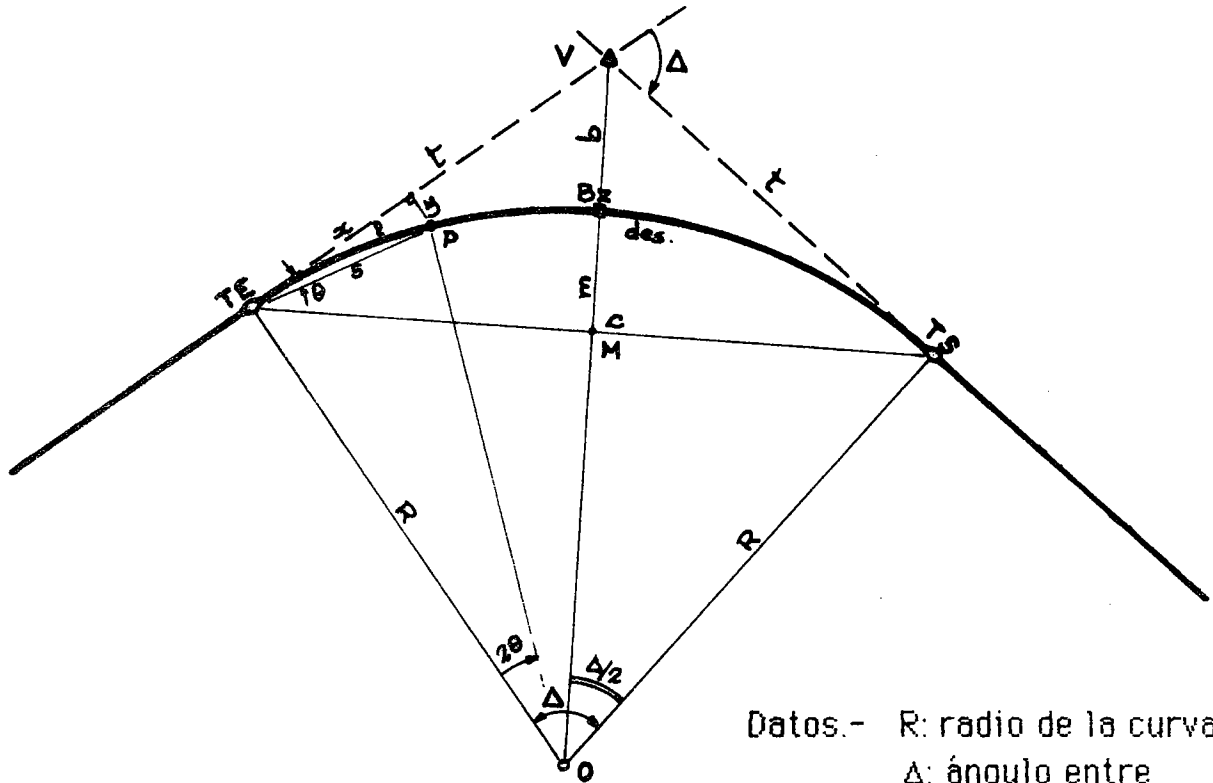
$$L_1 = 4m \cdot x \cdot f$$

$$L_2 = \frac{f}{2p - f} \times L_e$$

$$L_3 = L_e - L_2$$

-----0-----

Replanteo de Curvas Circulares.



Datos.- R: radio de la curva.
 Δ : ángulo entre alineaciones.

TE V = V TS = subtangente (t)
 V Bz = externa (b)
 Bz M = ordenada media (m)
 TE TS = cuerda larga (c)
 $\overline{\text{TE TS}}$ = desarrollo de la curva (des.)

$$\operatorname{tg} \Delta/2 = \frac{\text{TE V}}{\text{O TE}} = \frac{t}{R} \quad t = R \operatorname{tg} \Delta/2$$

$$\cos \Delta/2 = \frac{\text{O TE}}{\text{O V}} = \frac{R}{b + R} \quad b = R \left(\frac{1}{\cos \Delta/2} - 1 \right) = R (\sec \Delta/2 - 1)$$

$$\frac{2\pi R}{360^\circ} = \frac{\text{des}}{\Delta^\circ} \quad \text{des} = R \pi \frac{\Delta^\circ}{180^\circ}$$

$$\operatorname{sen} \Delta/2 = \frac{\text{TE M}}{\text{O TE}} = \frac{c/2}{R} \quad c = 2 R \operatorname{sen} \Delta/2$$

$$\cos \Delta/2 = \frac{\text{O M}}{\text{O TE}} = \frac{R - m}{R} \quad m = R (1 - \cos \Delta/2)$$

Coordenadas polares. (Estación en TE y origen en V)

l_p = longitud de arco adoptada (p.ej.: 12,50 m.)

$$\frac{\pi R}{180} = \frac{l}{2\theta} \quad \theta = l \frac{90}{\pi R}$$

$$\text{sen } \theta = \frac{s/2}{R} \quad s = 2R \text{ sen } \theta$$

Coordenadas respecto a la tangente.

$$\theta = l \frac{90}{\pi R}$$

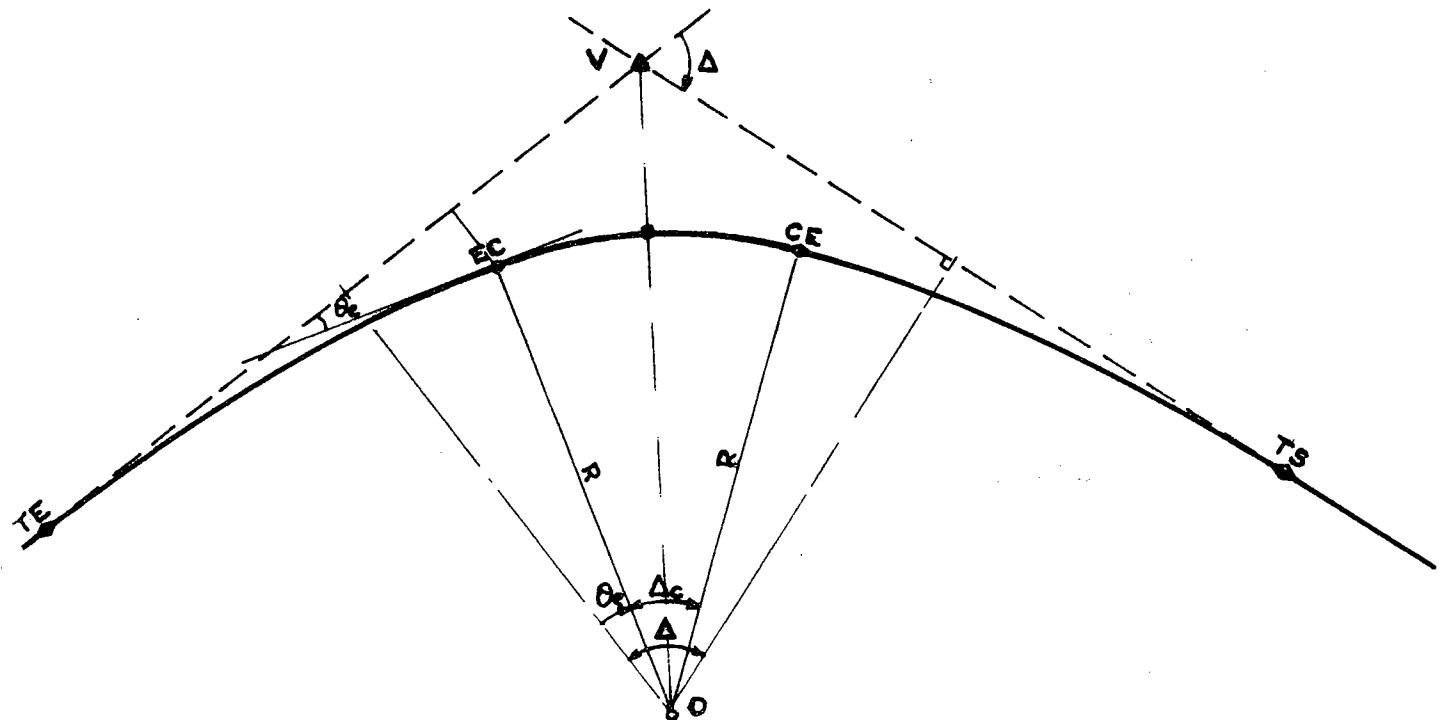
$$y' = s \text{ sen } \theta$$

$$y'_{\text{p}} = 2R \text{ sen}^2 \theta = R(1 - \cos 2\theta)$$

$$x' = s \text{ cos } \theta$$

$$x'_{\text{p}} = 2R \text{ sen } \theta \text{ cos } \theta = R \text{ sen } 2\theta$$

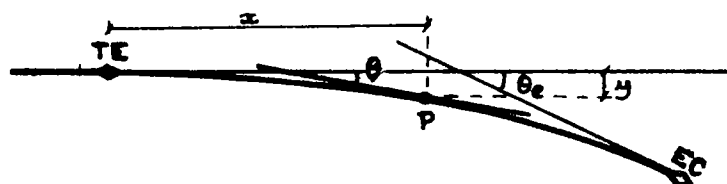
Replanteo de curva con transiciones.



$\widehat{TE EC} = \widehat{CE TS}$ = longitud de espiral (L_e)

$$r s = R L_e \quad r = \frac{L_e R}{s} = \frac{k}{s}$$

$$r d\theta = ds \quad \int d\theta = \int \frac{ds}{r} = \int \frac{s ds}{k} \quad \theta = \frac{s^2}{2k} = \frac{s^2}{2L_e R}$$



deflexión de la
espiral en un punto P
(expresada en rad.)

$$\text{Para: } s = L_e \quad \theta = \frac{L_e}{2R} \quad \theta = \left(\frac{s}{L_e}\right)^2 \times \theta_e$$

$$\text{Por otra parte:} \quad dx = ds \cos \theta \quad dy = ds \sin \theta$$

$$\text{desarrollando en serie, y dado que: } \theta = \frac{s^2}{2k}$$

$$\begin{aligned} dx &= ds \left(1 - \frac{\theta^2}{2!} + \frac{\theta^4}{4!} - \frac{\theta^6}{6!} + \dots \right) = \\ &= ds \left(1 - \frac{s^4}{(2k)^2 \cdot 2!} + \frac{s^8}{(2k)^4 \cdot 4!} - \frac{s^{12}}{(2k)^6 \cdot 6!} + \dots \right) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} dy &= ds \left(\theta - \frac{\theta^3}{3!} + \frac{\theta^5}{5!} - \frac{\theta^7}{7!} + \dots \right) = \\ &= ds \left(\frac{s^2}{2k} - \frac{s^6}{(2k)^3 \cdot 3!} + \frac{s^{10}}{(2k)^5 \cdot 5!} - \frac{s^{14}}{(2k)^7 \cdot 7!} + \dots \right) \end{aligned}$$

Integrando en s:

$$\begin{aligned} x &= s - \frac{s^5}{5(2k)^2 \cdot 2!} + \frac{s^9}{9(2k)^4 \cdot 4!} - \frac{s^{13}}{13(2k)^6 \cdot 6!} + \dots = \\ &= s \left[1 - \frac{s^4}{5(2k)^2 \cdot 2!} + \frac{s^8}{9(2k)^4 \cdot 4!} - \frac{s^{12}}{13(2k)^6 \cdot 6!} + \dots \right] = \end{aligned}$$

$$\text{sustituyendo: } \theta = \frac{s^2}{2k}$$

$$x = s \left[1 - \frac{\theta^2}{10} + \frac{\theta^4}{216} - \frac{\theta^6}{9360} + \dots \right]$$

Analogamente:

$$y = s \left[\frac{\theta}{3} - \frac{\theta^3}{42} + \frac{\theta^5}{1320} - \frac{\theta^7}{75600} + \dots \right]$$

Para ángulos pequeños: $x \approx s$ $y \approx s \left(\frac{\theta}{3} \right)$

y sustituyendo θ :

$$x = s \qquad y = \frac{s^3}{2 L_e R \times 3} \qquad y = \frac{x^3}{6 L_e R}$$

Para ángulos mayores se utilizan valores tabulados de x e y , en función de θ . (Tabla II - Curvas con transiciones para Caminos - D. N. Vialidad Argentina).

El replanteo puede además realizarse por ángulos de deflexión para estación en TE y espiral dividida en partes iguales o progresivas enteras. (ver publicación citada).

BIBLIOGRAFIA

- * "Caminos" - Tomo I - José L. Escario - 5ª Edición - 1967 -
Cap. III - Planta del camino.
- * "Manual de Proyecto Geométrico de Carreteras" - Secretaría de
Asentamientos Humanos y Obras Públicas - México -
Cap. VII - Alineamiento horizontal.
- * "A Policy on Geometric Design of Highways and Streets" - American
Association of State Highways Transportation Officials (AASHTO) -
Edición 1984 -
Cap. III - Elements of Design.
- * "Curvas con Transiciones para Caminos" - Joseph Barnett - Dirección
Nacional de Vialidad - Argentina -
- * Apuntes de Clase - Ing. E. Milián -
Bol. 5 y 6 - El Proyecto.

-----0-----

PERFIL LONGITUDINAL



PERFIL LONGITUDINAL

La topografía del terreno por el cual pasa la línea del trazado de una ruta condiciona evidentemente el alineamiento vertical o perfil longitudinal de proyecto, o sea las pendientes y curvas de acordamiento vertical a adoptar para la rasante del camino.

Nos presentamos una vez más ante un problema económico de costo de construcción vs. comodidad y seguridad de circulación, ya que adoptando pendientes máximas ajustadas al terreno se disminuirá el volumen de movimiento de tierra pero se reducirá la velocidad de circulación y la capacidad del camino, se perderá uniformidad de marcha y, en definitiva, se obtendrán mayores costos de explotación.

Debe preferirse un perfil longitudinal con gradientes moderados y cambios graduales de pendiente, evitándose el producir una rasante muy ondulante y de rampas prolongadas.

Los elementos que definen el proyecto son en definitiva los gradientes máximos y las longitudes críticas de rampa, valores que dependen del tipo de tránsito para el cual se diseña y de sus características mecánicas (automóviles, omnibus, camiones).

Automóviles - Se acepta generalmente el hecho que casi todos los vehículos de pasajeros pueden superar pendientes del 4 al 5% sin apreciable pérdida de velocidad respecto a la normalmente mantenida en carreteras horizontales.

No existe prácticamente reducción de velocidad en la parte alta de una rampa al 3%, comparada con la velocidad a nivel. Rampas más pronunciadas producen un descenso de la velocidad a medida que aumenta el grado de ascenso.

En pendientes descendentes las velocidades de los automóviles son ligeramente más altas que a nivel, excepto también en descensos pronunciados.

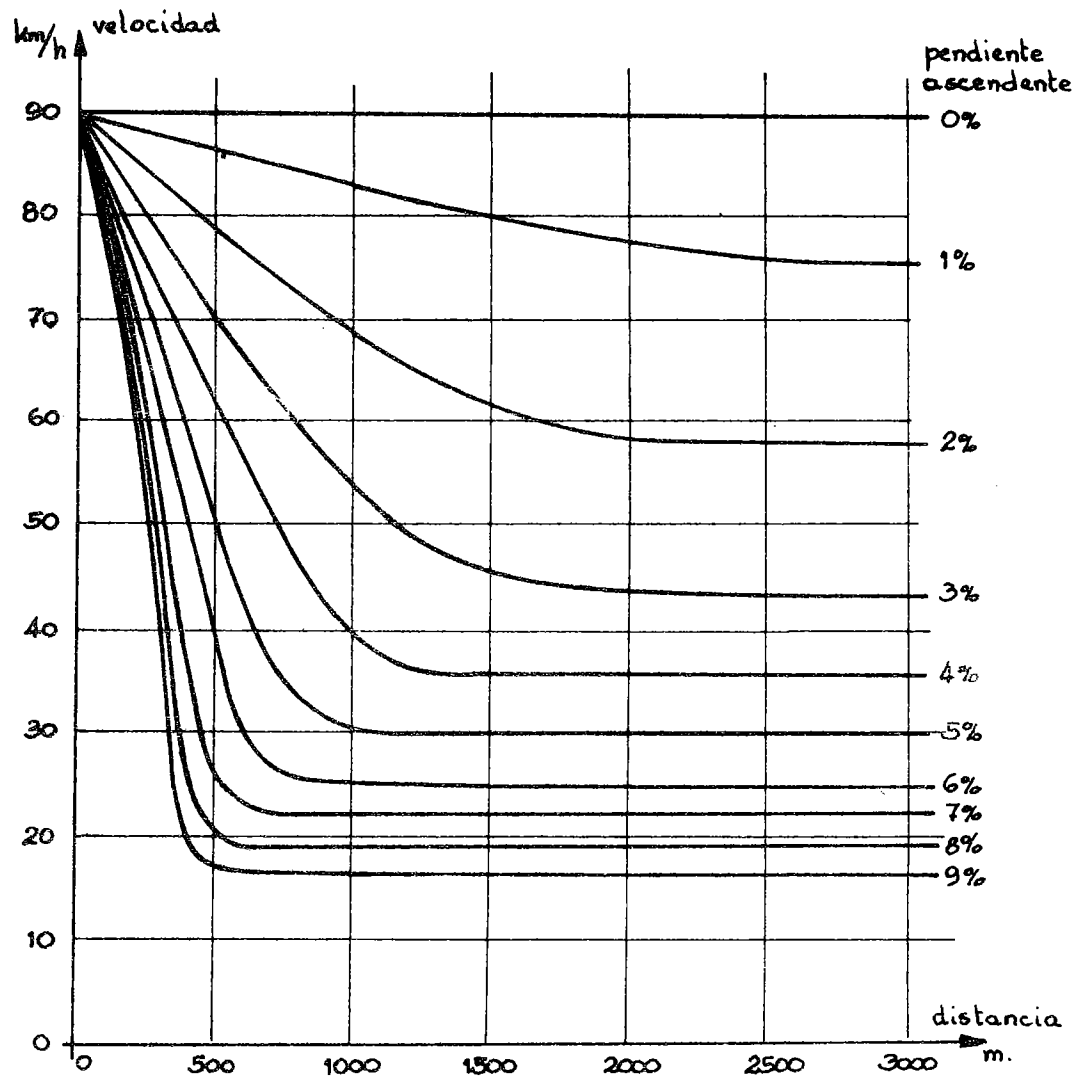
Camiones - El efecto del grado de pendiente de la rasante es mucho más acusado en la velocidad de los camiones que en la de los automóviles.

La velocidad promedio de circulación de los camiones en trazado horizontal es aproximadamente igual a la de los automóviles.

En cambio en pendientes descendentes se registra un incremento de velocidad de hasta un 5% y en rampas un descenso del 7% o más respecto de la velocidad de operación a nivel.

En rampas ascendentes la velocidad máxima que puede mantener un camión depende de la longitud de la rampa y de su grado de pendiente, así como de la relación peso/potencia del vehículo.

El efecto de la tasa y la longitud de la rampa en la velocidad de un camión típico, con una relación peso/potencia: 300 lb/hp (135 kg/hp), se representa en la figura siguiente.



Por ejemplo:

- Un camión iniciando el ascenso de una pendiente del 6% a 90 km/h, recorrerá 500 m. antes de disminuir su velocidad a 40 km/h.
- Un camión que ingresa a una rampa del 3% a una velocidad de 70 km/h, luego de 1000 m. de recorrido circulará a 45 km/h.

Criterios de diseño

Pendiente máxima

Es la mayor pendiente admitida en el proyecto. Se empleará cuando sea imprescindible desde el punto de vista económico, para salvar obstáculos importantes, siempre que no se rebase la longitud crítica.

A efectos generales, para una velocidad de diseño de 110 km/h se considera apropiada una pendiente máxima del 5%, mientras que para una velocidad de diseño de 50 km/h las pendientes máximas pueden oscilar entre 7 y 12%, con un promedio de 8%.

Las pendientes máximas recomendadas por AASHTO para cada categoría de camino y según la topografía del trazado, se establecen en:

	Tipo de terreno	Velocidad (km/h)					
		35	50	65	80	95	110
Carreteras principales (Rural Arterials)	Llano	--	--	--	4%	3%	3%
	Ondulado	--	--	--	5%	4%	4%
	Montañoso	--	--	--	7%	6%	5%
Carreteras secundarias (Rural Collectors)	Llano	7%	7%	7%	6%	5%	4%
	Ondulado	10%	9%	8%	7%	6%	5%
	Montañoso	12%	10%	10%	9%	8%	6%
Caminos locales (Local Rural Roads)	Llano	8%	7%	7%	6%	5%	--
	Ondulado	11%	10%	9%	8%	6%	--
	Montañoso	16%	14%	12%	10%	--	--

Pendiente mínima

La pendiente mínima se determina de forma tal que se asegure el drenaje longitudinal de cunetas.

En terraplenes puede ser nula.

En desmontes se recomienda un 0,5% mínimo para garantizar el buen funcionamiento de los desagües.

Pendientes bajas, y aún horizontales, pueden ser utilizadas en calzadas sin cordones siempre y cuando el pavimento esté adecuadamente conformado para drenar lateralmente. El problema surge en resolver adecuadamente, en

los tramos en desmonte, la pendiente de cunetas y canales de desagüe. Esto no debe considerarse inferior al 0,5%, salvo el caso de obras especiales revestidas, en que se podría alcanzar hasta un 0,35%.

Para calzadas con cordones laterales la pendiente longitudinal mínima deberá ser de 0,5%, pudiéndose llegar a valores de 0,3% en pavimentos de alta calidad, correcta terminación y subrasante firme.

Longitud crítica de rampas

Es la longitud máxima que un camión puede ascender sin reducción significativa de su velocidad.

Longitudes de rampa menores que la crítica, para la pendiente establecida, producen operaciones aceptables dentro del rango deseado de velocidades.

En cambio, para longitudes mayores que la crítica deberán realizarse modificaciones al proyecto, tales como: cambio de trazado que permita reducir las pendientes, o construcción de sendas adicionales para tránsito pesado.

Para establecer los valores de diseño para la longitud crítica de rampa se considera la capacidad de trepado de los camiones, que depende de:

1) Tipo y potencia del camión representativo seleccionado como vehículo de diseño.- Normalmente se adopta un camión cargado cuya relación peso/potencia es de 130 kg/hp.

2) Velocidad de entrada a la rampa de longitud crítica.- Como velocidad de aproximación debería utilizarse la velocidad media de marcha, con los ajustes correspondientes a las características del camino antes del ascenso; aunque el criterio prácticamente no varía si se emplea la velocidad de diseño.

Para un acercamiento horizontal puede emplearse directamente la velocidad de marcha. Para una aproximación en pendiente descendente puede incrementarse en 10 ó 15 km/h la velocidad. Para rampas ascendentes puede disminuirse la velocidad en el mismo orden.

3) Velocidad mínima en la rampa, por debajo de la cual se interfiere considerablemente la marcha de los vehículos más livianos que circulan detrás.- Estas velocidades mínimas estarán en relación directa con la velocidad de diseño.

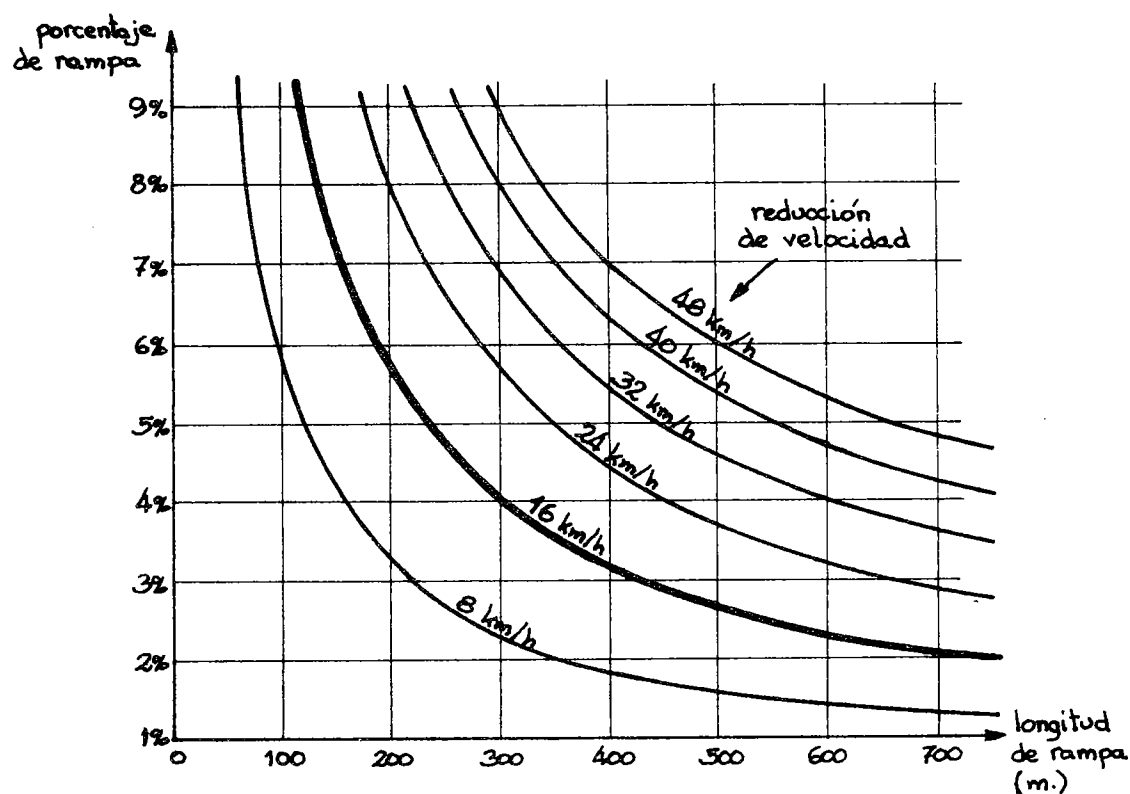
Velocidades mínimas del orden de 40 a 75 km/h (para velocidades directrices de 65 a 95 km/h) no serán exageradamente molestas para conductores que se vean impedidos de pasar en rutas de dos carriles siempre y cuando el intervalo de tiempo no sea muy prolongado. En caminos de varios carriles pueden ser toleradas velocidades menores para lo

camiones, ya que existirán más oportunidades y menos dificultades para el sobrepaso de los otros vehículos.

Como criterio general para el diseño de las longitudes críticas de rampa se recomienda aceptar una reducción de hasta 16 km/h (10 mph) en la velocidad de los camiones.

En el pasado la práctica corriente era usar reducciones de velocidad de 24 km/h (15 mph), pero se ha comprobado que la tasa de accidentes se incrementa considerablemente, alcanzando un valor comparativo 2,4 veces mayor que para las 10 mph.

La relación entre la longitud de pendiente y la reducción en la velocidad promedio de marcha, para un camión típico de diseño de 130 kg/hp, se muestra en el gráfico siguiente.

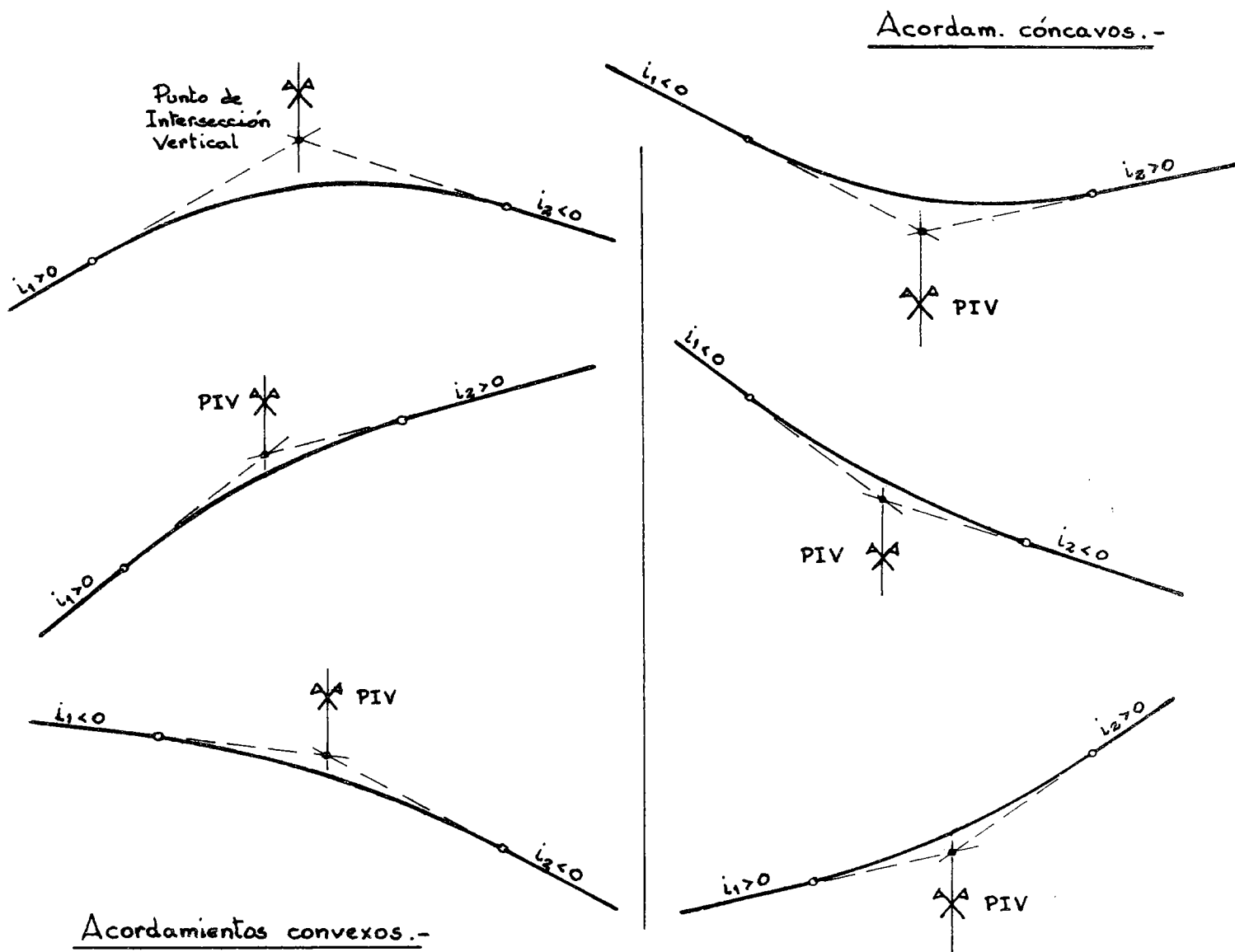


Por ejemplo:

- En una carretera diseñada para 95 km/h, para una pendiente del 4% la longitud crítica de rampa será (por lectura directa en la línea gruesa de la gráfica) de 300 m., admitiendo una velocidad mínima de circulación de 80 km/h.
- Si se desea conocer la longitud crítica de una pendiente del 5% que se proyecta a continuación de una rampa de 450 m. de longitud al 2%, se determina: a) para $p = 2\%$, una longitud de 450 m. producirá una reducción de velocidad (según la misma gráfica) de aproximadamente 10 km/h. b) los 5 km/h restantes de reducción de velocidad, para $p = 5\%$, se producirán en unos 75 m., siendo esta la longitud crítica buscada.

Curvas verticales de acordamiento

Para acordar gradualmente dos rasantes rectas consecutivas se emplean curvas verticales, en cresta (acordamientos convexos) o en valle (acordamientos cóncavos).



Las curvas verticales deben ser de aplicación simple y de diseño seguro, confortable, de apariencia agradable y que permitan un adecuado drenaje.

La exigencia fundamental para la operación segura en los acordamientos verticales convexos es la de proporcionar amplias distancias de visibilidad adecuadas a la velocidad de diseño. Se debe respetar la mínima distancia de frenado, y si es posible dimensionar con distancias mayores (sobrepaso).

En cuanto al confort de los pasajeros se exige que la variación de cambio de pendiente se mantenga dentro de límites tolerables. Esta consideración

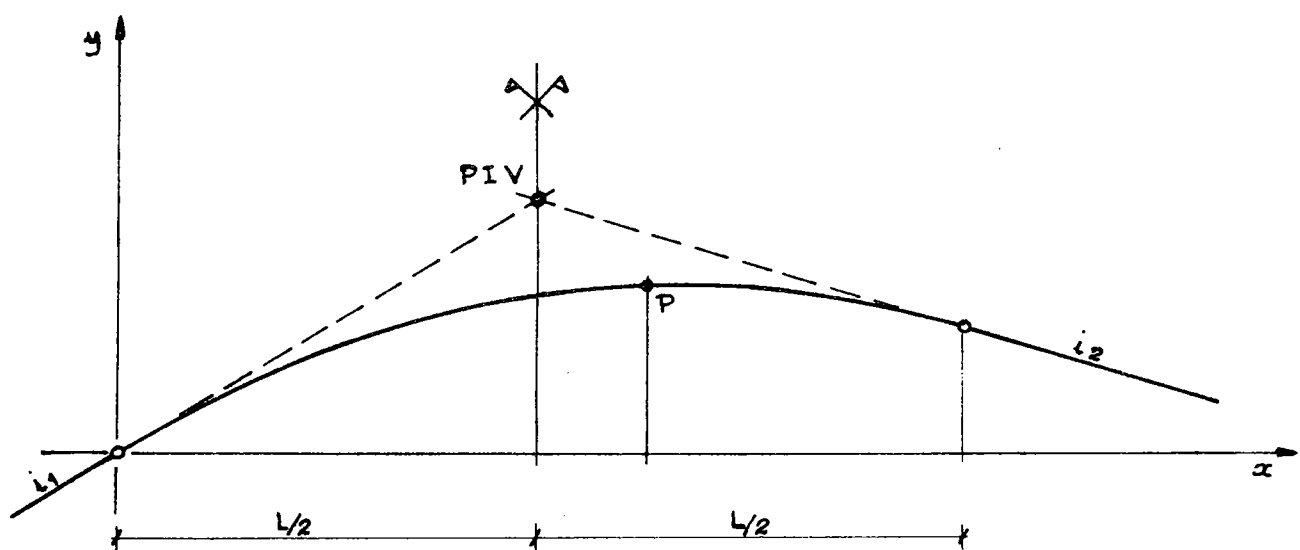
es importante en los acordamientos cóncavos, dado que en ellos actúan en un mismo sentido la fuerza centrífuga vertical y la fuerza gravitacional.

Una curva vertical amplia tiene una apariencia más tranquilizante que una curva corta, la cual puede verse como un punto anguloso por efecto de la perspectiva.

Con relación al drenaje, en las curvas en cresta debe tenerse en cuenta la pendiente mínima de escurrimiento aconsejada de 0,5%, construyéndose a tal efecto cunetas laterales de rasante modificada (no paralela al eje), que aseguren ese mínimo. En las curvas en valle también debe estudiarse en detalle el desagüe para evitar áreas sin evacuación o velocidades de escurrimiento por debajo de la de sedimentación.

Por simplicidad de diseño se adopta la parábola simple, de eje vertical, centrada en el punto de intersección vertical de sus tangentes.

La ecuación de la parábola, referida a un sistema de ejes (x,y) centrado en el punto de tangencia inicial de la curva, se deduce de la figura siguiente.



i_1, i_2 : pendientes de entrada y salida del acordamiento, con su signo correspondiente.

$$y = a x^2 + b x$$

$$\frac{dy}{dx} = 2 a x + b$$

$$\left(\frac{dy}{dx}\right)_{x=0} = b = i_1$$

$$\left(\frac{dy}{dx}\right)_{x=L} = 2 a L + b = i_2$$

$$y = \frac{i_2 - i_1}{2L} x^2 + i_1 x$$

Nota: En caso que i_1 e i_2 se consideren en ‰, la ecuación anterior se transforma en:

$$y = \frac{i_2 - i_1}{200L} x^2 + i_1 x$$

Propiedades de la parábola de acordamiento

- La variación de pendiente a lo largo de la curva es una constante con la distancia, o sea que la variación de la tangente a la parábola es proporcional a Δx .

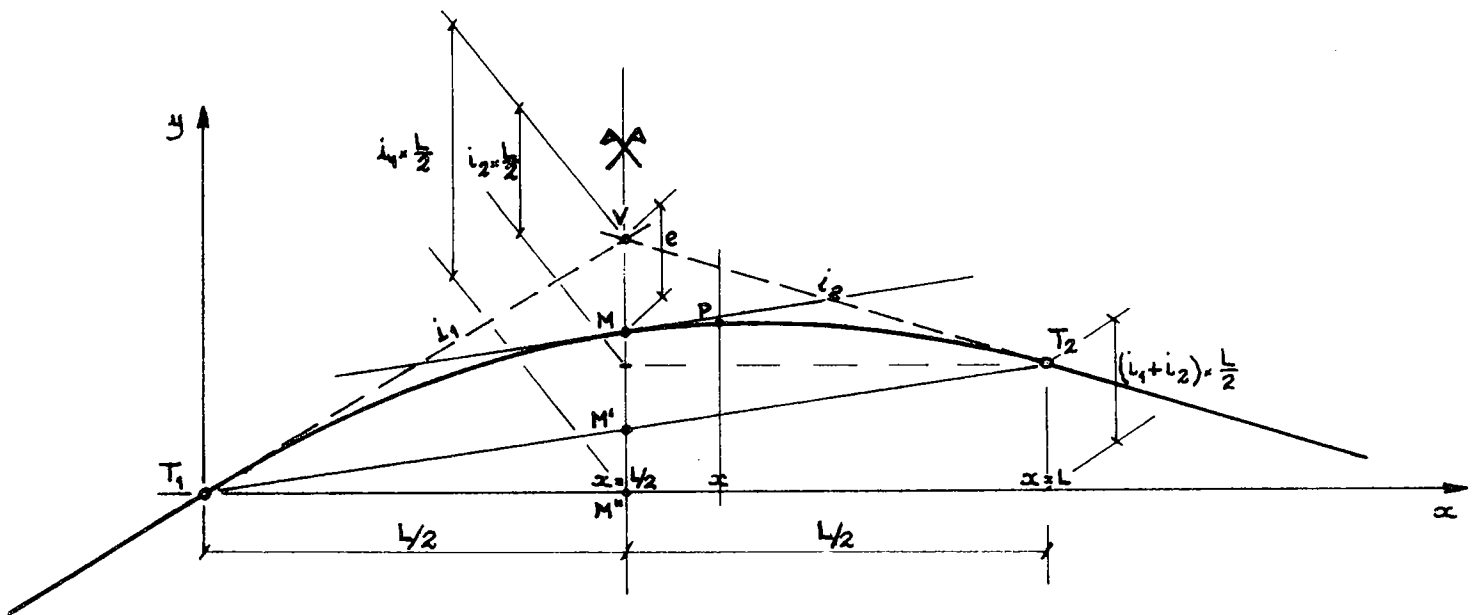
$$\frac{dy}{dx} = \frac{i_2 - i_1}{L} x + i_1 \qquad \Delta \frac{dy}{dx} = \frac{i_2 - i_1}{L} \Delta x$$

Siendo la diferencia algebraica de pendientes: $A = |i_2 - i_1|$, la relación recíproca: $\frac{L}{|i_2 - i_1|} = \frac{L}{A} = \text{cte.}$

será la distancia horizontal requerida para obtener una variación del 1% en la pendiente.

Este valor: $K = \frac{L}{A}$ se denomina parámetro de la curva.

- La parábola de acordamiento pasa por el punto medio definido por la cuerda entre puntos de tangencia y el punto de intersección vertical de rasante.



$$\text{ord. } T_2 = i_1 \times L/2 + i_2 \times L/2 = (i_1 + i_2) L/2$$

$$\text{coef. ang. cuerda } T_1T_2 = (i_1 + i_2) / 2$$

$$\overline{M'M''} = \frac{(i_1 + i_2)}{2} \frac{L}{2} = \frac{(i_1 + i_2) L}{4}$$

$$\overline{MM''} = \frac{i_2 - i_1}{2L} \left(\frac{L}{2}\right)^2 + i_1 \left(\frac{L}{2}\right) = \frac{(3i_1 + i_2)L}{8}$$

$$\overline{MM'} = \overline{MM''} - \overline{M'M''} = \frac{(i_1 - i_2)L}{8}$$

Por otro lado: $e = i_1 \left(\frac{L}{2}\right) - \left[\frac{i_2 - i_1}{2L} \left(\frac{L}{2}\right)^2 + i_1 \left(\frac{L}{2}\right) \right] = \frac{(i_1 - i_2)L}{8}$

de donde: $\overline{MM'} = \overline{VM} = 1/2 \overline{VM'}$ lqgd.

- La tangente a la curva en el punto medio del acordamiento es paralela a la cuerda entre puntos de tangencia.

Como ya vimos: $\frac{dy}{dx} = \frac{i_2 - i_1}{L} x + i_1$

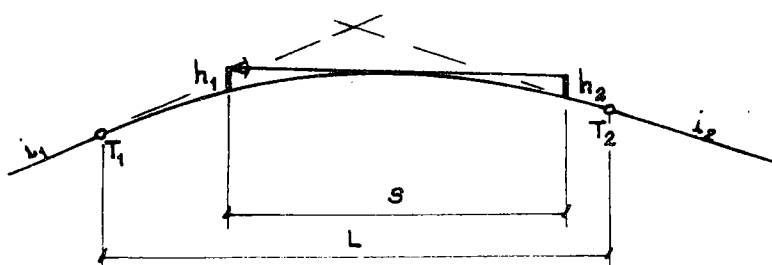
que para $x = \frac{L}{2}$ resulta: $\frac{i_2 - i_1}{L} \left(\frac{L}{2}\right) + i_1 = \frac{i_1 + i_2}{2}$

por lo que el coeficiente angular de la tangente a la parábola en el punto M resulta igual al de la cuerda $\overline{T_1T_2}$. lqgd.

Estas últimas dos propiedades permiten el trazado gráfico de la parábola de acordamiento vertical por tangentes sucesivas en los puntos medios.

Longitud de acordamientos

1) CURVAS VERTICALES EN CRESTA (ACORDAMIENTOS CONVEXOS).



h_1 : altura del ojo del conductor por sobre la calzada.

h_2 : altura de un objeto en el camino.

s : distancia de visibilidad.

L : longitud de acordamiento.

$A = |i_1 - i_2| = \text{diferencia algebraica de pendientes (en \%)}$.

a) Para $s < L$

$$L = \frac{A s^2}{200 (\sqrt{h_1} + \sqrt{h_2})^2}$$

b) Para $s > L$

$$L = 2s - \frac{200 (\sqrt{h_1} + \sqrt{h_2})^2}{A}$$

-----0-----

Notas de cálculo

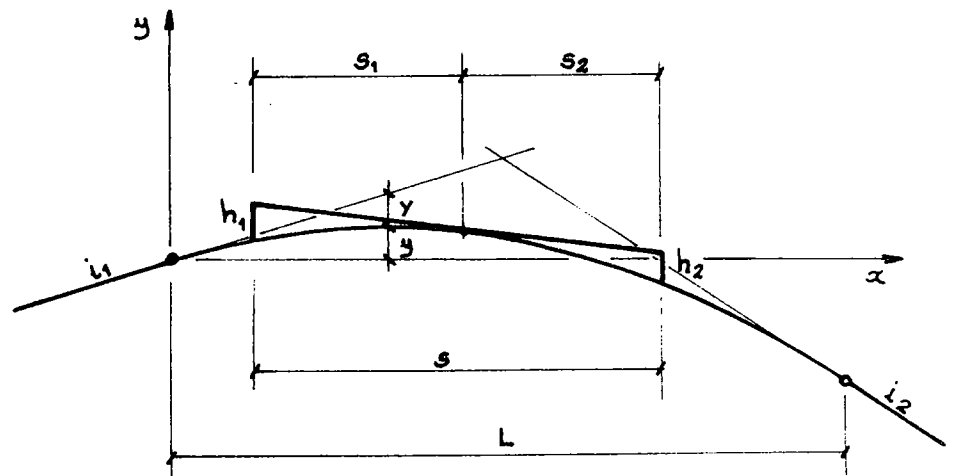
a) $s < L$

$$Y = \frac{i_1 - i_2}{2L} x^2$$

Ec. de la parábola ref. a la tangente.

$$Y = \frac{A}{2L} x^2 = C x^2$$

$$C = \frac{A}{2L} = \frac{Y}{x^2}$$



Considerando la tangente determinada por la línea de visibilidad

$$C = \frac{h_1}{s_1^2} = \frac{h_2}{s_2^2}$$

$$s = s_1 + s_2 = \sqrt{\frac{h_1}{C}} + \sqrt{\frac{h_2}{C}} \quad s^2 = \frac{1}{C} (\sqrt{h_1} + \sqrt{h_2})^2 = \frac{2L}{A} (\sqrt{h_1} + \sqrt{h_2})^2$$

$$L = \frac{A s^2}{2 (\sqrt{h_1} + \sqrt{h_2})^2}$$

b) $s > L$

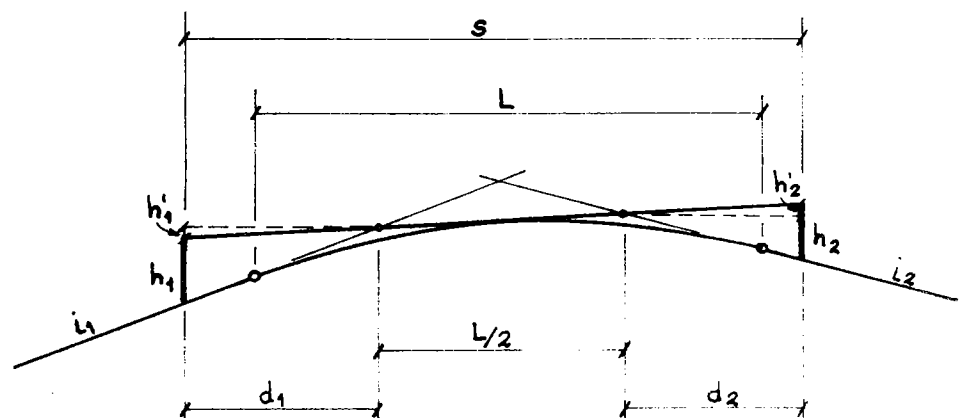
$$s = \frac{L}{2} + d_1 + d_2$$

$$d_1 = \frac{h_1 + h_1'}{i_1}$$

$$d_2 = \frac{h_2 + h_2'}{i_2}$$

Considerando i_1 e i_2 en valores absolutos:

$$A = i_1 - (-i_2) = i_1 + i_2$$



$$s = \frac{L}{2} + \frac{h_1}{i_1} + \frac{h_2}{i_2} = \frac{L}{2} + \frac{h_1}{i_1} + \frac{h_2}{A - i_1}$$

Para mínima distancia: $\frac{ds}{di_1} = -\frac{h_1}{i_1^2} + \frac{h_2}{(A - i_1)^2} = 0$

$$\frac{h_1}{i_1^2} = \frac{h_2}{i_2^2} \quad i_1 = i_2 \sqrt{\frac{h_1}{h_2}} \quad i_2 = i_1 \sqrt{\frac{h_2}{h_1}}$$

$$A = i_1 + i_2 = i_1 (1 + \sqrt{h_2/h_1}) = i_2 (1 + \sqrt{h_1/h_2})$$

$$s = \frac{L}{2} + \frac{h_1 (1 + \sqrt{h_2/h_1})}{A} + \frac{h_2 (1 + \sqrt{h_1/h_2})}{A} =$$

$$= \frac{L}{2} + \frac{h_1 + \sqrt{h_1 h_2}}{A} + \frac{h_2 + \sqrt{h_2 h_1}}{A} = \frac{L}{2} + \frac{(\sqrt{h_1} + \sqrt{h_2})^2}{A}$$

$$L = 2 \left[s - \frac{(\sqrt{h_1} + \sqrt{h_2})^2}{A} \right]$$

-----0-----

Condición 1) Visibilidad mínima absoluta.

Se debe ver un obstáculo existente en la vía a una distancia no menor que la de detención.

Se adoptan como distancias de detención D, en función de la velocidad directriz, los siguientes valores establecidos por la Dirección de Vialidad.

v (km/h)	50	60	70	80	90	100	110
D (m)	60	70	90	110	135	160	190

De acuerdo con el criterio AASHTO-1984 la altura del ojo del conductor se establece: $h_1 = 1,07$ m. y la altura del objeto: $h_2 = 0,15$ m., por lo que resulta aproximadamente:

$$\text{Para } D < L \quad L = \frac{A D^2}{400}$$

$$\text{Para } D > L \quad L = 2D - \frac{400}{A}$$

Como ya vimos, definido el parámetro de la curva $K = L/A$ y dado que, conocido D es posible deducir el valor de K, este valor determinará las características del acordamiento. Puede emplearse el concepto contrario, es decir que: dado K se determine el L más adecuado a la diferencia algebraica de pendientes A, aplicando la relación: $L = K \cdot A$

Los valores de K calculados por este criterio, con distancia de visibilidad

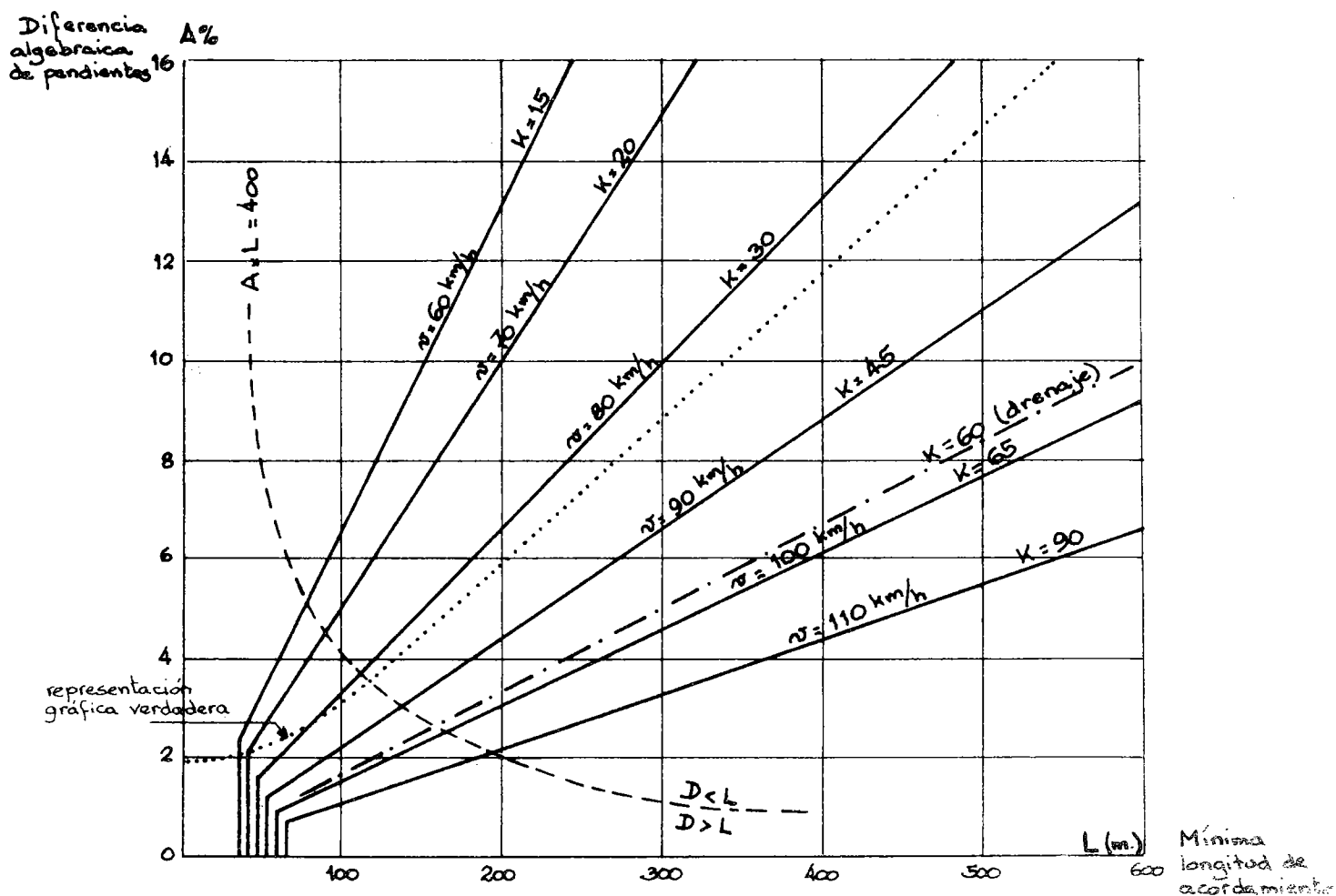
igual a la de detención, para cada velocidad directriz, resultan:

Velocidad directriz (km/h)	Distancia detención (m)	K calculado (D<L)	K adoptado
60	70	12,25	15
70	90	20,25	20
80	110	30,25	30
90	135	45,55	45
100	160	64,0	65
110	190	90,25	90

Para el caso $D > L$ los valores de K resultantes pueden ser muy reducidos (e incluso cero para pequeñas diferencias de pendiente, cuando la línea de visión pase por encima de la curva), razón por la cual se adopta un criterio simplificado:

$$L = 0,6 v \quad [L]: \text{m.} \quad [v]: \text{km/h.}$$

A efectos del diseño puede utilizarse la siguiente gráfica:



Ya se ha establecido que el gradiente mínimo para el drenaje superficial debe ser de 0,35%. Se admite que no existirá mayor inconveniente si ese gradiente mínimo se produce hasta a unos 20 m. de distancia de la cresta de la curva, con lo cual resulta:

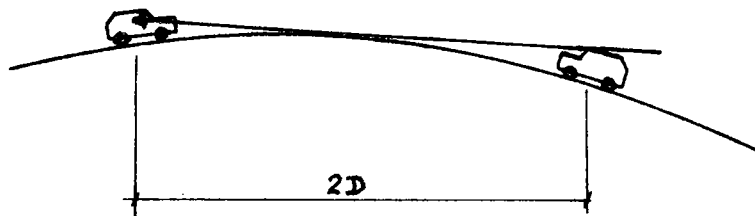
$$K = \frac{L}{A} = \frac{20}{0,35} = 57 \approx 60$$

valor que se adopta como limitante en cuanto al desagüe.
(línea indicada - - - - - en el gráfico anterior).

Toda combinación de L y A por encima de esta línea satisfará este criterio; valores por debajo implican curvas más tendidas, en las cuales se deberá prestar especial atención a la solución del drenaje del pavimento y/o sus cunetas en las proximidades de la cresta del acordamiento.

Condición 2) Visibilidad mínima deseable.

Dos vehículos circulando en sentido contrario por la misma trocha deben ser visibles entre sí cuando estén a una distancia no menor que el doble de la distancia de frenado correspondiente a la velocidad directriz.



Con respecto al criterio anterior varían la distancia $s = 2.D$ y la altura del objeto $h_2 = 1,30$ m. (h_1 se mantiene igual a 1,07 m.).

Resulta:

$$\text{Para } s < L \quad L = \frac{A D^2}{236}$$

$$\text{Para } s > L \quad L = 4 \left(D - \frac{236}{A} \right)$$

Esto lleva a aumentar los valores de K que se utilizan para determinar las longitudes de acordamiento vertical en función de la diferencia de pendientes, produciéndose en definitiva curvas más achatadas.

Tabla 2.1

Velocidad directriz (km/h)	Dist. doble detención (m)	K mín. deseable
60	140	20
70	180	35
80	220	50
90	270	75
100	320	110
110	380	150

Condición 3) Visibilidad para sobrepaso

Es la condición ideal en cuanto establece la posibilidad de realizar la maniobra de sobrepaso en el acordamiento.

Aplicando las fórmulas generales para: $h_1 = 1,07$ m. y $h_2 = 1,30$ m.

$$\text{Para } s < L \quad L = \frac{A s^2}{946}$$

$$\text{Para } s > L \quad L = 2 \left(s - \frac{472}{A} \right)$$

Considerando las distancias mínimas de visión para sobrepaso, definidas en función de la velocidad directriz, los valores de K necesarios según este criterio serán:

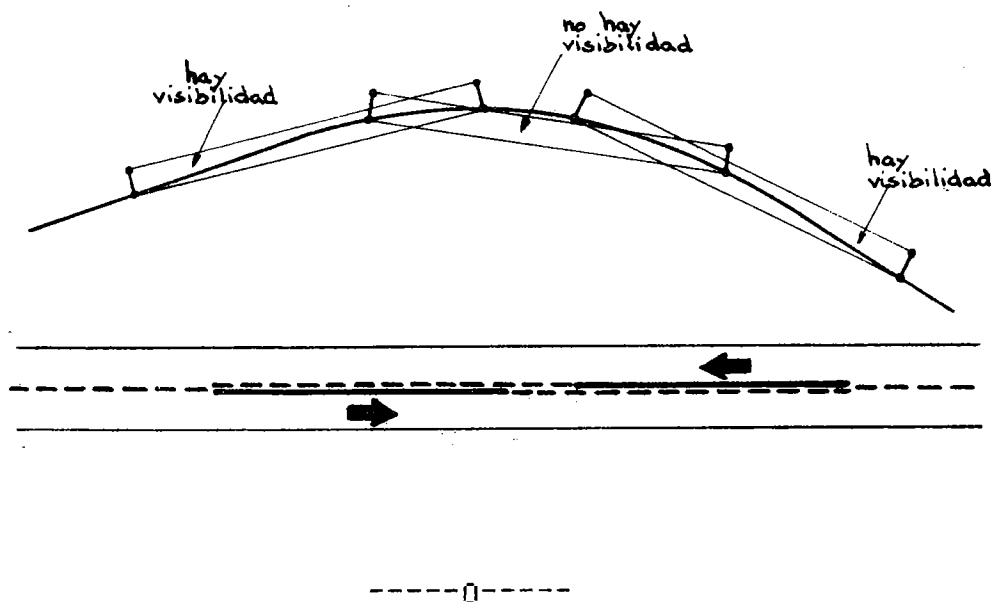
Velocidad directriz (km/h)	Dist. visib. sobrepaso (m)	K óptimo
60	410	180
70	490	250
80	560	330
90	610	400
100	680	500
110	750	600

Este supuesto conduce a longitudes de acordamiento del orden de 10 veces más largas que en el caso de distancia para detención (Cond. 1).

Salvo razones muy especiales este criterio no se utiliza para diseño, dado el incremento de volúmenes de desmonte que implica el obtener esas longitudes de acordamiento en las cumbres.

Lo que se plantea a cambio es la regulación de la maniobra de sobrepaso en los acordamientos convexos, mediante el pintado de línea amarilla de prohibición de adelantamiento. Como criterio se adopta la prohibición de sobrepaso cuando la visibilidad entre dos vehículos circulando en sentidos contrarios sea inferior a la doble distancia de frenado.

A efectos de su determinación gráfica se construye una plantilla transparente de extremos $h_1=1,07$ m. y $h_2=1,30$ m., de largo igual a la doble distancia de detención correspondiente a la velocidad de diseño, a las mismas escalas horizontal y vertical que el perfil de rasante dibujado. Se hace circular la plantilla con sus extremos apoyados en la rasante hasta que la línea superior de visión intersecta la curva; en ese punto se pierde visibilidad y debe comenzar el marcado de la línea amarilla continua. De la misma forma se determina el punto en que finaliza la restricción, para luego repetir el procedimiento en el otro sentido de circulación.



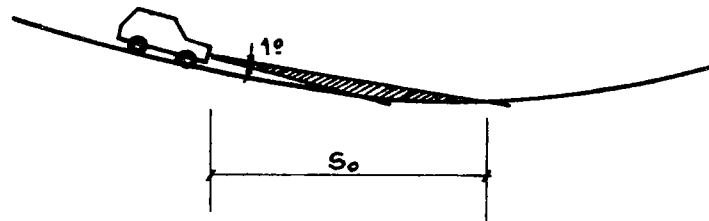
II) CURVAS VERTICALES EN HONDONADA (ACORDAMIENTOS CONCAVOS).

Condición 1) Visibilidad nocturna iluminada.

Al transitar por una curva cóncava se debe procurar una distancia de

visión iluminada por los faros del vehículo, no inferior a la distancia de detención.

Se adopta una altura de los faros de 0,60 m. sobre el pavimento y una divergencia del haz luminoso de 1° hacia arriba del eje longitudinal del vehículo. La difusión de luz por encima del 1° puede suministrar alguna visibilidad adicional al conductor, pero se desprecia a los efectos del cálculo.



Siendo la distancia entre el vehículo y el punto en que el rayo de luz de ángulo 1° intersecta la superficie del pavimento igual a la distancia de detención D , resulta:

$$\text{a) Para } D < L \quad L = \frac{A D^2}{122 + 3,5 D}$$

$$\text{b) Para } D > L \quad L = 2 D - \frac{122 + 3,5 D}{A}$$

-----0-----

Notas de cálculo

a) $D < L$

Aplicando la ecuación de la parábola ref. a la tangente:

$$y = \frac{A}{2L} x^2$$

de donde:

$$(s_0 \operatorname{tg} \alpha + h) = \frac{A}{2L} s_0^2$$

$$L = \frac{A s_0^2}{2 (h + s_0 \operatorname{tg} \alpha)}$$

Para $h = 0,61 \text{ m.}$ y $\alpha = 1^\circ$ ($\operatorname{tg} \alpha = 0,0175$), expresando A en $\%$:

$$L = \frac{A s_0^2}{200 (0,61 + s_0 \cdot 0,0175)} = \frac{A s_0^2}{122 + 3,5 s_0}$$

b) $D > L$

$$s_0 = L/2 + d$$

$$Y = \frac{A}{2L} x^2$$

$$\text{Para } x = L/2 \quad e = AL/8$$

$$\text{Para } x = L \quad Y = AL/2 = 4e$$

Por semejanza de triángulos:

$$\frac{L/2}{4e} = \frac{d}{h + s_0 \operatorname{tg} \alpha}$$

$$\frac{l}{A} = \frac{d}{h + s_0 \operatorname{tg} \alpha}$$

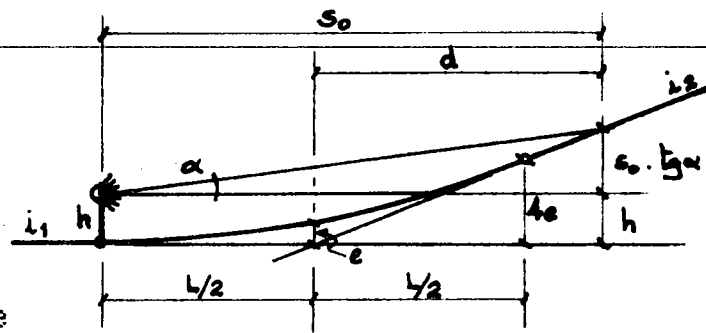
$$d = \frac{h + s_0 \operatorname{tg} \alpha}{A}$$

$$s_0 = \frac{L}{2} + \frac{h + s_0 \operatorname{tg} \alpha}{A}$$

$$L = 2 \left(s_0 - \frac{h + s_0 \operatorname{tg} \alpha}{A} \right)$$

$$\text{Sustituyendo: } L = 2 s_0 - 200 \frac{0,61 + s_0 \cdot 0,0175}{A} = 2 s_0 - \frac{122 + 3,5 s_0}{A}$$

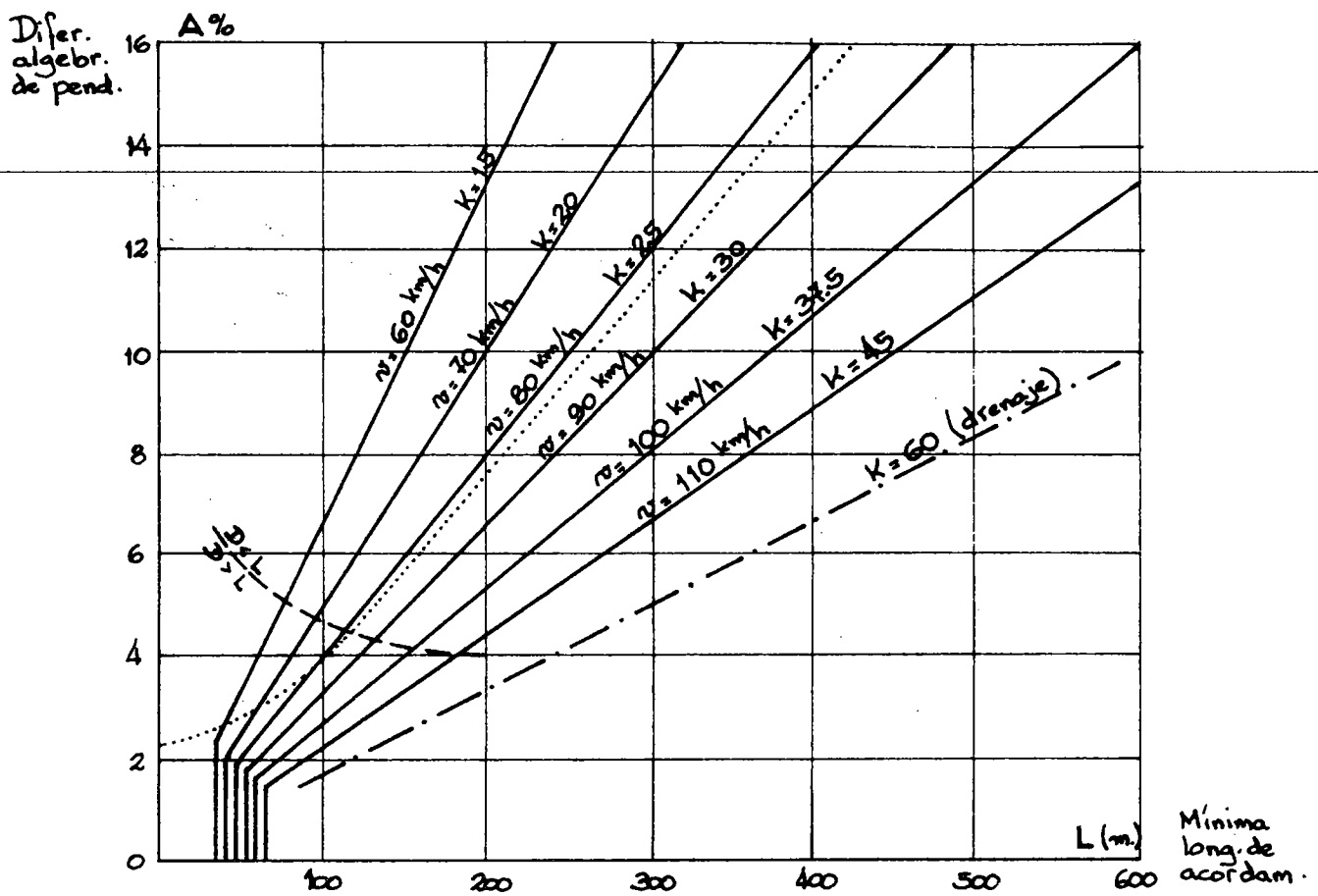
-----0-----



Adoptando el criterio de visibilidad nocturna iluminada igual a la distancia de detención, para cada velocidad de diseño, se obtienen los siguientes parámetros mínimos de acordamiento.

Velocidad directriz (km/h)	Distancia detención (m)	K calculado ($D < L$)	adoptado
60	70	13,35	15
70	90	18,5	20
80	110	23,85	25
90	135	30,65	30
100	160	37,5	37,5
110	190	45,85	45

De la misma forma que en los acordamientos convexos, puede graficarse la longitud mínima de acordamiento vs. la diferencia de pendientes, en función de la velocidad directriz.



Para el caso $D > L$ se adoptan los mismos valores mínimos que para las crestas:

$$L = 0,6 v$$

En cuanto al drenaje, se admite el mismo valor límite $K = 60$, el cual se verifica ampliamente con los parámetros definidos.

Condición 2) Comodidad de marcha.

El efecto del cambio de pendientes en el confort es mayor en hondonadas que en crestas ya que se suman las fuerzas gravitacional y centrífuga en lugar de oponerse.

Ese efecto está condicionado por la suspensión del vehículo, la flexibilidad de los neumáticos, el peso de la carga, etc.

Se ha comprobado experimentalmente que la conducción resultará confortable cuando la aceleración centrífuga no exceda de: $0,3 \text{ m/seg}^2$.

La expresión general para este criterio resulta:

$$L = \frac{A v^2}{395} \quad \begin{array}{l} [v]: \text{ km/h} \\ [L]: \text{ m.} \end{array}$$

La longitud de acordamiento vertical requerida para satisfacer esta condición de confort es muy inferior que la requerida por distancia de visión de iluminación, en el rango normal de condiciones de diseño.

P. ej.: $v = 90 \text{ km/h}; \quad A = 4\%$

$$L_{\text{confort}} = 82 \text{ m.}$$

$$L_{\text{iluminac.}} = K \times A = 30 \times 4 = 120 \text{ m.}$$

Condición 3). Apariencia general.

Como regla empírica se utiliza el criterio $L = 30 \cdot A$, o lo que es lo mismo $K = 30$, como control de mínima longitud de acordamientos en hondonada. Esto corresponde aproximadamente a una velocidad directriz de 90 km/h según el criterio de visibilidad de iluminación.

-----o-----

Como conclusión puede establecerse que la condición más lógica de aplicación para diseño de curvas de acordamiento vertical en hondonadas es la de distancia de visibilidad nocturna por iluminación de los faros del vehículo.

Estas longitudes se entienden como mínimos para cada velocidad directriz, siendo preferibles curvas más largas como sea posible. Debe prestarse especial atención a la solución de los desagües si $K > 60$.

-----o-----

Criterios altimétricos generales

En cuanto al diseño altimétrico de un trazado deben tenerse en consideración ciertas recomendaciones generales, a saber:

1) Es preferible una rasante de pendientes suaves, con tramos extendidos y cambios graduales, que una línea con numerosos quiebres y pequeñas longitudes de pendientes. Los valores definidos de máxima pendiente y longitud crítica son extremos y de la manera en que se apliquen y acomoden al terreno dependerá la buena calidad y apariencia general del proyecto.

2) Si bien la rasante debe acompañar la topografía del terreno, un ajuste demasiado ceñido a este producirá perfiles con sucesivas curvas verticales de parámetros mínimos, haciendo la circulación molesta y peligrosa en

cuanto a la pérdida de visibilidad en longitudes apreciables del camino.

3) Deberá evitarse el construir una curva vertical cóncava de parámetro mínimo a continuación de una rasante descendente de longitud apreciable, pues esto puede inducir a los vehículos (sobre todo los pesados) a velocidades excesivas que hagan peligrosa la circulación.

4) Generalmente debe evitarse el proyectar dos acordamientos verticales con curvatura del mismo sentido, separados por una pequeña longitud de pendiente uniforme; especialmente en hondonadas, en que la visión completa de ambas curvas cóncavas no resulta agradable. En lo posible deberá proyectarse en sustitución, una sola curva vertical más tendida y con desarrollo amplio.

5) Cuando se diseñan dos curvas verticales opuestas de parámetros mínimos, una a continuación de la otra, deberá proveerse un tramo de pendiente uniforme entre ellas de longitud no menor que: $0,3 \cdot v$, a efectos de evitar un cambio brusco de aceleración vertical.

En general se adopta como distancia mínima absoluta: 25 m. y mínima deseable: 50 m.

6) Es preferible, especialmente en caminos de baja velocidad de diseño, sustituir las pendientes sostenidas y de gran longitud por pendientes más empinadas en el fondo y más suaves en la cima, o realizar quiebres frecuentes intercalando rampas suaves entre otras próximas al máximo.

7) Cuando se deba proyectar una intersección a nivel sobre una rampa empinada es recomendable reducir la pendiente al cruzar la intersección, para favorecer la circulación de los vehículos que giran y reducir la posibilidad de accidentes.

Siempre resulta preferible, por razones de visibilidad y seguridad, ubicar los empalmes en los valles que en las crestas.

8) Para favorecer el replanteo de obra es conveniente adoptar longitudes de acordamientos verticales múltiplos de 25 m., y preferiblemente no menores de 50 m.

Criterios de interrelación plani-altimétrica

En cuanto a la coordinación necesaria entre el alineamiento horizontal y la altimetría del proyecto, pueden establecerse las siguientes recomendaciones:

1) Se deberán evitar largos alineamientos rectos y curvas muy amplias, a expensas de pendientes largas y pronunciado gradiente.

Análogamente, deben evitarse las pendientes suaves logradas a partir de curvas horizontales muy cerradas o de pequeño radio.

2) No deberán proyectarse curvas de radio reducido al pie de pendientes descendentes pronunciadas, por razones estéticas y dado el aumento de velocidad que se produce en los vehículos pesados en el fondo de las rampas.

3) No se deben introducir curvas horizontales agudas al tope de acordamientos verticales convexos, ya que en esos casos el conductor no puede percibir el cambio de alineación horizontal, especialmente en la noche.

Cuando esto ocurra es conveniente que el desarrollo de la curva horizontal supere la longitud de la curva vertical, para que pueda apreciarse el cambio de dirección desde una distancia razonable, sin que quede oculto por el acordamiento vertical.

4) Desde el punto de vista estético es conveniente la superposición de curvas horizontales con verticales, ya que un desfase de ambas proporciona un aspecto distorsionado.

Además en caminos de una calzada con dos sentidos de circulación es importante lograr esta superposición, dado que de esta forma se agrupan los tramos con limitaciones de visibilidad para sobrepaso, posibilitando dicha maniobra en los tramos rectos de pendiente uniforme.

BIBLIOGRAFIA

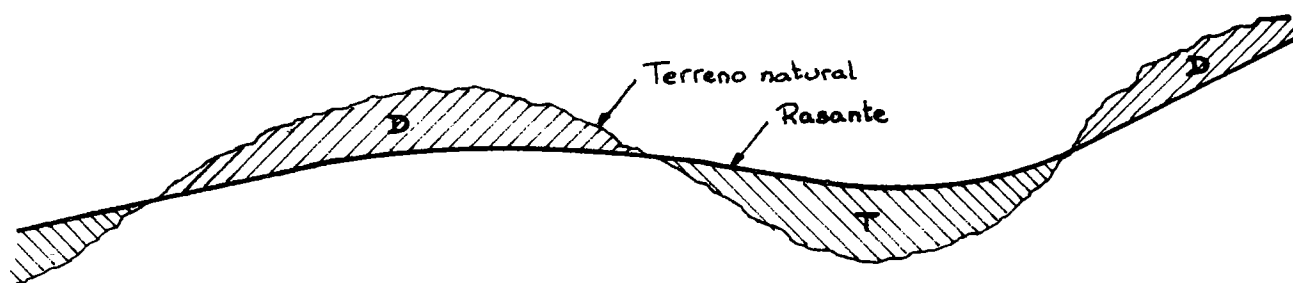
- * "Caminos" - Tomo I - José L. Escario - 5ª Edición - 1967 -
Cap. IV - Trazado en perfil.
- * "A Policy on Geometric Design of Highways and Streets" - American Association of State Highways Transportation Officials (AASHTO) - Edición 1964 -
Cap. III - Elements of Design.
Caps. V, VI y VII.
- * "Manual de Proyecto Geométrico de Carreteras" - Secretaría de Asentamientos Humanos y Obras Públicas - México -
Cap. VIII - Alineamiento vertical.
Cap. V - 5.7 - Longitud de curvas verticales.
- * Apuntes de Clase - Ing. E. Milián -
Bol. 8 - Alineamiento vertical.
- * "Normas de Diseño Geométrico de Caminos Rurales" - Ing. Federico Rühle
Dirección Nal. de Vialidad - Argentina -
Cap. III - Criterios generales para el diseño geométrico.

MOVIMIENTO DE SUELOS



MOVIMIENTO DE SUELOS

Una vez definida la rasante tentativa del camino en función de su planimetría, perfil transversal tipo, normas geométricas de trazado (pendientes y longitudes de rampa, visibilidad, acordamientos, etc.), es necesario analizar el volumen de tierra a mover que ella implica así como su forma de distribución y aprovechamiento.



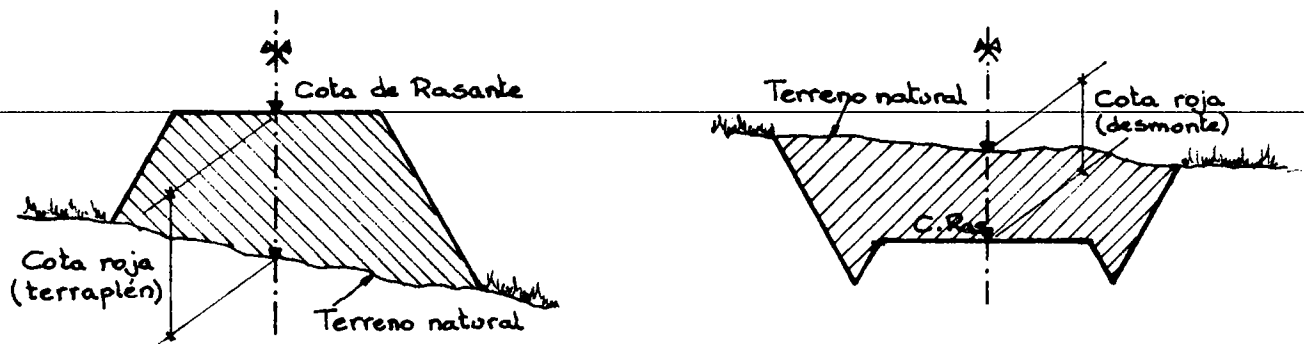
Se debe tratar de lograr una rasante que, con el mínimo volumen de excavación, produzca una razonable compensación entre los volúmenes de desmonte y los de terraplén, a la vez que las distancias de transporte del material sean lo más cortas posible.

Si en una misma sección transversal el volumen de desmonte fuese exactamente el necesario para realizar el terraplén, estaríamos frente a una compensación transversal, con mínimo transporte. Esta solución ideal no se da en la práctica, siendo necesario realizar compensaciones longitudinales entre los desmontes de un tramo del camino y los terraplenes de otro sector.

Si la compensación es parcial y queda un sobrante de material, este suelo se deberá volcar fuera de la obra, formando un depósito. En cambio cuando los suelos excavados de los desmontes no sean suficientes para los terraplenes, se deberá recurrir a otras excavaciones fuera del camino, denominadas préstamo.

Para el cálculo de los volúmenes de tierra se determina en primer lugar la cota roja, o diferencia entre la cota de terreno y la de rasante, en cada sección normal (separadas 25 m.) o donde se presenten cambios notorios del terreno natural.

Se dibujan los perfiles transversales del terreno a escala adecuada (generalmente $H = 1:50$; $V = 1:20$) y, considerando la cota roja de desmonte o de terraplén calculada, se superpone la sección transversal tipo de la obra de suelos proyectada.



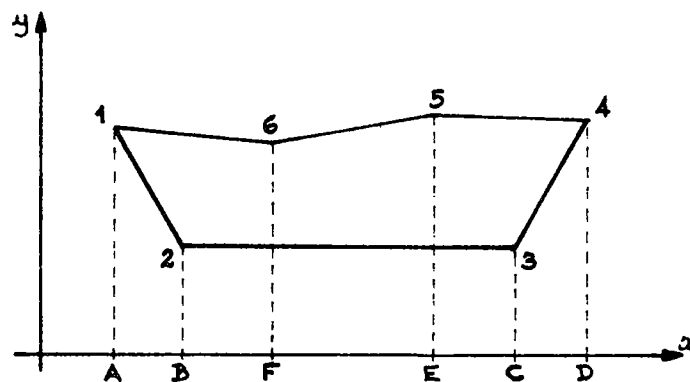
El cálculo de volúmenes se realiza en base a las áreas medidas en estas secciones transversales.

CALCULO DE AREAS

La determinación de las áreas de movimiento de suelos puede hacerse por varios procedimientos: analítico, gráfico, planimétrico, etc.

a) Método analítico

Se descompone la sección en figuras regulares obtenidas al trazar líneas verticales por los puntos de quiebre del terreno o del perfil de proyecto.



El área de la sección es la suma de las áreas de los trapecios mayores menos las de los trapecios menores:

$$A = 16F + F65E + E54D - C34D - B23C - A12B$$

Siendo: $(x_1, y_1), (x_2, y_2), \dots, (x_6, y_6)$ las coordenadas cartesianas de los vértices del polígono (distancia al eje y cota), el área será igual a:

$$A = \frac{y_1 + y_6}{2} (x_6 - x_1) + \frac{y_6 + y_5}{2} (x_5 - x_6) + \frac{y_5 + y_4}{2} (x_4 - x_5) -$$

$$-\frac{y_3 + y_4}{2} (x_4 - x_3) - \frac{y_2 + y_3}{2} (x_3 - x_2) - \frac{y_1 + y_2}{2} (x_2 - x_1)$$

desarrollando, simplificando y ordenando:

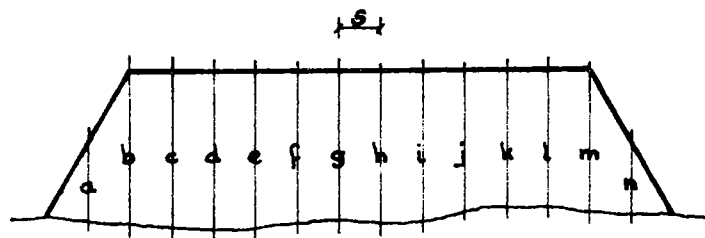
$$A = 1/2 (x_1 y_2 + x_2 y_3 + x_3 y_4 + x_4 y_5 + x_5 y_6 + x_6 y_1 - x_2 y_1 - x_3 y_2 - x_4 y_3 - x_5 y_4 - x_6 y_5 - x_1 y_6)$$

lo que puede ser expresado en forma simplificada por la matriz:

$$A = \frac{1}{2} \begin{vmatrix} x_1 & x_2 & x_3 & x_4 & x_5 & x_6 \\ y_1 & y_2 & y_3 & y_4 & y_5 & y_6 \end{vmatrix}$$

b) Método gráfico

Consiste en descomponer la sección transversal en trapezios y triángulos determinados por líneas verticales equidistantes a todo lo ancho del perfil.



El área de la sección es igual a la suma de las áreas parciales:

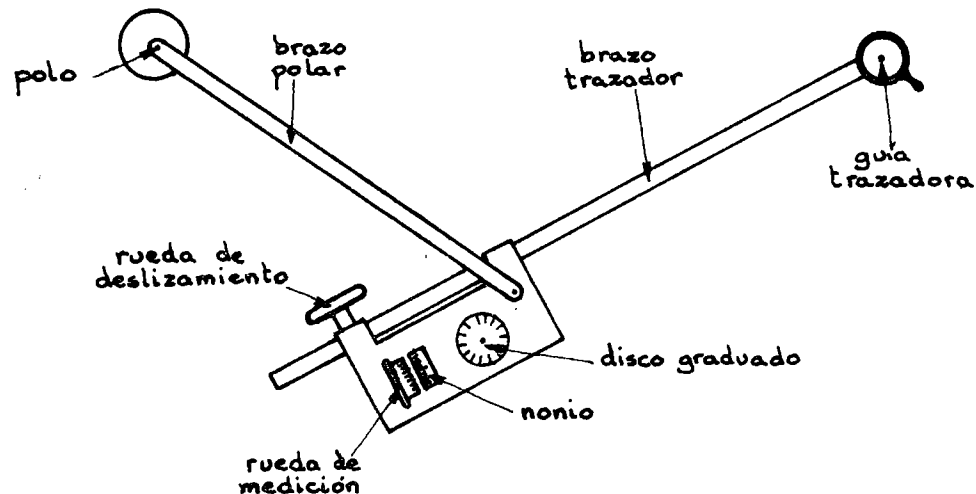
$$\begin{aligned} A &= \frac{a}{2} x s + \frac{a+b}{2} x s + \frac{b+c}{2} x s + \frac{c+d}{2} x s + \dots + \frac{m+n}{2} x s + \frac{n}{2} x s \\ &= \frac{s}{2} [a + (a+b) + (b+c) + (c+d) + \dots + (m+n) + n] = \\ &= s (a + b + c + \dots + m + n) \end{aligned}$$

Cuanto más pequeño sea el intervalo de subdivisión s , más exacta será esta expresión.

En la práctica resulta útil acumular las distancias: a, b, c, \dots, m, n en una tirilla de papel y luego medir la longitud total, que multiplicada por s , dará el área total de la sección.

c) Método del planímetro

Una vez dibujadas las secciones transversales de terreno y de proyecto se mide el área comprendida, con un instrumento diseñado a tal efecto: el planímetro polar.



Se fija el instrumento a la mesa por el polo y se recorre la figura a medir con la guía trazadora en sentido horario hasta cerrar completamente el área (partiendo y llegando al mismo punto). Se toma la lectura comenzando por el número de vueltas de la rueda de medición indicado en el disco graduado, las centésimas en la propia rueda de medición (100 divisiones) y las milésimas en el nonio.

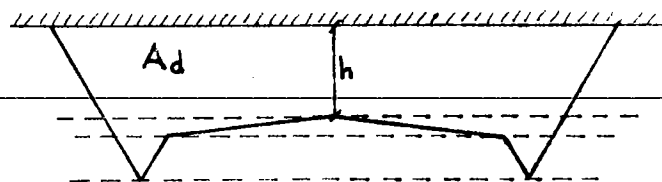
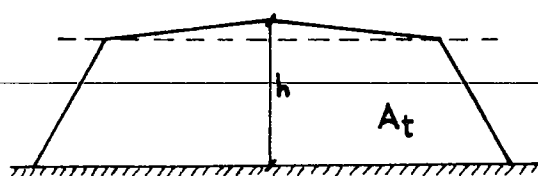
Cada medición deberá hacerse por lo menos 2 veces, promediándose los resultados si éstos difieren entre sí menos del 1%. En caso contrario debe repetirse la operación.

Tomando en consideración las escalas (H y V) del dibujo y la regulación del brazo trazador del planímetro, se determina la constante por la que se debe multiplicar la lectura para obtener el área de la sección expresada en m^2 .

d) Método simplificado

En caso que el terreno sea aproximadamente una línea recta, con pendiente transversal uniforme no mayor al 5%, se puede suponer que el mismo es horizontal y calcular el área del perfil en función de la cota roja h .

Las expresiones generales serán del tipo: $A = a \cdot h^2 + b \cdot h + c$ siendo a , b y c coeficientes característicos que dependen de la sección tipo considerada (ancho de plataforma, pendientes, taludes, cunetas, etc.), en terraplén, desmonte o parcialmente en terraplén y desmonte, variables según la profundidad de h con respecto a la geometría del perfil.



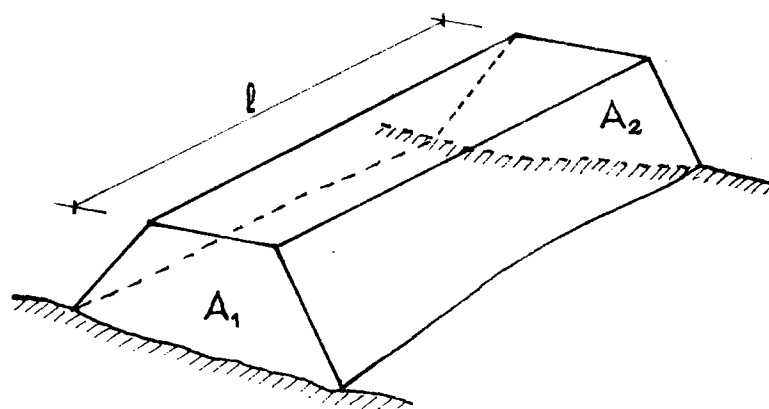
Se tabulan las correspondientes áreas transversales en terraplén y/o en desmonte expresadas en m^2 , para valores de h variando en cm.

En caso que el terreno sea irregular no se puede aplicar este método y debe recurrirse a cualesquiera de los métodos anteriores.

CALCULO DE VOLUMENES

Conociendo las áreas de las diferentes secciones transversales veremos cómo determinar el volumen de tierras a mover.

Supondremos que el camino está formado por una serie de prismoides, limitados en sus extremos por dos caras planas, verticales y paralelas y en sus laterales por los planos de los taludes y el terreno natural.



El volumen del prismaoide se expresa por la fórmula:

$$V = \frac{l}{6} (A_1 + 4A_m + A_2) \quad \text{siendo:}$$

l : distancia entre las bases

A_1 y A_2 : áreas de las bases

A_m : área de la sección media (a distancia $l/2$)

Si bien las secciones transversales, la superficie del camino y los taludes son superficies planas (regladas), el terreno natural no lo es. Si se han considerado los perfiles transversales siguiendo el criterio que entre dos perfiles consecutivos el terreno sea razonablemente regular, puede aceptarse el hecho que el terreno sea también una superficie reglada definida por una recta que se desplaza, manteniéndose paralela al plano

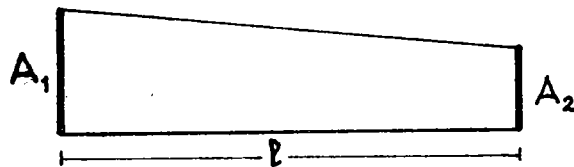
vertical que pasa por el eje del camino, apoyada en las líneas de terreno de cada perfil. En estas condiciones puede suponerse que el área de la sección media es:

$$A_m = \frac{A_1 + A_2}{2}$$

El volumen del prismoide se reduce entonces a:

$$V = \frac{1}{6} (A_1 + 4 \frac{A_1 + A_2}{2} + A_2) = 1 \times \frac{A_1 + A_2}{2}$$

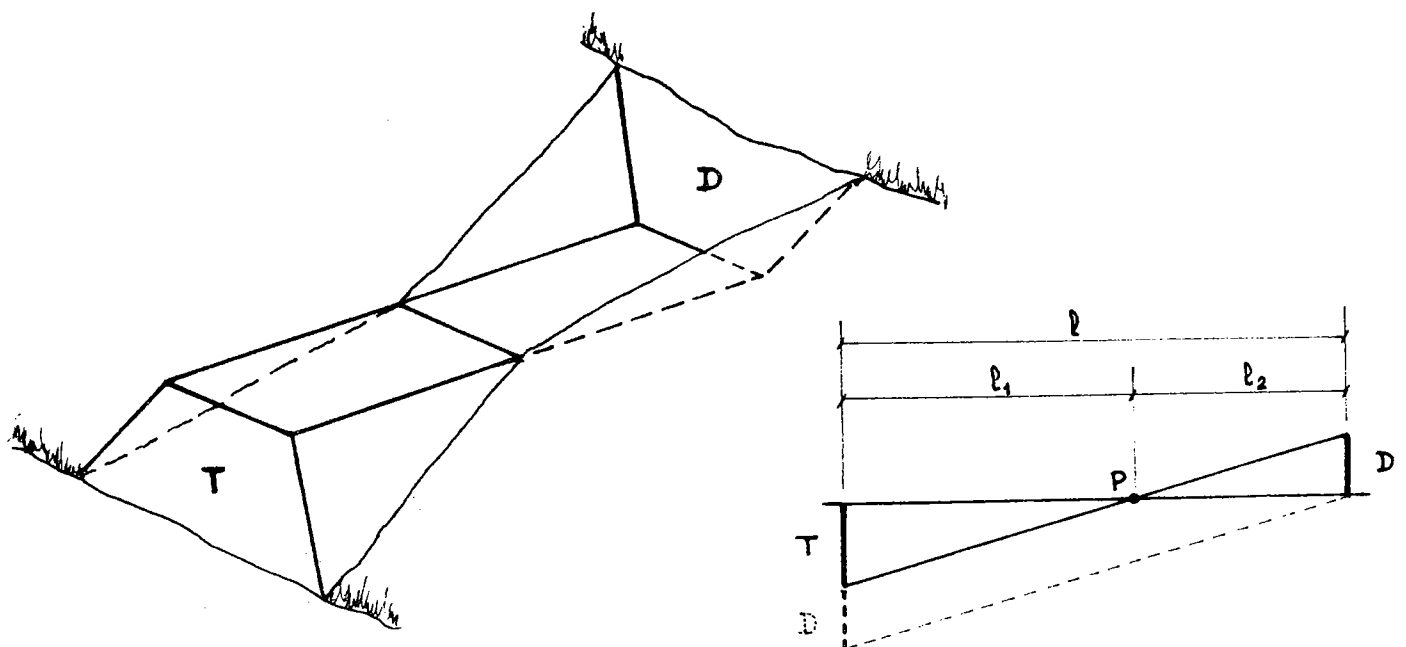
a) El cálculo del volumen de tierra comprendido entre dos perfiles transversales consecutivos de la misma naturaleza (ambos en desmonte o ambos en terraplén), se realiza por la fórmula aproximada:



$$V = \frac{A_1 + A_2}{2} \times l$$

Si una de las áreas, p. ej. A_2 , es igual a 0, el volumen será: $V = \frac{A_1}{2} \times l$

b) En caso que los perfiles consecutivos sean uno en desmonte y el otro en terraplén, la fórmula de cálculo no puede aplicarse directamente, debiéndose determinar previamente la posición de la llamada "línea de pasaje".



El punto P de área nula (de pasaje) es ficticio y en general no corresponde a la intersección del terreno con la rasante. Su posición se determina como:

$$\frac{T}{D} = \frac{l_1}{l_2}$$

$$l_1 = \frac{T}{T+D} \times l$$

$$l = l_1 + l_2$$

$$l_2 = \frac{D}{T+D} \times l$$

Los volúmenes, en terraplén y en desmorte, serán:

$$V_T = \frac{T}{2} \times l_1$$

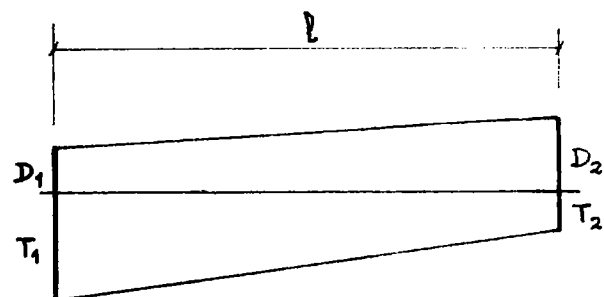
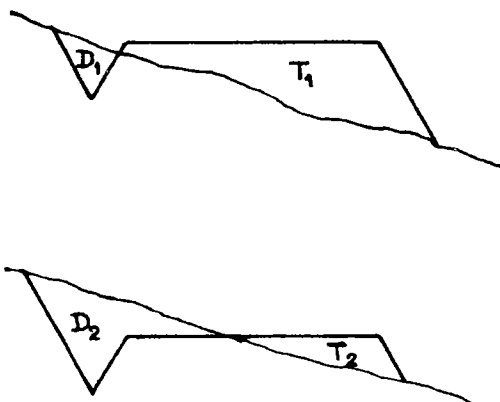
$$V_D = \frac{D}{2} \times l_2$$

c) Cuando los perfiles transversales son mixtos, es decir tienen áreas en terraplén y áreas en desmorte, se distinguen dos casos:

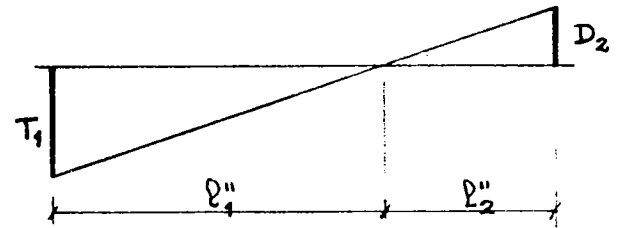
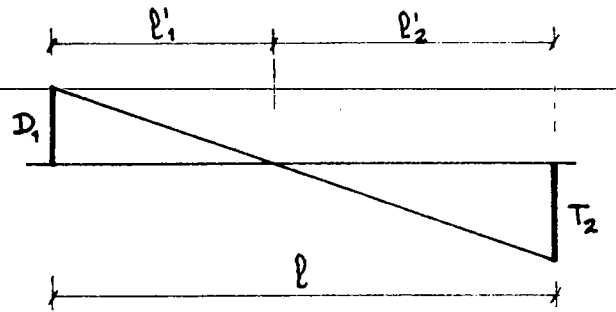
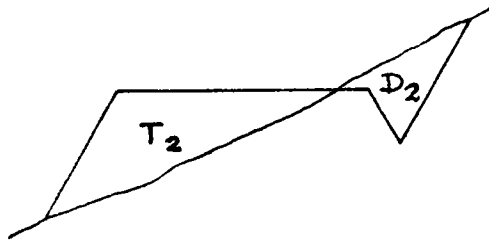
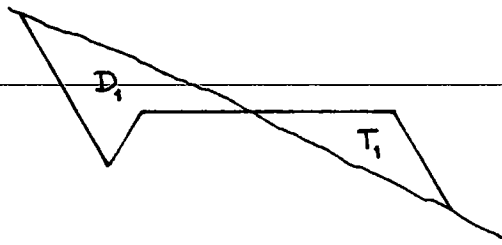
c.1) Si las áreas parciales de un mismo lado son ambas del mismo tipo, se aplican directamente las fórmulas para áreas de igual naturaleza:

$$V_D = \frac{D_1 + D_2}{2} \times l$$

$$V_T = \frac{T_1 + T_2}{2} \times l$$



c.2) Si el terraplén de un perfil se corresponde con el desmorte del otro, deben descomponerse las áreas por sectores y aplicarse las fórmulas del caso b).



$$l'_1 = \frac{D_1}{D_1 + T_2} \times l$$

$$l'_2 = \frac{T_2}{D_1 + T_2} \times l$$

$$l''_1 = \frac{T_1}{T_1 + D_2} \times l$$

$$l''_2 = \frac{D_2}{T_1 + D_2} \times l$$

$$V'_D = \frac{D_1}{2} \times l'_1$$

$$V'_T = \frac{T_2}{2} \times l'_2$$

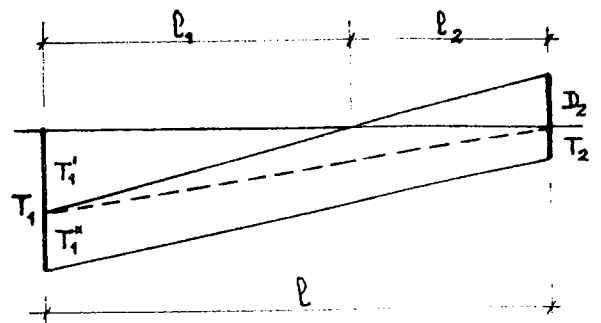
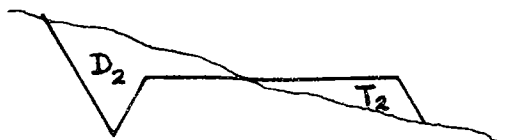
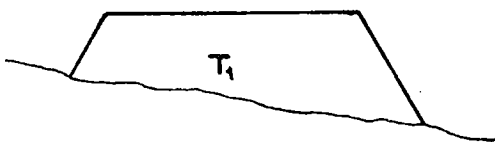
$$V''_T = \frac{T_1}{2} \times l''_1$$

$$V''_D = \frac{D_2}{2} \times l''_2$$

$$V_D = V'_D + V''_D$$

$$V_T = V'_T + V''_T$$

d) En el caso que las secciones transversales consecutivas sean una de ellas sólo en terraplén (o en desmante) y la otra parte en terraplén y parte en desmante, se adopta el siguiente procedimiento:



Se divide la ordenada T_1 en dos segmentos T'_1 y T''_1 , proporcionales a D_2 y T_2 respectivamente:

$$T'_1 = \frac{D_2}{T_2 + D_2} \times T_1 \quad T''_1 = \frac{T_2}{T_2 + D_2} \times T_1$$

y se hace el cálculo de volúmenes combinando T'_1 con D_2 (caso b) y T''_1 con T_2 (caso a).

$$l_1 = \frac{T'_1}{T'_1 + D_2} \times l = \frac{T_1}{T_1 + T_2 + D_2} \times l \quad V'_T = \frac{T'_1}{2} \times l$$

$$l_2 = \frac{D_2}{T'_1 + D_2} \times l = \frac{T_2 + D_2}{T_1 + T_2 + D_2} \times l \quad V'_D = \frac{D_2}{2} \times l$$

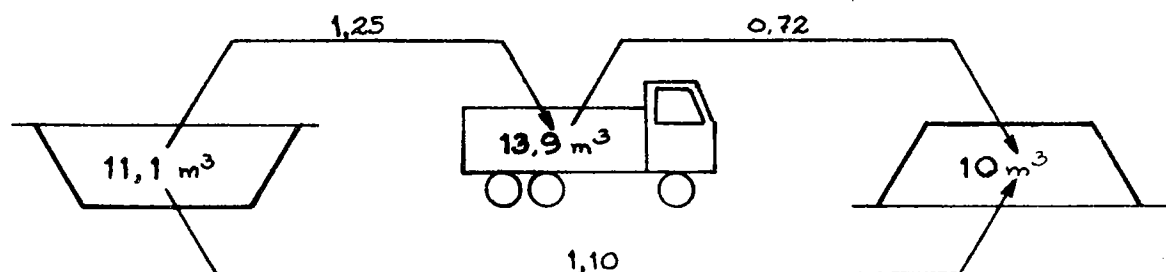
$$V''_T = \frac{T''_1 + T_2}{2} \times l$$

$$V_T = \frac{T'_1}{2} \times l + \frac{T''_1 + T_2}{2} \times l \quad V_D = \frac{D_2}{2} \times l$$

-----0-----

CORRECCION DE VOLUMENES POR ESPONJAMIENTO DE TIERRAS.

Las tierras excavadas sufren variaciones importantes de volumen, aumentando notoriamente cuando se extraen del yacimiento (por aumento de vacíos) y disminuyendo posteriormente al verterlas en los terraplenes por efecto de la compactación.



Los esponjamientos iniciales deben tenerse en cuenta a los efectos del transporte.

Cuando se realice compensación longitudinal entre volúmenes de desmonte y los correspondientes de terraplén compactado, deberá considerarse un factor de corrección que afecte a estos últimos para hacerlos comparables a los primeros.

Este coeficiente, llamado coeficiente de aporte o de incremento de los terraplenes, se puede determinar por ensayo (*) o de acuerdo a ciertas tablas empíricas de guía.

(*) Se extrae del desmonte una muestra de volumen V_1 , cuyo peso es P_1 . Se compacta el material en el molde de volumen V_2 y se determina su peso P_2 . El coeficiente de aporte se determina por comparación de densidades.

$$d_1 = \frac{V_1}{P_1} \quad d_2 = \frac{V_2}{P_2} \quad \text{coef. aporte} = \frac{d_2}{d_1}$$

COEFICIENTES DE EXPANSION Y CONSOLIDACION DE SUELOS

Tipo de suelo	En sitio	Suelto	Compactado
Arena	1,00	1,11	0,95
	1,05	1,17	1,00
Tierra común	1,00	1,25	0,90
	1,11	1,39	1,00
Arcilla	1,00	1,43	0,90
	1,11	1,59	1,00
Piedra	1,00	1,50	1,30
	0,77	1,15	1,00

En general, si no se indica expresamente en el proyecto, el porcentaje de incremento de los terraplenes se considera del 10% (ó 15%).

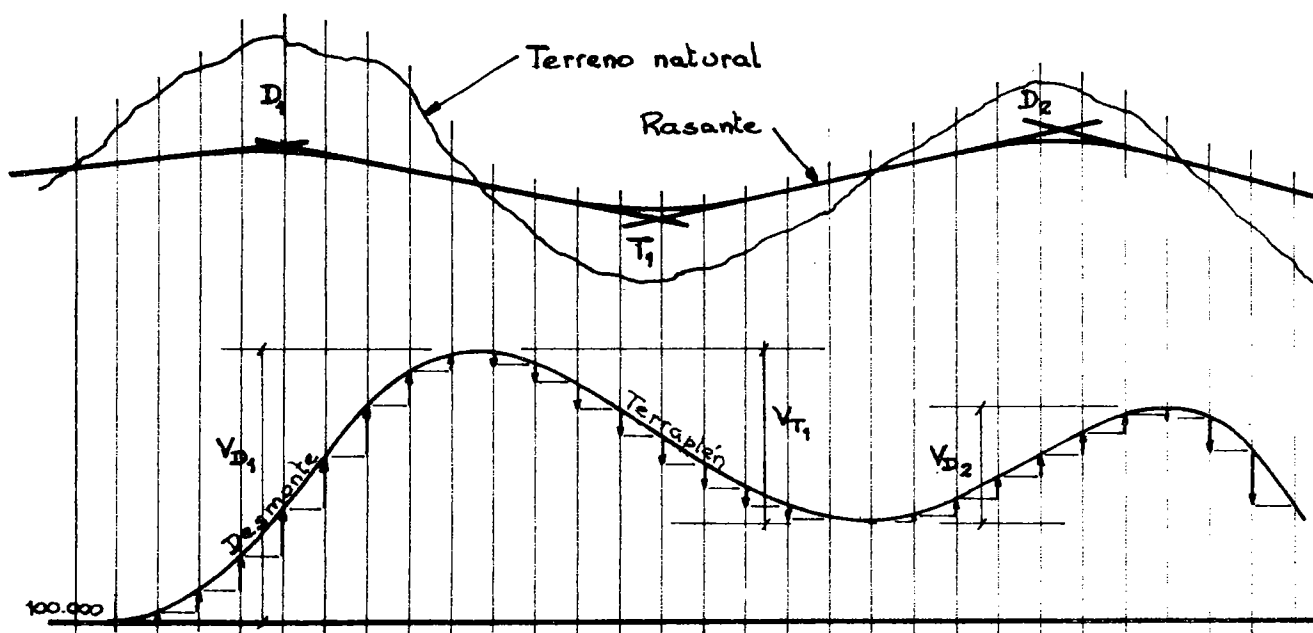
COMPENSACION DE TIERRAS

El estudio de distribución de los productos excavados en las zonas de relleno se realiza en función de sus volúmenes y las distancias de transporte.

La máxima economía de la obra se obtiene cuando la suma de los costos de excavación y de transporte de tierras sea mínimo.

En la práctica se utiliza un diagrama gráfico de volúmenes para determinar todos estos movimientos de suelos. Empleando el método de Brückner se construye el "diagrama de masas" como la curva obtenida por acumulación de los volúmenes geométricos de desmonte menos los volúmenes de terraplén incrementado (por el coeficiente de aporte), en cada progresiva considerada.

Las ordenadas de esta curva masa se representan a partir de un valor arbitrario inicial (p. ej. 100.000 m^3), suficientemente grande como para que no surjan valores negativos en los resultados de las sumas de los desmontes y las restas de los terraplenes. La escala elegida es generalmente de $1 \text{ cm.} = 200 \text{ m}^3$.



El diagrama es ascendente cuando en un entreperfil predominan los volúmenes de desmonte sobre los de terraplén (incrementado) y descendente en caso contrario. A su vez la pendiente de la curva es indicativa de la magnitud del movimiento de suelos entre determinadas progresivas.

Los puntos máximos del diagrama se corresponden aproximadamente con

los puntos de pasaje de desmonte a terraplén y los mínimos con los inicios de desmonte.

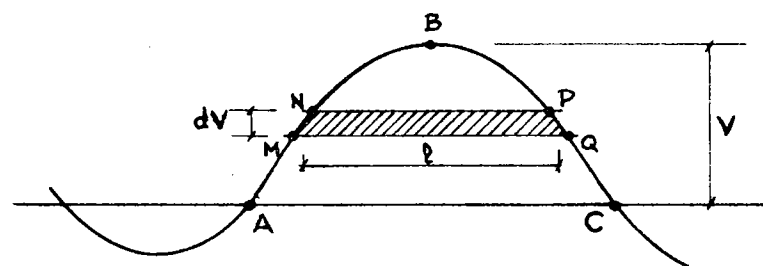
La diferencia entre las ordenadas de la curva masa en dos puntos cualesquiera representa la suma algebraica de todos los volúmenes de corte menos los de terraplén comprendidos en ese tramo, o sea el volumen de desmonte (+) o terraplén (-) disponible entre ellos.

Si se traza una línea horizontal en el diagrama, en el tramo comprendido entre los puntos de intersección de la recta con la curva, serán iguales los volúmenes de desmonte a los volúmenes de terraplén. Se dice que el tramo está compensado y el volumen total de tierras a mover entre esas dos secciones será igual a la diferencia entre la ordenada máxima y la horizontal considerada.

Trazada una línea de compensación, si la onda del diagrama está por encima de ella el transporte de material será en el sentido de las progresivas crecientes; si está por debajo de la línea el transporte será hacia atrás.

El diagrama y sus líneas de compensación servirán para determinar los volúmenes y las distancias de transporte de las excavaciones.

Se define como "momento de transporte" el producto del volumen de material excavado por la distancia que se transporta (considerado en su centro de gravedad), y se expresa en $m^3 \times km$.



Si en el desmonte AB se considera un volumen elemental dV definido por las ordenadas M y N del diagrama y se transporta hasta el terraplén BC determinado por las ordenadas P y Q, el área del trapecio MNPQ representará el momento de transporte del volumen dV .

$$\text{Area MNPQ} = dV \times \frac{NP + MQ}{2} = dV \times l = \text{momento de transporte}$$

Integrando en dV , el área del bucle ABC representa el momento de transporte del volumen de tierras V entre las secciones A y C.

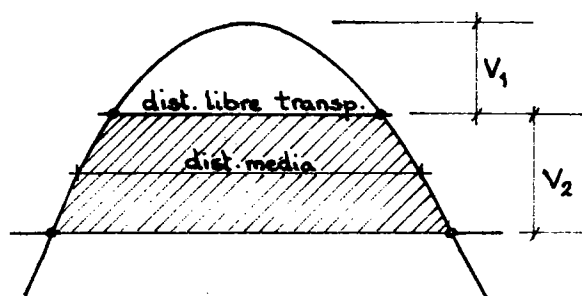
Llamando d_m a la distancia media de transporte del volumen V , resulta:

$$\text{Area (ABC)} = V \times d_m \qquad d_m = \text{Area (ABC)} / V$$

La compensación a realizar, una vez definido el diagrama de masas, se basa en el siguiente criterio:

a) Se define "distancia libre de transporte" como la distancia máxima hasta la que se transporta un suelo sin costo específico por este concepto, estando el precio de la operación incluido en el precio de la excavación. Comúnmente se considera una distancia libre de 400 m.

b) Cuando se deba transportar un suelo más allá de la distancia libre de transporte se define una "distancia de sobretransporte" como diferencia entre la distancia de transporte y la distancia libre, la que será objeto de pago adicional.



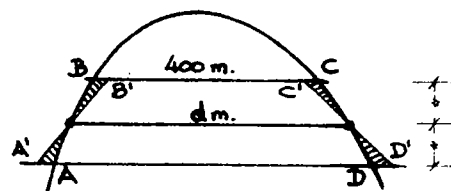
V_1 : volumen libre de transporte.

V_2 : volumen con sobretransporte.

distancia de sobretransporte =
= dist. media - dist. libre

Sobretransporte = $V_2 \times (d_m - d_l)$

Para determinar gráficamente la distancia media de transporte de AB a CD se asemeja el área ABCD a un trapecio A'B'C'D', de tal forma que se compensen las área en el interior y el exterior de la curva de masas.



La distancia media será igual a la media de las bases, o lo que es lo mismo la distancia medida a la altura media del trapecio.

Podrá definirse también una "distancia máxima de transporte económico" como la distancia hasta la cual resulta conveniente transportar un suelo desde su excavación hasta el lugar de empleo. Como alternativa, cuando la distancia sea mayor, podrá depositarse el material sobrante y recurrir a un préstamo cercano al lugar de destino final. Siendo:

C_e : costo de excavación (por unidad de volumen), incluido el transporte hasta la distancia libre.

C_t : costo de transporte (por unidad de distancia y unidad de volumen) para el sobretransporte.

d : distancia de sobretransporte.

el costo de 1 m^3 de excavación llevado al terraplén será: $C_1 = C_e + C_t \times d$

Por otro lado, el costo de 1 m^3 de excavación llevado a depósito dentro

de la distancia libre de transporte y sustituido por 1 m³ de préstamo ubicado dentro de la distancia libre, será: ~~$C_2 = C_d + C_p$~~ con:

C_d : costo de depósito (por unidad de volumen), incluido transporte.

C_p : costo de préstamo (por unidad de volumen), incluido transporte.

Generalmente: $C_p = C_e$ y $C_d \leq 70\% C_e$

Comparando C_1 y C_2 :

$$C_e + C_t \times d = C_d + C_e \quad d = C_d / C_t$$

Hasta distancias de sobretransporte inferiores al valor d calculado será entonces más económico transportar un suelo que recurrir a un préstamo.

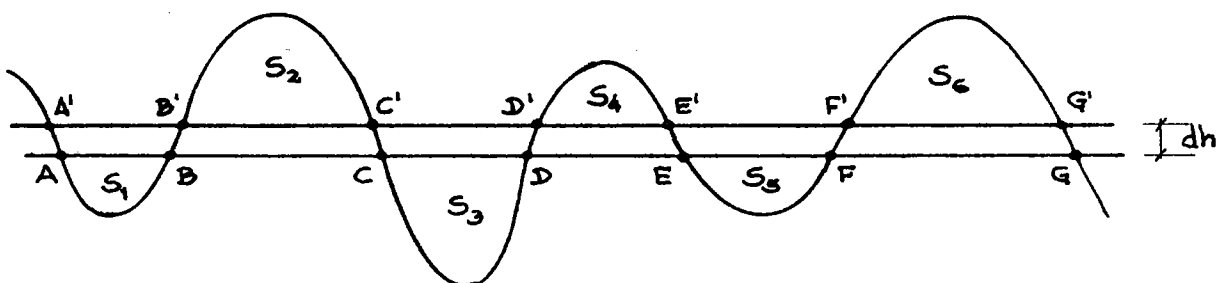
Ejemplo:	Unidad	Costo Unitario
Excavación no clasificada	m ³	U\$S 4,00
Excavación no clasif. a depósito	m ³	" 2,80
Excavación no clasif. de préstamo	m ³	" 4,00
Sobretransporte	m ³ .km	" 0,30

$$\text{Distancia máxima de transporte} = \frac{2,80}{0,30} = 9,3 \text{ km.}$$

-----0-----

Al estudiarse el diagrama, de todas las compensaciones posibles deberá adoptarse la que produzca los mínimos costos de distribución. Esto se logra hallando el mínimo momento total de transporte, o sea, la mínima área encerrada por el diagrama y la línea de compensación.

Es conveniente obtener una compensadora general para un tramo lo más largo posible, dentro de la distancia máxima de sobretransporte.



Sea la línea de compensación AG.

Como se ha visto, las áreas S_1, S_2, \dots, S_6 de los bucles medirán los momentos de transporte de los suelos en cada uno de ellos. Estas áreas

multiplicadas por el precio unitario de transporte C_t dan los costos de transporte de cada tramo y su suma el costo total del transporte:

$$C = C_t \times (S_1 + S_2 + \dots + S_6)$$

Si desplazamos la línea de compensación una distancia dh hacia arriba, las áreas correspondientes a S_1 , S_3 y S_5 sufrirán un aumento: $dh \times AB$, $dh \times CD$ y $dh \times EF$ respectivamente.

Asimismo las áreas S_2 , S_4 y S_6 habrán disminuído en: $dh \times BC$, $dh \times DE$ y $dh \times FG$.

La variación total de costo será entonces:

$$dC = C_t \times [(AB + CD + EF) - (BC + DE + FG)] \times dh$$

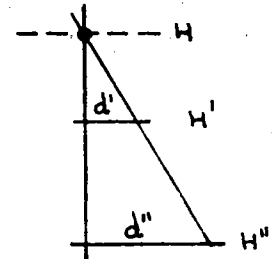
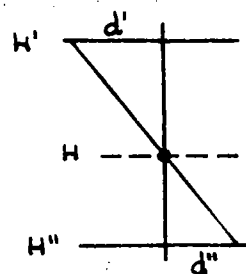
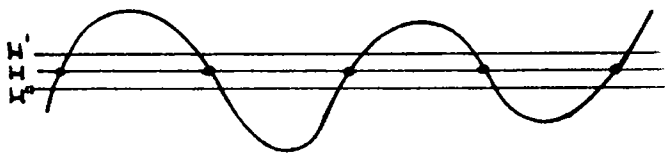
La condición de mínimo costo se obtiene por: $\frac{dC}{dh} = 0$

o sea:

$$AB + CD + EF = BC + DE + FG$$

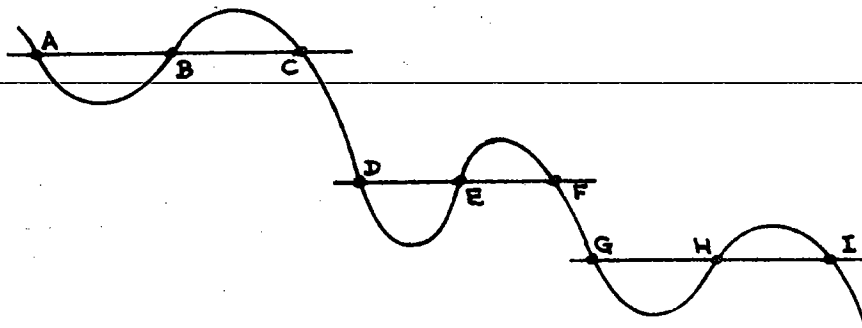
esto es, que sean iguales la suma de las bases de los bucles por encima y la suma de las bases de los bucles por debajo de la línea de compensación.

La posición de la recta que cumple exactamente con esta condición puede determinarse gráficamente valiéndose de dos horizontales de prueba (H' y H'') próximas a la buscada (H). Se determina para cada una de ellas la diferencia entre la suma en bucles positivos y la de negativos, representando gráficamente esas diferencias (en un sentido u otro). Se deduce fácilmente por interpolación la posición de H para la cual $d = 0$.



Reglas generales de compensación.

1) Se buscará una serie de horizontales escalonadas en un mismo sentido, cada una de las cuales comprenda dos sectores alternados con las bases iguales.

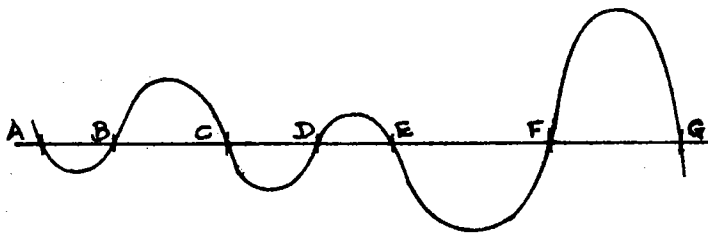


$$AB = BC$$

$$DE = EF$$

$$GH = HI$$

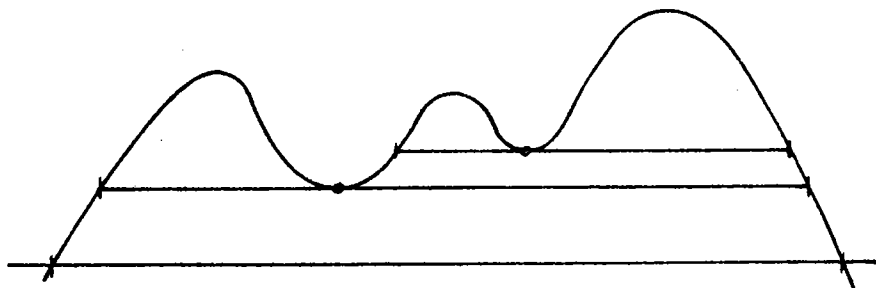
2) En caso que la curva no permita formar esta escala de horizontales se buscará una horizontal única definida por la igualdad de la suma de las bases de los bucles superiores con la suma de las bases de los inferiores.



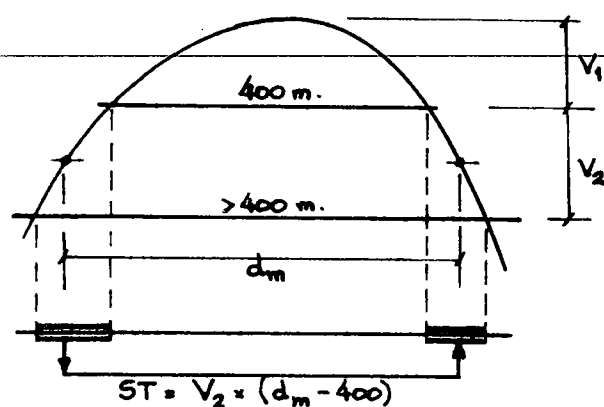
$$AB + CD + EF =$$

$$= BC + DE + FG$$

3) Cuando alguno de los sectores definidos por la compensación principal abarque más de una ondulación, se trazarán las horizontales secundarias tangentes interiores a la curva. Se consigue así la distribución parcial más conveniente.



4) En todo sector de compensación en que haya sobretransporte se separará la parte libre de transporte y se determinará la distancia media de sobretransporte del resto.



$$d_{ST} = d_m - 400 \text{ m.}$$

En todos los casos se tendrá en cuenta la máxima distancia de compensación admitida.

No se efectuarán compensaciones a través de cursos de agua importantes, a menos que exista paso seguro o puente capaz de soportar el tránsito de obra.

-----0-----

FORMA DE PAGO

En general el Movimiento de Tierra se paga de acuerdo a los siguientes rubros.

Excavación no clasificada - comprende el pago de la excavación en el desmonte, el transporte de ese material hasta la distancia libre de transporte, su tendido en el terraplén, compactación y perfilado final.

En este caso no se realiza pago diferenciado por tipo de material de arranque (tierra suelta, tosca, roca descompuesta o roca sana), debiendo el contratista ofertar un precio promedio según las características de los materiales del trazado.

Puede darse el caso de una clasificación especial cuando se encuentra un volumen importante de material de difícil extracción (por ej. roca sana que haya que atacar con explosivos), abriéndose un rubro específico para ello.

Excavación de préstamo - comprende el pago de la extracción, transporte dentro de la distancia libre, compactación y perfilado del material proveniente de cantera abierta fuera del ancho de empresa (ensanche de desmonte o préstamo fuera de la faja de uso público), con el fin de suministrar material faltante a los terraplenes.

El precio de este rubro puede ser más barato que el anterior porque en general el préstamo se elige en lugares de más fácil extracción.

Excavación a depósito - comprende la excavación, el transporte y el tendido de material sobrante de los desmontes en áreas indicadas al efecto. No se realiza la compactación de este material.

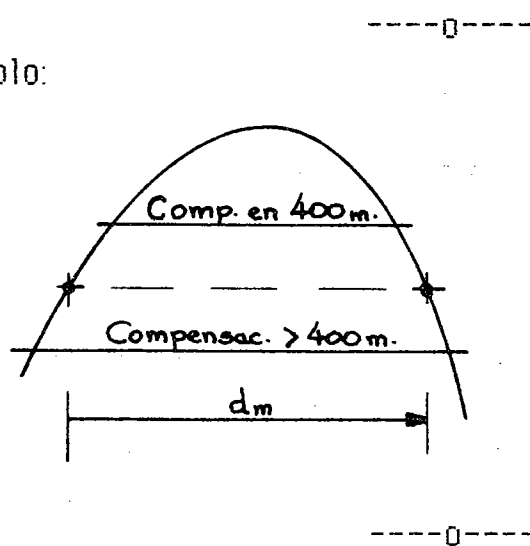
En general el depósito de material se trata de ubicar dentro de la propia faja del camino, en ensanche de taludes altos de terraplén.

El precio de este rubro se especifica que no puede ser superior al 70% del costo de la excavación.

Sobretransporte - comprende el transporte de material que se extraiga de desmonte, préstamo o se destine a depósito, a distancia mayor que la distancia libre de transporte especificada.

Se determina como el producto del volumen total de material a transportar por la distancia de sobretransporte (distancia media - distancia libre). Se expresa en $m^3 \times km$.

Ejemplo:



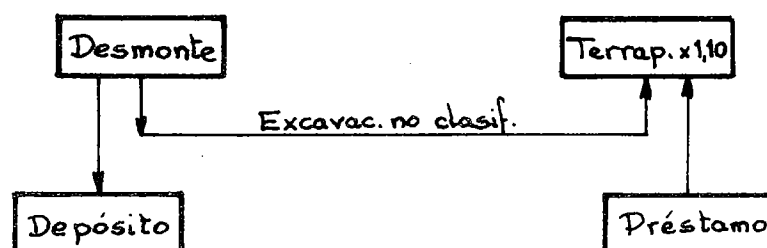
Excavación no clasificada:

$$(V_1 + V_2) \times N\$/m^3$$

Sobretransporte:

$$V_2 \times (d_m - 400) \times N\$/m^3 \cdot km.$$

Excavación no clasificada = Σ Desm. - Depós. = Σ Terr. x Coef. aporte - Prést.



BIBLIOGRAFIA

- * "Camino" - Tomo I - José L. Escario - 5ª Edición - 1967 -
Cap. VIII - Obras de Tierra.
- * "Manual de Proyecto Geométrico de Carreteras" - (S.A.H.O.P.) Secretaría
de Asentamientos Humanos y Obras Públicas - México - 1ª Edición, 1977 -
Cap. X - Proyecto y Cálculo de los Movimientos de Terracerías.
- * "Vías de Comunicación" - Carlos Crespo V. - 1ª Ed. - 1982 - Ed.Limusa -
Cap. II-2 - Proyecto (pág.114).
- * Apuntes de Clase - Ing. E. Milián -
Bol. 10 - Movimiento de Suelos.
- * "Instrucciones y Normas para el Cálculo de los Movimientos de Tierras" -
Dirección de Vialidad - M.O.P.- Uruguay - 1947 -

-----0-----



DRENAJES



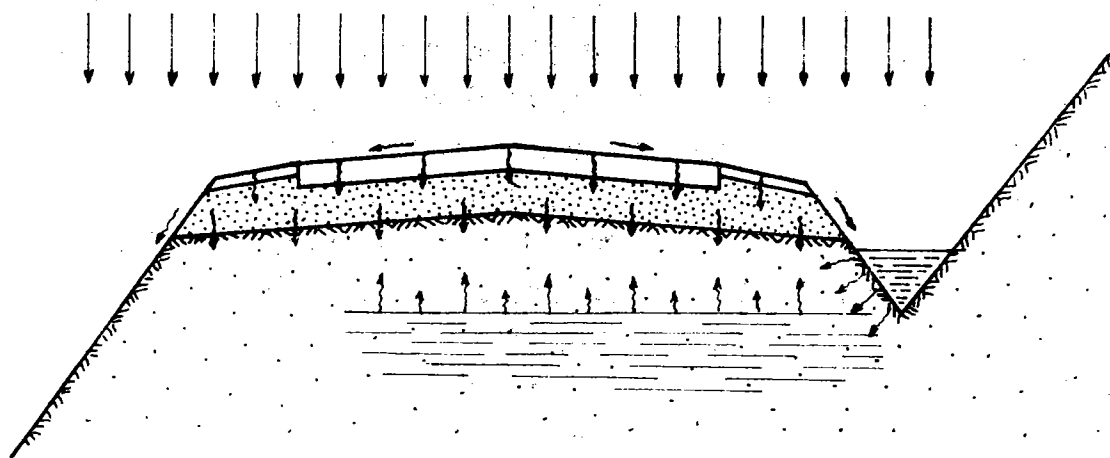
DRENAJES

El objeto del drenaje en los caminos es, en primer término, reducir lo más posible la cantidad de agua que de una u otra forma pueda afectar la obra, y en segundo lugar, conducir el agua que pueda llegar a la misma rápidamente hacia afuera de la zona.

Dado que el agua puede acceder a la explanación escurriendo superficialmente o a través del subsuelo, las obras de drenaje se clasifican en: superficiales y subterráneas (o profundas).

El agua superficial, consecuencia directa de precipitaciones pluviales, debe alejarse de la plataforma tan pronto como sea posible, a fin de evitar que se erosione la explanación o se empape el suelo que la conforma. El agua en exceso destruye el pavimento, se infiltra a las capas inferiores, originando la formación de baches, y más aún, puede embeber la subrasante produciendo pérdida de estabilidad de la misma con sus consiguientes asentamientos diferenciales.

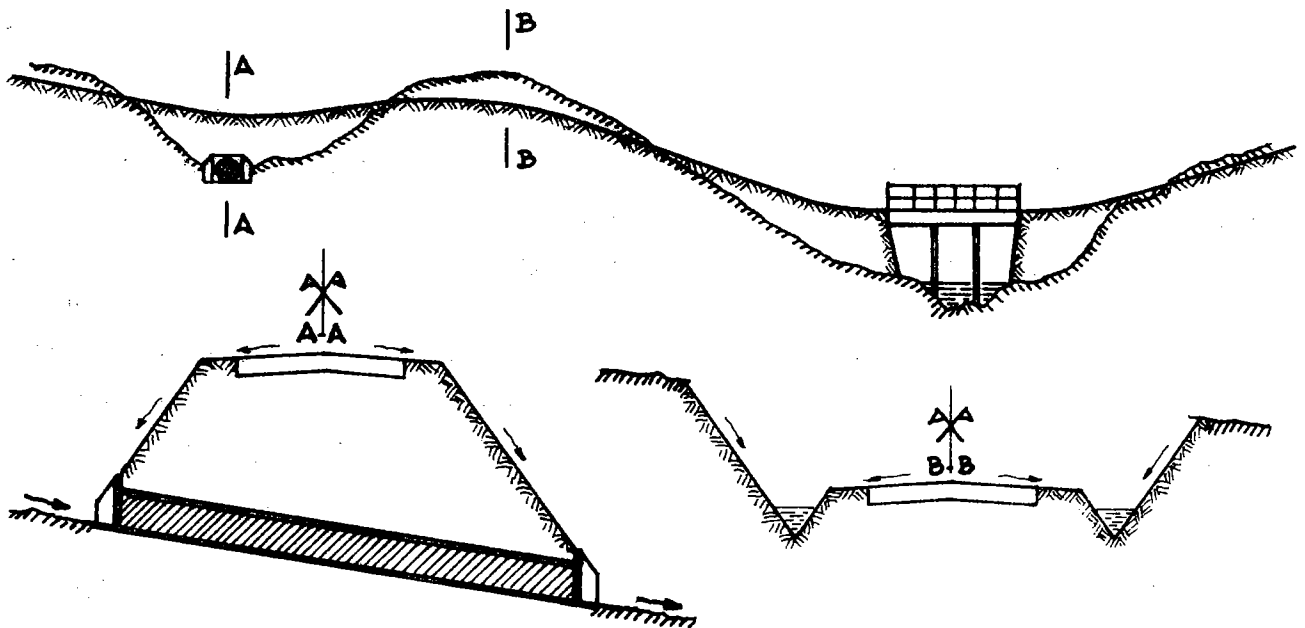
En cuanto al agua subterránea, debe interceptarse para evitar que alcance al terraplén, así como mantener la napa freática a suficiente distancia de la superficie de la plataforma para conservar el firme y las zonas próximas a él perfectamente saneadas.



Cuando una traza de camino corta un cauce de escurrimiento natural debe proyectarse una obra de drenaje transversal que posibilite el pasaje del agua lo más rápidamente posible de un lado al otro de la obra, a través de una alcantarilla o puente según el caso.

Una alcantarilla es un conducto enterrado que lleva el agua a través del terraplén. Un puente es una estructura especial, autoportante, que une dos tramos de terraplén.

La diferencia fundamental entre una alcantarilla y un puente es que la primera lleva sobre sí una cubierta de tierra o "tapada", mientras que en el puente la propia estructura forma parte del pavimento de la carretera.

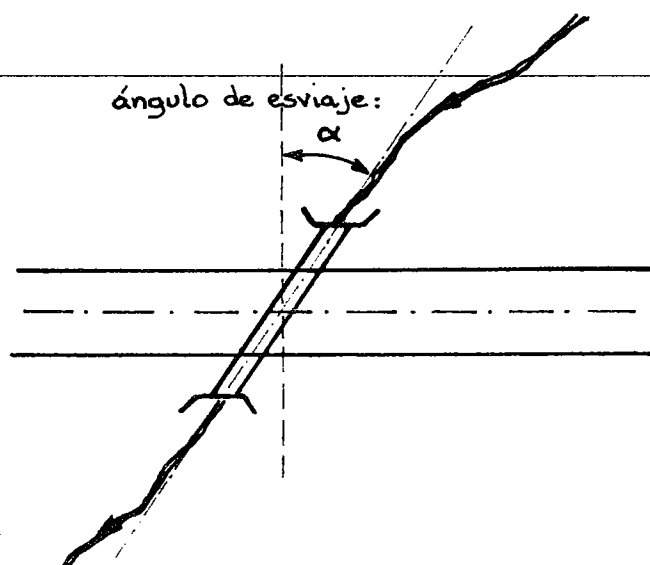


Para el diseño correcto de una obra de drenaje es preciso tener en cuenta sus dimensiones, emplazamiento (alineación, pendiente, cota), tipo de solución más conveniente (nº de bocas, forma: circular, rectangular), etc.

Las dimensiones de las alcantarillas deben ser tales que el agua no escurra normalmente a presión (sección llena), ya que de por sí, al reducirse el área del cauce para embocar en el ducto se producirá un embalse a la entrada y un aumento de velocidad dentro de la tubería y a la salida, condiciones que se verían acentuadas en esa situación. Se admite el desagüe forzado sólo en condiciones de crecidas extraordinarias.

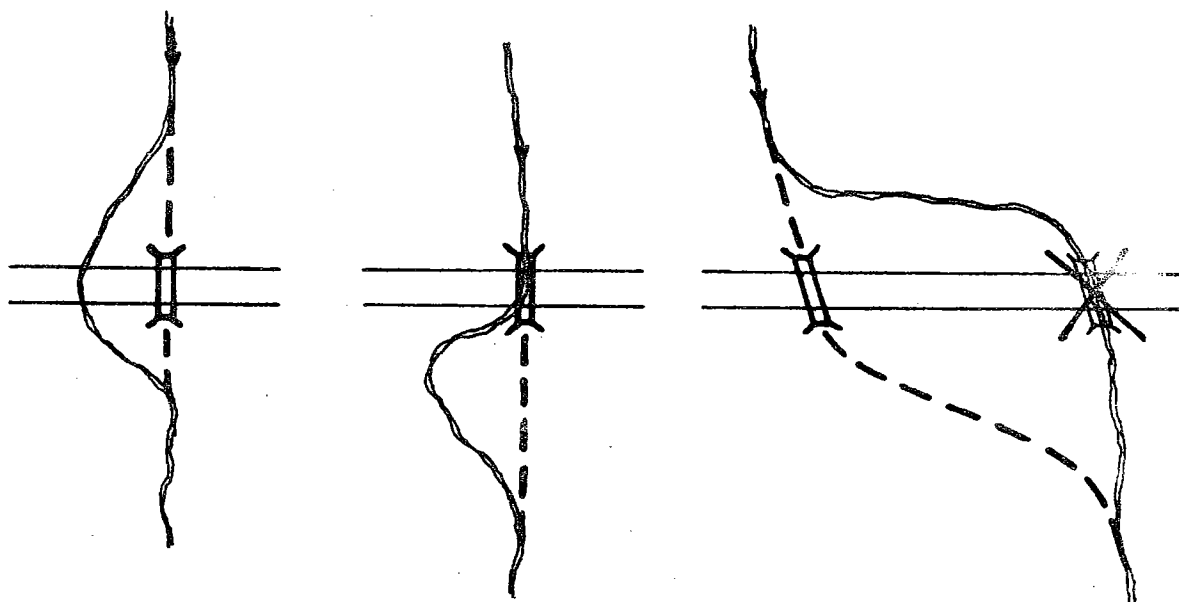
Las alcantarillas se colocan generalmente en el fondo del cauce. Se debe realizar un relevamiento suficientemente extendido del perfil natural de desagüe como para poder determinar la pendiente media del escurrimiento, y no tener solamente en cuenta las condiciones locales del cauce en el emplazamiento de la alcantarilla.

En cuanto a la localización, se prefiere construir las alcantarillas con su eje longitudinal normal al eje del camino (menor longitud, facilidad constructiva, etc.), aunque no debe forzarse el cruce cuando su ubicación razonable sea "en esviaje".



Para ángulos de esviaje menores a 15° se admite ubicar la alcantarilla normal y rectificar ligeramente el cauce.

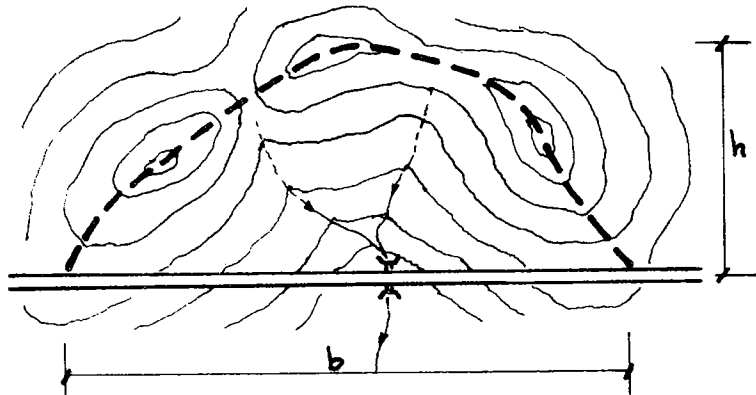
Cuando el cauce es de escurrimiento irregular se deberá canalizar un trecho a la entrada y/o a la salida de la alcantarilla para lograr un correcto funcionamiento.



No debe tratar de reducirse el número de alcantarillas, concentrando en una sola el agua de varios cauces, dado que, por consideraciones hidráulicas el agua circula mejor por varias bocas más pequeñas que por una única mayor.

El dimensionado de una alcantarilla exige conocer los siguientes elementos, a relevar o apreciar en campo:

a) Área de la cuenca.- puede determinarse por medición en cartas topográficas, fotografías aéreas, planos de curvas de nivel, o directamente por reconocimiento de campo.



Normalmente, para cuencas sencillas y pequeñas, puede estimarse el área como:

$$A = 2/3 b \times h$$

b) Características de la cuenca.-

Forma: corta y concentrada, larga y extendida, etc.

Pendiente media:	0 - 1%	terreno llano
	1 - 3%	terreno ondulado
	3 - 5%	terreno quebrado
	> 5%	montañoso

Tipo de suelo: arcilla, arena, grava, roca, etc.

Uso de la tierra: pradera, monte, cultivo, área urbanizada, etc.

c) Perfil longitudinal del curso de agua.- se deberá realizar un levantamiento topográfico suficientemente extendido aguas arriba y aguas abajo del emplazamiento, para poder determinar la pendiente media del canal.

d) Andamio general del cauce.- se realizará un relevamiento planimétrico del escurrimiento que permita conocer sus características de trazado, en previsión de posibles cambios de cauce (meandros), replanteando sus bordes hasta unos 100 a 200 m. del sitio elegido.

e) Sección transversal del canal.- se determinará una sección representativa del canal natural de escurrimiento, con el fin de determinar su capacidad y comportamiento en los desbordes.

f) Cotas de crecidas.- se deben recoger datos sobre las crecientes

ordinarias y la máxima crecida conocida (MCC) en la ubicación de la obra.

Este dato es de fundamental importancia en zonas llanas, donde el agua en crecida no se mantiene confinada al lecho menor sino que se extiende cubriendo gran área.

g) Curvas de nivel de terreno.- cuando sea necesario se relevará el terreno natural próximo al desagüe, con el fin de poder replantear curvas de nivel que permitan evaluar áreas afectadas por el embalse o posibles obras de defensa de la ruta.

h) Estructuras existentes.- se registrará la ubicación, tipo, dimensiones, estado, comportamiento hidráulico, etc. de toda obra de desagüe existente en las proximidades del proyecto, sobre el mismo curso de agua, o incluso sobre otros cursos vecinos que puedan ser de interés para el diseño.

i) Se deberá prestar atención a todo otro elemento notable de campo que pueda llegar a influenciar el funcionamiento de la estructura proyectada o pueda facilitar el diseño de la misma.

Métodos para el dimensionado de obras de desagüe

La determinación del área de desagüe necesaria para el escurrimiento de una determinada cuenca, se realiza en general por aplicación de uno de los siguientes criterios.

1) Uso de fórmulas, tablas o ábacos empíricos para dimensionado de la boca de desagüe en función de la superficie de la cuenca.

Estas fórmulas son de aplicación local, basadas en la experiencia recogida en la zona para el régimen de lluvia de la región.

Se expresan por ecuaciones del tipo:

$$A = C \times S^{\alpha}$$

siendo:

A = área de la sección de desagüe necesaria (m²)

S = superficie de la cuenca (Há.)

C = coeficiente de escurrimiento; depende de: forma de la cuenca, topografía, tipo de terreno, uso del suelo, etc.

α = exponente empírico; variable con la fórmula considerada

1.a) Fórmula de Talbot

$$A = C \times S^{3/4}$$

Es una fórmula empírica basada en un gran número de observaciones efectuadas en el medio oeste de los EEUU. Supone una intensidad máxima de lluvia observada de 100 mm/h y una velocidad de escurrimiento algo menor a 3 m/seg.

Los valores del coeficiente C recomendados, para diversas condiciones topográficas, son:

	C	
	(unid. ingl.)	(sist. métr.)
- Terreno rocoso y pendientes abruptas	1	0,183
- Terreno quebrado c/pendientes moderadas	2/3	0,122
- Valles irregulares	1/2	0,091
- Terreno agrícola ondulado	1/3	0,061
- Zona llana	1/5	0,037

La elección del valor de C adecuado dependerá de la experiencia del proyectista, quien deberá tener en cuenta ciertos factores que pueden llevar a considerar mayores volúmenes de agua para el diseño; como ser: las lluvias de gran duración tienden a saturar el suelo y aumentan gradualmente el porcentaje de escurrimiento; en los aguaceros cortos escurre un porcentaje mayor que si el mismo volumen de agua cae en un lapso más extenso; las grandes pendientes de la cuenca tienden a aumentar el porcentaje de escurrimiento; los terrenos poco porosos y desprovistos de vegetación absorben menores volúmenes de agua aumentando el coeficiente de escurrimiento. Si el valle es largo y extenso puede emplearse un valor de C menor que para una cuenca corta y concentrada, dado que en el primer caso se necesita un tiempo mayor para que el agua llegue desde el punto más alejado hasta el emplazamiento de la alcantarilla.

1.b) Otras fórmulas empleadas localmente son:

Myer	$A = C \times S^{1/2}$; $1 \leq C \leq 4$	
Wentworth	$A = S^{2/3}$	[S]: acres (1 acre = 0,4047 Há.)
Tidewater	$A = 0,62 \times S^{7/10}$	[A]: pies ² (1 pie ² = 0,0929 m ²)

La aplicación directa de estas fórmulas resulta en valores muy discordantes, lo cual indica la fuerte influencia de las condiciones naturales de la localidad para la cual fueron deducidas.

1.c) Tablas de la Dirección de Vialidad

Desagüe (m ²)	Cuenca (Há.)						
	C=1,0	C=0,8	C=0,6	C=0,5	C=0,4	C=0,3	C=0,2
0.10	1.6	2.1	2.8	3.4	4.3	5.9	9.1
0.20	3.4	4.3	5.9	7.2	9.1	12.4	19.2
0.30	5.3	6.7	9.1	11.1	14.1	19.2	29.6
0.40	7.2	9.1	12.4	15.1	19.2	26.1	40.4
0.50	9.1	11.6	15.8	19.2	24.4	33.2	51.3
0.60	11.1	14.1	19.2	23.3	29.6	40.4	62.3
0.70	13.1	16.6	22.6	27.5	35.0	47.6	73.5
0.80	15.1	19.2	26.1	31.8	40.4	54.9	84.8
0.90	17.1	21.8	29.6	36.0	45.8	62.3	96.2
1.00	19.2	24.4	33.2	40.4	51.3	69.8	107.8
1.25	24.4	31.0	42.2	51.3	65.1	88.6	136.9
1.50	29.6	37.7	51.3	62.3	79.2	107.8	166.4
1.75	35.0	44.4	60.5	73.5	93.4	127.1	196.3
2.00	40.4	51.3	69.8	84.8	107.8	146.7	226.5
2.25	45.8	58.2	79.2	96.2	122.3	166.4	257.0
2.50	51.3	65.1	88.6	107.8	136.9	186.3	287.7
3.00	62.3	79.2	107.8	131.0	166.4	226.5	349.8
3.50	73.5	93.4	127.1	154.5	196.3	267.2	412.6
4.00	84.8	107.8	146.7	178.3	226.5	308.3	476.1
4.50	96.2	122.3	166.4	202.3	257.0	349.8	540.2
5.00	107.8	136.9	186.3	226.5	287.7	391.6	604.8
6.00	131.0	166.4	226.5	275.4	349.8	476.1	735.3
7.00	154.5	196.3	267.2	324.9	412.6	561.7	867.4
8.00	178.3	226.5	308.3	374.8	476.1	648.1	1000.8
9.00	202.3	257.0	349.8	425.3	540.2	735.3	
10.00	226.5	287.7	391.6	476.1	604.8	823.2	
12.50	287.7	365.4	497.4	604.8	768.2	1045.6	
13.00	301.3	382.7	520.9	633.3	804.5	1095.0	
15.00	349.8	444.3	604.8	735.3	934.0		
17.50	412.6	524.1	713.4	867.4			
20.00	476.1	604.8	768.2	1045.6			
30.00	735.3	934.0					
35.00	867.4						
40.00	1000.8						

Alcantarillas

$C = 1,0$	terrenos de sierras rocosas con fuertes pendientes
$0,6 \leq C \leq 0,8$	colinas de pendientes moderadas
$0,4 \leq C \leq 0,5$	terrenos llanos o suavemente ondulados
$0,2 \leq C \leq 0,3$	terrenos horizontales o arenales

Desagüe (m ²)	Cuenca (Há.)
45.00	1149.3
50.00	1300.7
60.00	1629.5
70.00	1971.5
80.00	2325.3
90.00	2689.8
100.00	3063.9
125.00	4037.1
150.00	5057.6
175.00	6119.2
200.00	7217.4
219.00	8000.0

Puentes

Para cuencas grandes se adopta,
por razones de seguridad, $C = 1,0$

Estas tablas de desagüe han sido deducidas y comprobadas para cuencas en campos naturales (praderas), del tipo corriente en nuestro país.

Es de destacar que las mismas también responden a fórmulas del tipo:

$A = C \times S^{CC}$, a saber:

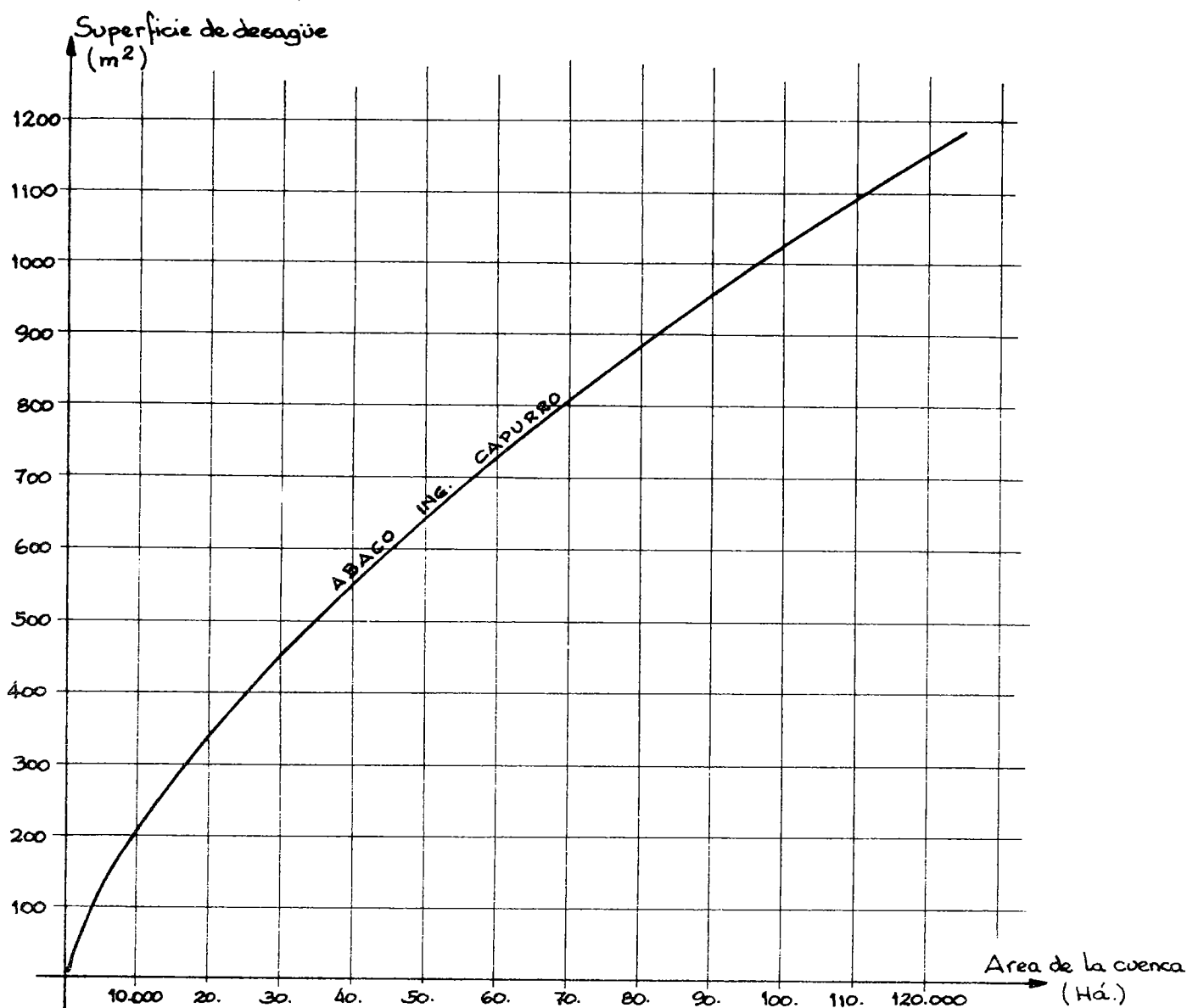
- Para $S < 1000$ Há.

$$A = 0.0635 \times C \times S^{14/15}$$

- Para $S \geq 1000$ Há.

$$A = 0.141 \times C \times S^{9/11}$$

1.d) Abaco del Ing. Federico Capurro



Valores nominales del Ing. Capurro:

Cuenca ($\times 10^3$ Há.)	2	4	8	15	31	62	125	250	500
Desagüe (m ²)	58	102	174	275	465	745	1190	1875	3250

Este diagrama es aplicable a los cursos de agua del Uruguay, adecuándose fundamentalmente a las condiciones de desagüe de la zona al sur del Río Negro.

-----0-----

2) Inspección de estructuras existentes en la zona.

Cuando en las proximidades del emplazamiento proyectado se encuentre una alcantarilla en funcionamiento, aguas arriba o aguas abajo de éste, se realizará un estudio detallado de su tamaño, forma y condiciones de funcionamiento de la estructura y del canal, así como un relevamiento con los vecinos de la zona o encargados de mantenimiento sobre niveles de máximas crecidas y capacidad de la alcantarilla.

Se debe observar su estado, si presenta erosiones a la entrada o a la salida, si se han producido depósitos o aterramientos, si su ubicación es adecuada, si su sección de desagüe es suficiente o el agua pasa por sobre la carretera, se en crecidas no produce perjuicios desmedidos por elevación de nivel o excesiva velocidad, etc.

Todos estos elementos podrán ser aprovechados para comparar la solución proyectada con la existente y evitar en definitiva que se repitan los mismos defectos de diseño que ésta pueda tener.

El caso típico de aplicación de este criterio se presenta cuando se proyecta un ensanche de calzada o una doble calzada, ya que en la mayoría de las veces deberá optarse entre prolongar la alcantarilla existente o construir una nueva.

-----o-----

3) Método Racional.

Este método consiste en:

a) determinar el escurrimiento máximo o gasto Q que ocurre en los períodos de precipitaciones excepcionales

b) deducir la sección de desagüe de la alcantarilla (forma y dimensiones), de tal forma que su capacidad de escurrimiento sea igual a Q , sin que se originen velocidades de flujo elevadas o remansos de inundación extendidos.

Se basa en el principio de que la máxima proporción de escurrimiento, para cualquier intensidad de lluvia, se produce cuando todas las áreas integrantes de la cuenca contribuyen simultáneamente al escurrimiento en el punto de desagüe que se considera. Esta condición se verifica cuando la precipitación persiste durante el tiempo necesario para que el agua se traslade desde el punto más alejado de la cuenca hasta la ubicación de la obra. Este período se denomina tiempo de concentración de la cuenca.

Por tanto, el máximo escurrimiento resultará para una precipitación de máxima intensidad que se extienda por un lapso igual al tiempo de concentración de la cuenca.

La fórmula racional a aplicar para la determinación del gasto Q de diseño será:

$$Q = 2.75 \times 10^{-3} \times C \times i \times A$$

con: Q = caudal en el punto de desagüe ($m^3/\text{seg.}$)
 C = coeficiente de escurrimiento
 i = intensidad de la precipitación (mm/h.)
 A = área de la cuenca a drenar (Há.)

El coeficiente de escurrimiento C es la relación entre el caudal de agua en el escurrimiento y el aporte de la precipitación sobre la cuenca; o sea igual a la proporción de agua caída que llega hasta el punto de desagüe.

Este coeficiente característico de la cuenca depende del tipo de suelo, el uso de la tierra, la pendiente del terreno, el régimen de lluvias, etc.

Valores medios recomendados para C son:

Terreno	Uso de la tierra	Suelo	
		Permeable	Impermeable
Llano (0 - 1%)	Monte	0,15 - 0,20	0,15 - 0,20
	Pasturas	0,20 - 0,25	0,25 - 0,30
	Cultivos	0,25 - 0,35	0,30 - 0,40
Ondulado (1 - 3%)	Monte	0,15 - 0,20	0,20 - 0,25
	Pasturas	0,25 - 0,40	0,35 - 0,45
	Cultivos	0,40 - 0,65	0,50 - 0,70
Quebrado (3 - 5%)	Monte	0,20 - 0,25	0,25 - 0,30
	Pasturas	0,35 - 0,45	0,45 - 0,55
	Cultivos	0,60 - 0,75	0,70 - 0,85
Ondulado (> 5%)	Monte	---	0,70 - 0,80
	Desnudo	---	0,80 - 0,90
Áreas pavimentadas		0,70 - 0,95	

Cuando en la cuenca se presenten terrenos de características diferentes debe ponderarse el coeficiente de escurrimiento proporcionalmente al área

ocupada por cada uno de ellos:

$$C = \frac{\sum (C_i A_i)}{\sum A_i}$$

En cuencas pequeñas se tiende a tomar valores de C elevados.

La intensidad de la precipitación i es el volumen de agua caída por unidad de área, en el tiempo de duración de la lluvia.

Sus unidades son: $m^3/m^2 \times h$, y se expresa en: mm/h

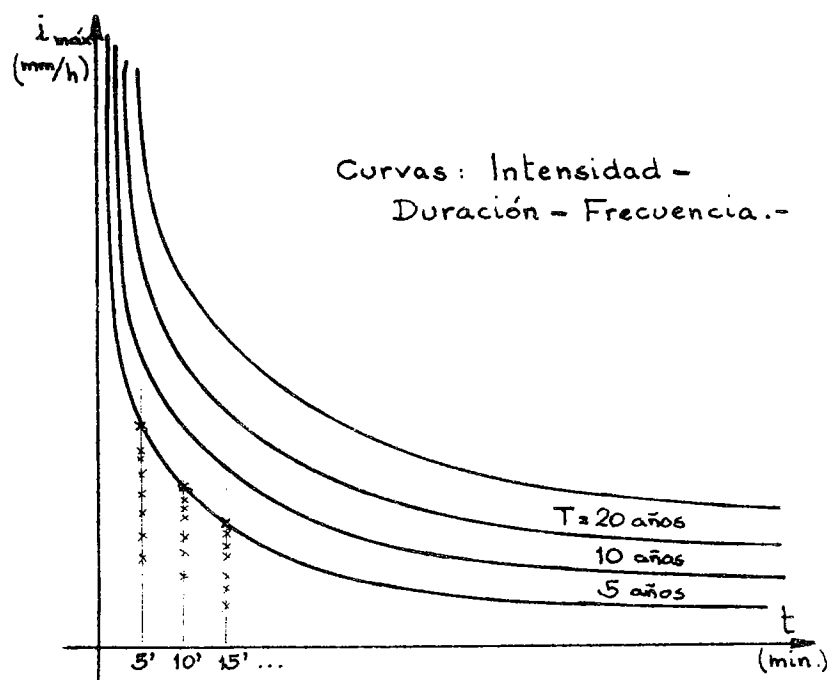
El análisis de este factor se basa en dos conceptos fundamentales:

a) Las lluvias intensas son, en general, de corta duración y cubren áreas reducidas. Las lluvias de larga duración cubren áreas importantes con intensidades menores.

b) Para una región dada, durante un cierto período de observación, la intensidad máxima de lluvia varía inversamente al tiempo de duración de la misma.

Cuanto más largo sea el período de observación mayor será la posibilidad de registrar lluvias más intensas (extraordinarias).

Se grafica la intensidad máxima de todas las lluvias de duración t registradas en el período T.



Se obtienen curvas del tipo

$$i = \frac{A}{(B + t)^\alpha}$$

con: A, B y $\alpha \leq 1$ coeficientes característicos de la región y dependientes del período de observación. (En general se adopta: $\alpha = 1$)

Talbot	lluvias máximas	$i = \frac{9140}{30 + t}$	
	lluvias ordinarias	$i = \frac{2670}{15 + t}$	
OSE	lluvias máximas	$i = \frac{8547}{31,84 + t}$	(colectores de ciudad)
	lluvias máximas	$i = \frac{5780}{24,26 + t}$	
Dirección de Saneamiento		$i = \frac{2857}{t + 15}$	(T = 10 años)

Estudios llevados a cabo en nuestro país por el Ing. Adam Gianoni, han definido las siguientes fórmulas:

- 1) $i = \frac{655 \times T^{0,264}}{(t + 8)^{0,825}}$ aplicable al Depto. de Montevideo y la zona litoral del Río de la Plata.
- 2) $i = \frac{630 \times T^{0,264}}{(t + 8)^{0,81}}$ para la cuenca del Río Negro y otras con pluviometría similar
- 1) $i = \frac{721 \times T^{0,264}}{(t + 8)^{0,8}}$ para el noroeste del país (en particular deptos. de Artigas, Rivera y Salto).

El período de observación, o tiempo de recurrencia T, dependerá de la importancia de la obra y de los daños que pudieran producirse con caudales mayores que el de diseño.

	T.
Alcantarillas	10 años
Colectores urbanos	5 años
Puentes pequeños	10 - 25 años
Grandes puentes	25 - 50 años
Represas	100 años

Otras fórmulas: Boletín de la Facultad de Ingeniería.-Vol. XIV-Nº2-(1980)

P. ej.: Subregión 5 - Eventos largos ($t \geq 2$ hs.)

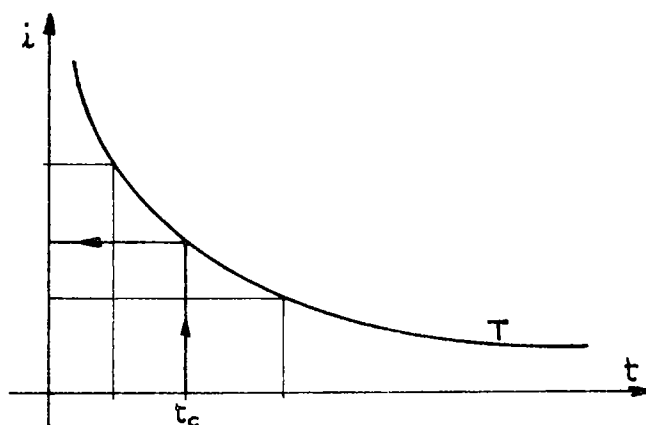
$$h_{t,T} = 34,8 \times \left[1 + 0,758 \log \frac{1}{(1 - 0,368)^{1/T}} \right] \times t^{0,314}$$

Subregión 5 - Eventos cortos ($t < 2$ hs.)

$$h_{t,T} = 30,6 \times \left[1 + 0,707 \log \frac{1}{(1 - 0,368)^{1/T}} \right] \times t^{0,439}$$

con: $h_{t,T}$: altura de lluvia caída (mm.)
 t : duración de la precipitación (hs.)
 T : período de retorno (años)

En definitiva la i que se adopta para el diseño es la máxima intensidad de lluvia previsible para el período considerado, de duración igual al tiempo de concentración de la cuenca.



Si la duración de la lluvia es mayor que t_c , la intensidad i será menor y en consecuencia también Q será menor.

Si la duración de la precipitación es menor que t_c , la intensidad será mayor pero el área de aporte será menor, dado que el agua de los puntos más alejados no accede con su caudal al punto de desagüe antes de que cese la lluvia. El Q será sólo el correspondiente a una parte de la cuenca total.

El tiempo de concentración t_c dependerá de la longitud de la cuenca y de la velocidad de escorrentía. La velocidad de escurrimiento depende de la pendiente del terreno y de las características del suelo.

Las velocidades promedio de escurrimiento pueden determinarse por observación o medición, calcularse por la fórmula de Manning para canales abiertos o estimarse de acuerdo a los siguientes valores.

Pendiente media:	Velocidad de escurrimiento (m/seg)			
	0 - 3%	4 - 7%	8 - 11%	12 - 15%
Montes	0,3	0,6	0,9	1,1
Pasturas	0,45	0,9	1,2	1,4
Cultivos	0,6	1,2	1,5	1,8
Pavimentos	1,5	3,7	4,7	5,5
Canal natural (no definido)	0,3	0,9	1,5	2,4

El tiempo de concentración se determina dividiendo la longitud del recorrido más largo del curso de agua por la velocidad promedio: $t_c = L/v_m$

Han sido determinadas otras fórmulas empíricas, de aplicación regional, que establecen:

- California Highways and Public Roads - (Pickring)

$$t_c = 57 \times \left(\frac{L^3}{H} \right)^{0,385}$$

t_c : tiempo de concentración (min.)
 L: longitud de la cuenca (km.)
 H: diferencia de niveles entre el punto más alejado de la cuenca y la alcantarilla (m.)

- Kentucky

$$t_c = 0.0078 \times \left(\frac{L^{3/2}}{H^{1/2}} \right)^{0,77} \quad L \leq 75 \text{ km.} \quad [t_c]: \text{min.}$$

[L, H]: ft.

Definidos todos los parámetros, estamos en condiciones de determinar el caudal de diseño a utilizar para el dimensionado del desagüe, por aplicación de la fórmula:

$$Q = \frac{1}{363} \times C \times i_{\text{máx.}(t_c)} \times A$$

expresando: [Q]: m³/seg [i]: mm/h [A]: Há.

-----0-----

Dimensiones de alcantarillas

Suponiendo escurrimiento con sección parcialmente llena, el dimensionado de la alcantarilla puede resolverse utilizando la teoría de Manning para canales abiertos.

Dados: Q: gasto de diseño (m³/seg.)
 s: pendiente de la alcantarilla (supuesta paralela a la pendiente hidráulica del escurrimiento).
 n: coeficiente de rugosidad

Fórmula de Manning $v = \frac{1}{n} R^{2/3} s^{1/2}$

$Q = v \times A$ $Q = \frac{1}{n} A R^{2/3} s^{1/2}$

siendo: R_h : radio hidráulico (m.) = $\frac{\text{área de desagüe}}{\text{perímetro mojado}} = \frac{A_h}{P_h}$

y: Coeficiente de rugosidad

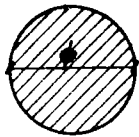
Canales naturales	0,020 - 0,030
Césped	0,040 - 0,060
Revestimiento de piedra	0,040
Hormigón	0,010 - 0,015
Metal corrugado	0,021

En caso que se desee calcular la pérdida de carga por fricción (H_f) en la tubería, para una cierta longitud (L):

$$s = \frac{H_f}{L} \quad v = \frac{1}{n} R_h^{2/3} \left(\frac{H_f}{L} \right)^{1/2} \quad H_f = \frac{L n^2 v^2}{R_h^{4/3}}$$

-----0-----

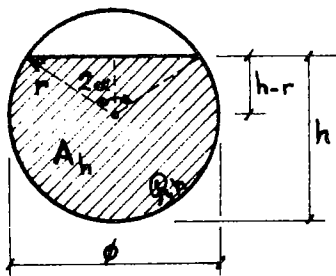
Considerando caño circular con escurrimiento completo:



$$R_h = \frac{\pi \varnothing^2 / 4}{\pi \varnothing} = \frac{\varnothing}{4} \quad Q = \frac{1}{n} \frac{\pi \varnothing^2}{4} \left(\frac{\varnothing}{4} \right)^{2/3} s^{1/2}$$

$$Q = \frac{0,3117}{n} \varnothing^{8/3} s^{1/2} \quad \varnothing = \left(\frac{3,208 n Q}{\sqrt{s}} \right)^{0,375}$$

Se adopta el valor nominal de \varnothing por exceso al calculado y se analiza el caso de escurrimiento parcialmente lleno:



$$\varnothing = 2r$$

$$\alpha = \text{Arc cos } \frac{h-r}{r} \quad (\text{rad.})$$

$$A_h = \pi r^2 - \alpha r^2 + r \text{ sen } \alpha (h-r) =$$

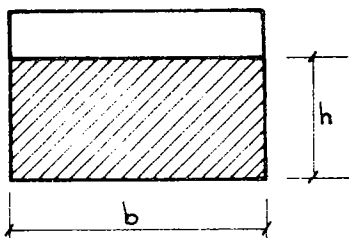
$$= (\pi - \alpha) r^2 + (h-r) r \text{ sen } \alpha$$

$$P_h = 2\pi r - 2\alpha r = 2r(\pi - \alpha)$$

$$R_h = \frac{A_h}{P_h} = \frac{r}{2} + \frac{(h-r) \text{ sen } \alpha}{2(\pi - \alpha)} \quad Q = \frac{1}{n} \frac{A}{h} R_h^{2/3} s^{1/2}$$

Se resuelve por iteración: Dados Q , n y s , y adoptado \varnothing ; se asume un valor de h ; se calculan α , A_h , R_h y finalmente Q ; el cual debe ser igual al Q de diseño. En caso contrario se ajusta h y se repite el cálculo.

Para alcantarilla de sección rectangular:



$$R_h = \frac{b \times h}{b + 2h}$$

$$Q = \frac{1}{n} \frac{(b \times h)^{5/3}}{(b + 2h)^{2/3}} s^{1/2}$$

También se resuelve este caso por iteración en h , hasta lograr el valor Q de diseño.

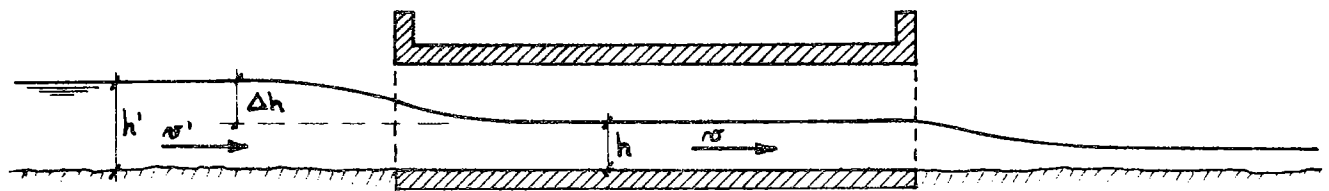
-----0-----

Hidráulica de alcantarillas

En general se procurará que la alcantarilla funcione a sección parcial, esto es, con profundidad de escurrimiento menor que la altura libre de la misma, dependiendo por supuesto de sus dimensiones, pendiente y condición de salida libre (como orificio abierto, sin inundación aguas abajo).

Cuando se presente una descarga extraordinaria, o bajo ciertas condiciones de altura de remanso en la entrada, pendiente reducida y descarga sumergida, el conducto trabajará lleno; a presión.

Considerando el caso de escurrimiento a superficie libre (alcantarilla parcialmente llena), se adopta el criterio de diseño de canales abiertos.



La energía total o carga de una corriente de agua puede considerarse formada por dos componentes: energía potencial (representada por la profundidad) y energía cinética (representada por la carga de velocidad).

Suponiendo un escurrimiento sin pérdidas de carga, o sea despreciando el efecto de la fricción en el interior del tubo y no considerando turbulencias en la entrada, se aplica la ecuación de Bernoulli entre una sección suficientemente alejada de la alcantarilla como para no ser influenciada por el estrechamiento de la corriente y el interior de la tubería.

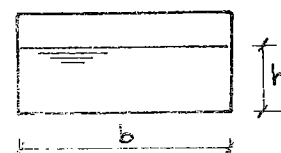
$$h' + \frac{v'^2}{2g} = h + \frac{v^2}{2g} \qquad h' - h = \Delta h = \frac{v^2 - v'^2}{2g}$$

Dado que $v' \ll v$, será v'^2 despreciable frente a v^2 .

$$\Delta h = \frac{v^2}{2g} \qquad v = \sqrt{2g \Delta h} \qquad \text{Expresión de Torricelli}$$

Para alcantarilla rectangular:

$$v = \frac{Q}{A} = \frac{Q}{b \times h}$$

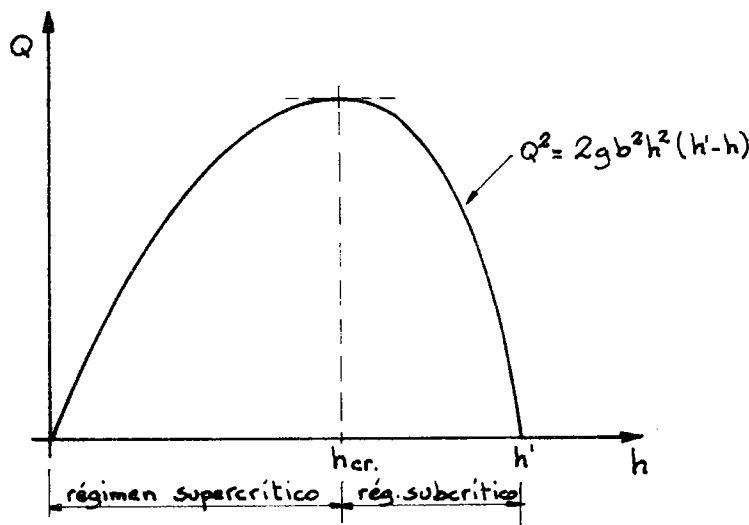


$$h' - h = \Delta h = \frac{v^2}{2g} = \frac{Q^2}{2g b^2 h^2} \quad \frac{Q^2}{2g} = b^2 (h' h^2 - h^3)$$

Suponiendo $h' = \text{cte.}$, el máximo Q se determina haciendo:

$$\frac{\partial Q^2}{\partial h} = 0 \quad 2 h h' - 3 h^2 = 0 \quad h_{\text{cr.}} = \frac{2}{3} h'$$

Esta profundidad, a la cual se produce la máxima descarga, se denomina profundidad crítica.



A medida que la profundidad de escurrimiento crece, la descarga aumenta hasta un valor máximo y luego decrece.

Para cada descarga son posibles dos profundidades de escurrimiento: una elevada, con baja velocidad (régimen subcrítico) y otra reducida, con alta velocidad (régimen supercrítico).

Cuando se produce escurrimiento crítico en un canal rectangular:

$$\Delta h = h' - h = \frac{3}{2} h_{\text{cr.}} - h_{\text{cr.}} = \frac{1}{2} h_{\text{cr.}}$$

$$Q^2 = 2g b^2 h_{\text{cr.}}^2 \left(\frac{1}{2} h_{\text{cr.}}\right)$$

$$h_{\text{cr.}} = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{b^2 g}}$$

La velocidad crítica será:

$$v = \frac{Q}{b h}$$

$$v_{\text{cr.}} = \frac{Q}{b \sqrt[3]{\frac{Q^2}{b^2 g}}}$$

$$v_{\text{cr.}} = \sqrt[3]{\frac{Q}{b} g} = \sqrt[3]{q g}$$

o también, como:

$$h_{v\ cr} = \frac{v_{cr}^2}{2g} \quad (\text{Torricelli})$$

$$h_{v\ cr} = \frac{1}{2} h_{cr}$$

$$h_{cr} = \frac{v_{cr}^2}{g}$$

$$v_{cr} = \sqrt{g h_{cr}}$$

La pendiente crítica de un canal se define como la pendiente necesaria para que un gasto dado circule a la velocidad crítica.

Es necesario considerar la fricción interna del agua contra el tubo, que deducida de la fórmula de Manning, resulta:

$$v = \frac{R_h^{2/3} j^{1/2}}{n} \quad j = \frac{v^2 n^2}{R_h^{4/3}} \quad (j: \text{pend. hidráulica del escurrim.} = \text{pérdida de carga/unidad de long.})$$

-----0-----

Otra forma de analizar $h_{crítica}$:

$$v = \frac{Q}{b h} = \frac{q}{h} \quad \leftarrow \text{gasto por unidad de ancho (canal rectangular)}$$

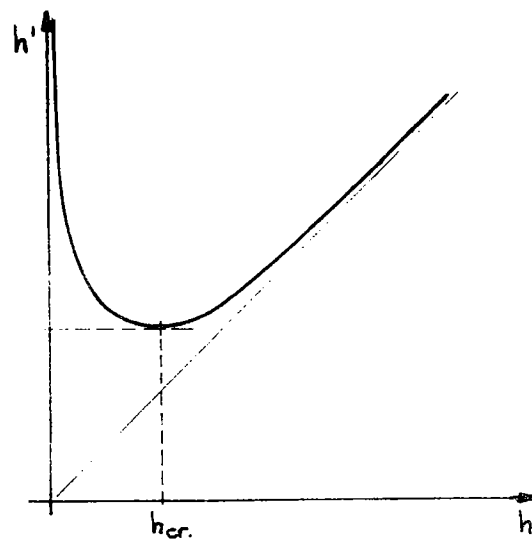
$$h' - h = \frac{v^2}{2g} = \frac{q^2}{2g h^2}$$

$$h' = h + \frac{q^2}{2g h^2}$$

$$\frac{\partial h'}{\partial h} = 1 - \frac{q^2}{2g h^4} \times 2h$$

$$1 - \frac{q^2}{g h^3} = 0$$

$$h_{\min} = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}} = h_{crít.}$$



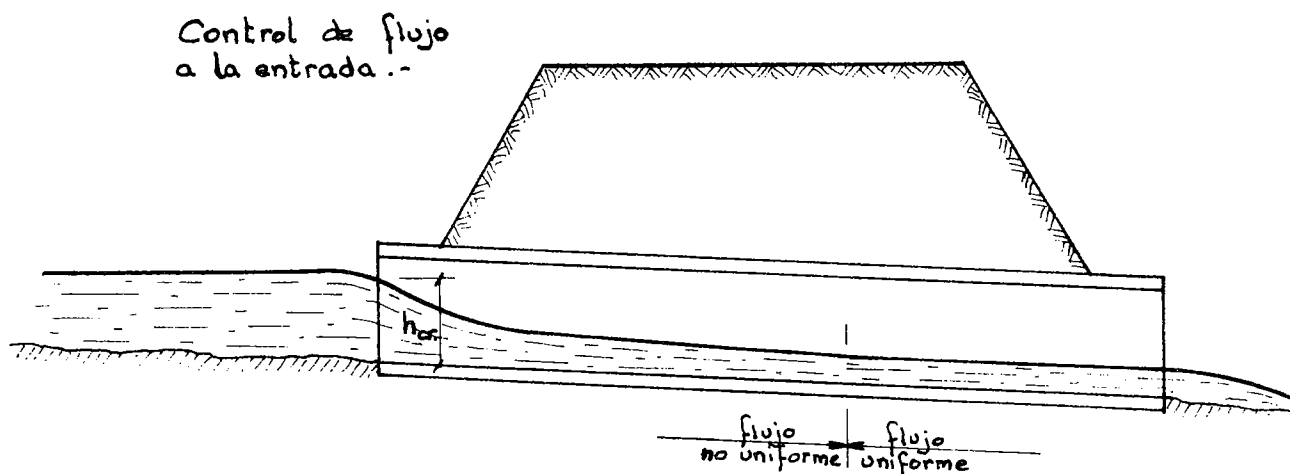
La altura crítica de desagüe se define como la profundidad de escurrimiento correspondiente a la mínima altura de remanso (h') que permite descargar el gasto Q considerado.

-----0-----

Si la alcantarilla se coloca según la pendiente crítica, se obtiene, por

definición la máxima descarga correspondiente a una determinada altura de remanso a la entrada.

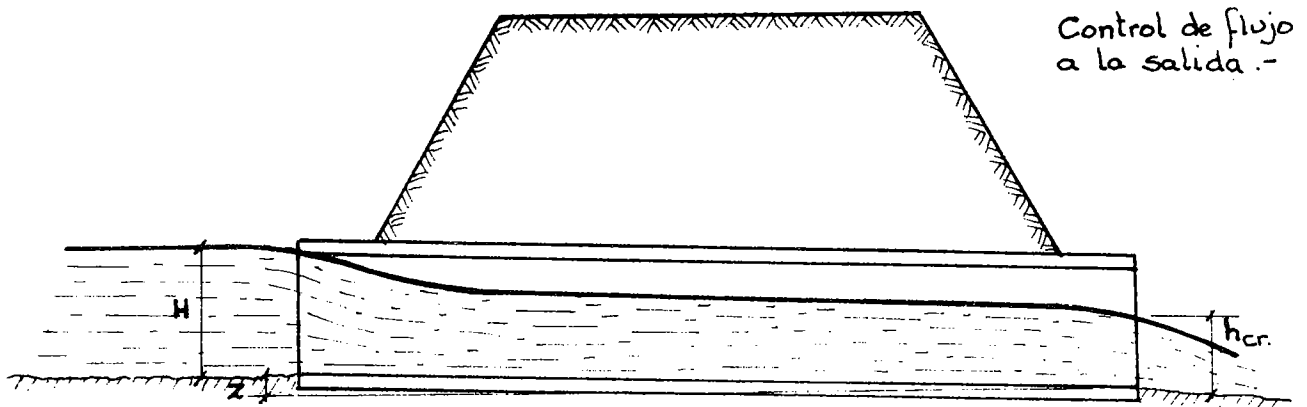
Aumentando la pendiente por encima de la crítica, no se aumenta la descarga sino que se hace que el agua escurra a mayor velocidad, con menor profundidad que en la sección crítica. La descarga en estas condiciones está limitada por la cantidad de agua que puede entrar al tubo, debida a una cierta carga, que no depende de la pendiente de la alcantarilla ni de la rugosidad del conducto. El escurrimiento pasa por su profundidad crítica en una sección próxima a la entrada y luego la velocidad se incrementa, disminuyendo el tirante de agua en la alcantarilla. Si la tubería es suficientemente prolongada, el escurrimiento se tornará uniforme antes de llegar a la salida.



La rugosidad del tubo no influye en la descarga, pero determina la mínima pendiente (crítica) para la cual ocurrirá el control de flujo a la entrada. Así, una tubería de hormigón con interior bien acabado podrá ser colocada con una pendiente bastante llana (aprox. 1%) y tener control en la entrada; en cambio un caño con interior rugoso debe ser colocado con pendiente más pronunciada (aprox. 5%, para $n=0,025$).

Si la pendiente de la alcantarilla disminuye a valores inferiores a la pendiente crítica, la sección de control en la cual se produce escurrimiento a profundidad crítica se desplaza aguas abajo, hasta alcanzar la boca de salida. Para obtener en este caso la misma descarga que en el control a la entrada, la energía de carga a la salida debe ser igual a la de la entrada, debiéndose en consecuencia vencer la resistencia al flujo por rugosidad más las pérdidas localizadas en la entrada.

$$H + z = h_{cr} + \frac{v_{cr}^2}{2g} + H_{fricción} + H_{entrada}$$



En la instalación común de alcantarillas la pérdida de carga debida a la fricción es generalmente menor de 0,03 m., por lo que puede ser despreciada a los efectos del funcionamiento hidráulico de la alcantarilla.

En general, cuando el emplazamiento lo permita, es conveniente colocar la alcantarilla con pendiente superior a la crítica pues esto hará que el desagüe sea máximo (control de flujo a la entrada) y la velocidad interior sea alta, como para mantener la tubería limpia. Se deberá controlar que la velocidad a la salida no exceda de 2 a 3 m/seg.

-----0-----

Generalidades

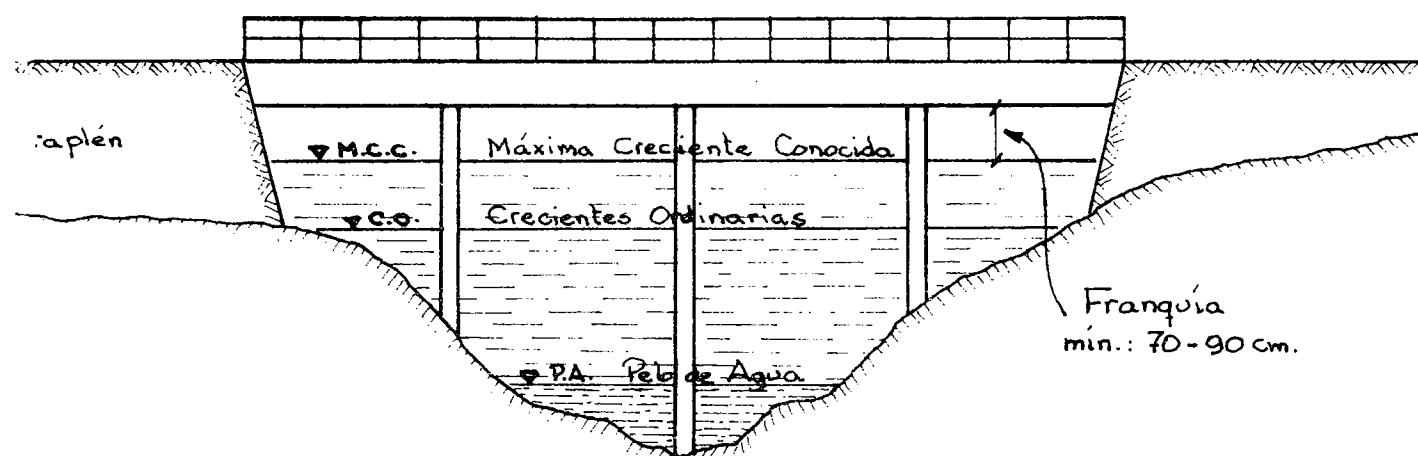
El objeto principal de las obras de desagüe es dar paso rápido al agua que, por no poder desviarse de otra forma, deba cruzar de un lado a otro del camino.

Las obras de desagüe pueden ser: puentes o alcantarillas.

Comparativamente las alcantarillas tienen las ventajas que: requieren cimentación más simple, son fáciles de construir con menor interferencia al tránsito, requieren menores gastos de conservación, proveen mayor ancho útil a la carretera y mayor seguridad, y pueden prolongarse fácilmente si fuera necesario.

Por otro lado, la capacidad de la estructura es el factor fundamental para la elección de un puente. Si la cota del camino y el ancho del canal no son suficientes para permitir el uso de una o más alcantarillas sin causar embalses importantes, debe recurrirse al puente.

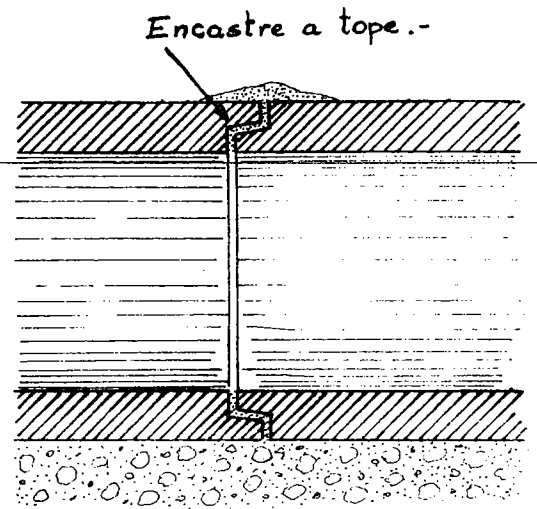
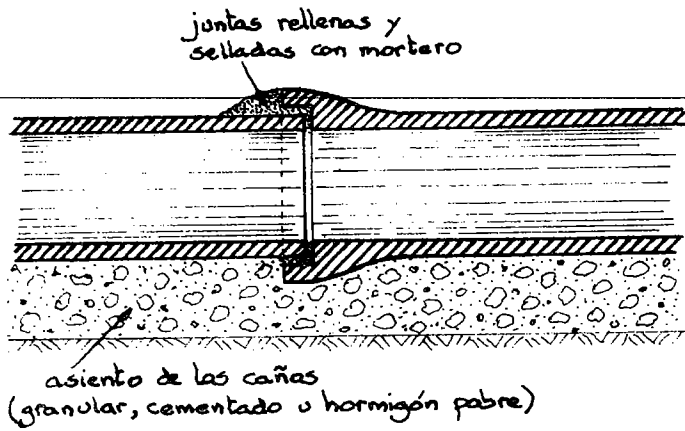
Siempre deberá considerarse que las aguas pueden arrastrar ramas, árboles y otros objetos flotantes, a los cuales habrá que permitirles su paso sin atascamiento.



Las alcantarillas pueden ser de sección rectangular, abovedada o tubería circular (caños). Se construyen en hormigón armado, hormigón simple o mampostería, así como también en chapa galvanizada ondulada.

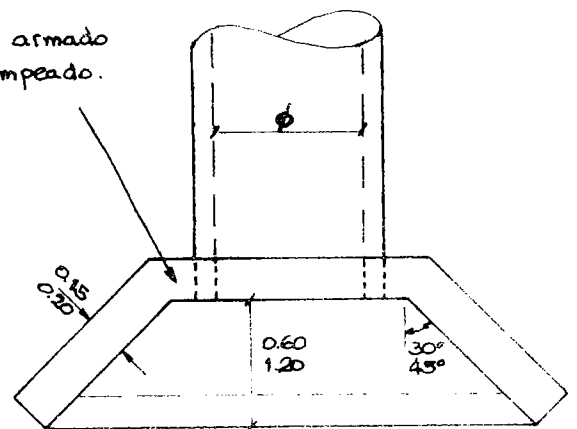
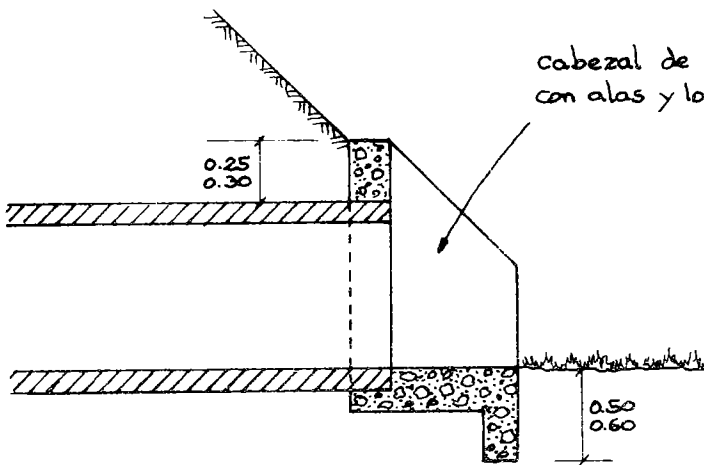
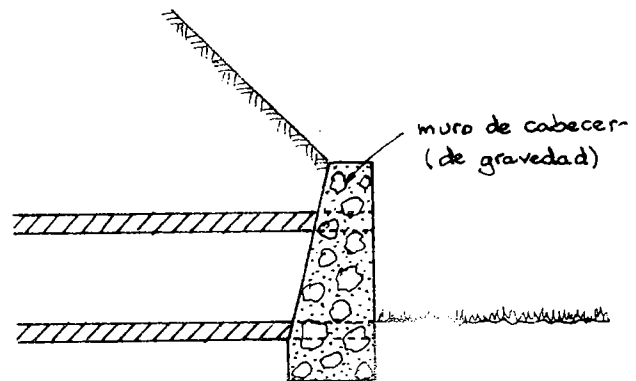
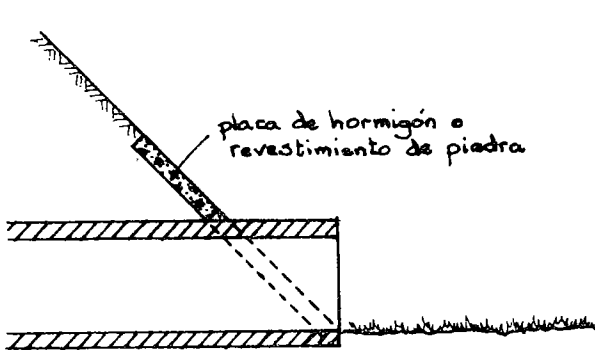
La Dirección de Vialidad del M.T.O.P. cuenta con Láminas Tipo de alcantarillas, indicando dimensiones, armaduras y detalles constructivos en función del tamaño, número de bocas y altura de tapada.

Las alcantarillas pueden ser hechas in situ (encofrados) o construidas con elementos prefabricados, por lo general: caños de hormigón.



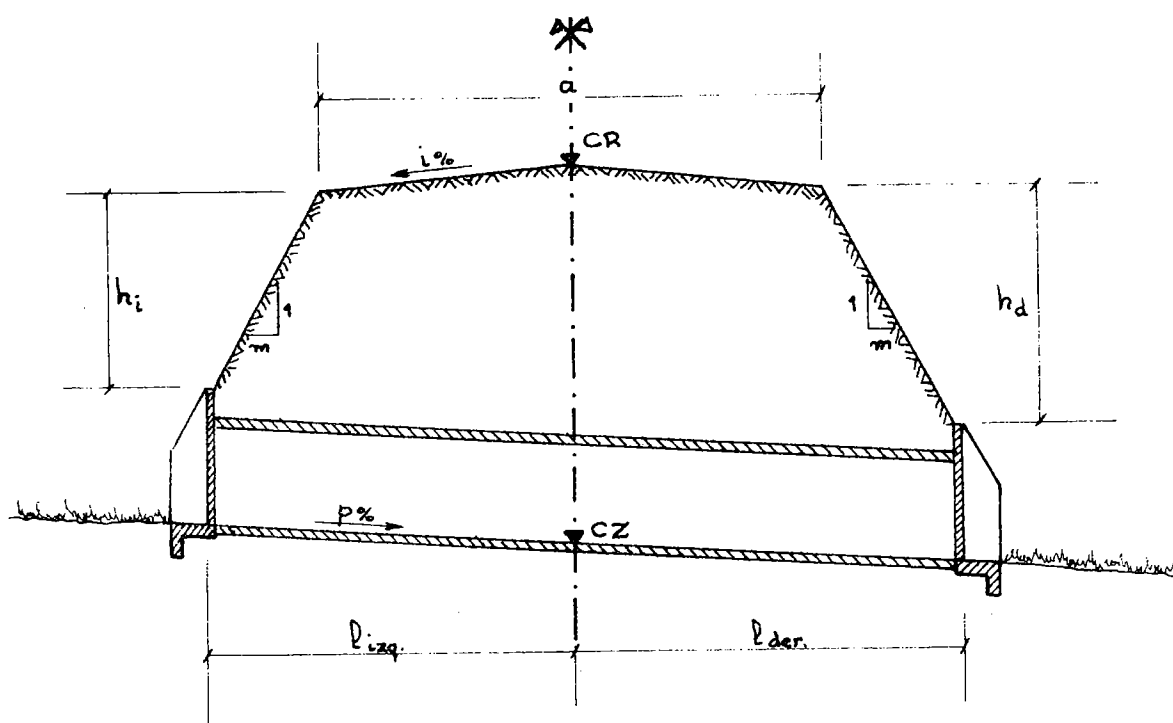
En todos los casos es imprescindible proteger la entrada y la salida de la alcantarilla para evitar que se produzcan erosiones o socavaciones.

Con este objeto, a la vez que como contención del talud en las bocas de la alcantarilla, se construyen cabezales o revestimientos especiales en los extremos.



Los cabezales consisten en muros de mampostería, hormigón simple o armado, de tipo vertical o con alas, con o sin losa de zampeado, o placas de revestimiento apoyadas contra el terraplén.

Longitud de alcantarillas



$$l_{izq} = \frac{a}{2} + h \times m$$

$$l_{der} = \frac{a}{2} + h \times m$$

La determinación de h_i y h_d puede hacerse analíticamente en función de las dimensiones y pendientes establecidas o también gráficamente.

Si la alcantarilla es en esviaje debe determinarse su longitud teniendo en cuenta este hecho.

-----0-----

DRENAJE SUBTERRANEO

Los suelos pueden clasificarse en 3 grupos, según el tamaño de grano:

- * gravas y arenas: $> 0,05$ mm. (gravas: > 2 mm.)
- * limos: $0,05$ a $0,005$ mm.
- * arcillas: $< 0,005$ mm.

La arena y la grava son sueltas y granulares.

El limo es finamente granulado (como harina), no pudiéndose distinguir sus granos a simple vista o al tacto; pulverizándose fácilmente cuando está seco.

La arcilla es plástica si está mojada, en cambio cuando está seca es dura y no se pulveriza fácilmente.

La permeabilidad de un suelo es una medida de la cantidad o volumen de escurrimiento de agua a través de él.

El coeficiente de permeabilidad depende en gran parte de los espacios vacíos, y por tanto del tamaño, forma y grado de compactación de los granos del suelo.

Debido a su granulometría más fina y poros más pequeños, los suelos arcillosos son menos permeables que los granulares.

Se entiende por capilaridad el movimiento o absorción del agua en un suelo por medio de conductos muy finos (capilares) que se forman entre los granos del suelo. Se produce en todas direcciones y la gravedad tiene muy pequeña influencia.

Las arenas, con sus espacios intergranulares bastante grandes, presentan muy poca capilaridad. En cambio las arcillas poseen elevada capilaridad.

El agua accede al suelo por: filtración, escurrimiento, manantiales, intercepción del manto freático, capilaridad, etc.

La humedad del suelo tiene tres orígenes: a) acción de la gravedad, b) capilar, c) higroscópica.

a) El agua libre entra a la subrasante o sale de ella por acción de la gravedad. Esta agua se filtra por los poros del suelo, grietas o agujeros. La porosidad de los suelos regula en gran medida la rapidez de escurrimiento.

Las gravas y arenas sobre subsuelos impermeables ofrecen excelentes vías subterráneas, siempre que exista pendiente de la capa impermeable y no

se intercalen estratos impermeables.

Esta agua es perjudicial porque disminuye la resistencia y estabilidad de la subrasante.

El agua libre o la humedad proveniente de la gravedad debe ser extraída por drenaje.

b) El agua capilar se adhiere, por tensión superficial, a las partículas del suelo, llegando a ellas cuando el agua libre pasa a través de él o por atracción capilar desde un estrato mojado a otro más seco.

Cuando los granos de un suelo son suficientemente finos los conductos capilares son tan pequeños que la capilaridad vence a la gravedad, moviéndose en cualquier dirección.

La acción capilar es más rápida en los suelos de grano grueso que en los de grano fino; sin embargo la altura máxima a la que el agua capilar se eleva en los suelos de grano grueso es mucho menor que en los de grano fino. En una arena mediana (0,3 mm. de diámetro) el agua subirá unos 50 cm. sobre el nivel freático (agua libre). En un limo (< 0,05 mm.) la elevación puede alcanzar los 2,50 m., y en arcilla aún más.

El subdrenaje no extrae el agua capilar directamente, pero sí puede controlarla haciendo bajar el manto freático. Los suelos de grano grueso responden muy bien al drenaje, así como la mayoría de los de grano intermedio; sin embargo las arcillas finamente graduadas son menos susceptibles al drenaje.

c) La humedad higroscópica es la que se condensa en la atmósfera sobre la superficie de las partículas de suelo y se combina con él.

No puede extraerse fácilmente, pero no interesa al ingeniero.

La mayoría de los suelos cuando están secos dan soporte adecuado a las cargas de tránsito que se les somete directamente o a través de un pavimento. Si se conservan secos, aún los suelos llamados inestables, quedarán prácticamente libres de daño. Así pues, deberán efectuarse las obras necesarias para impedir que el agua llegue al camino y remover aquella que haya llegado al mismo. Este es el objeto de las obras de drenaje subterráneo.

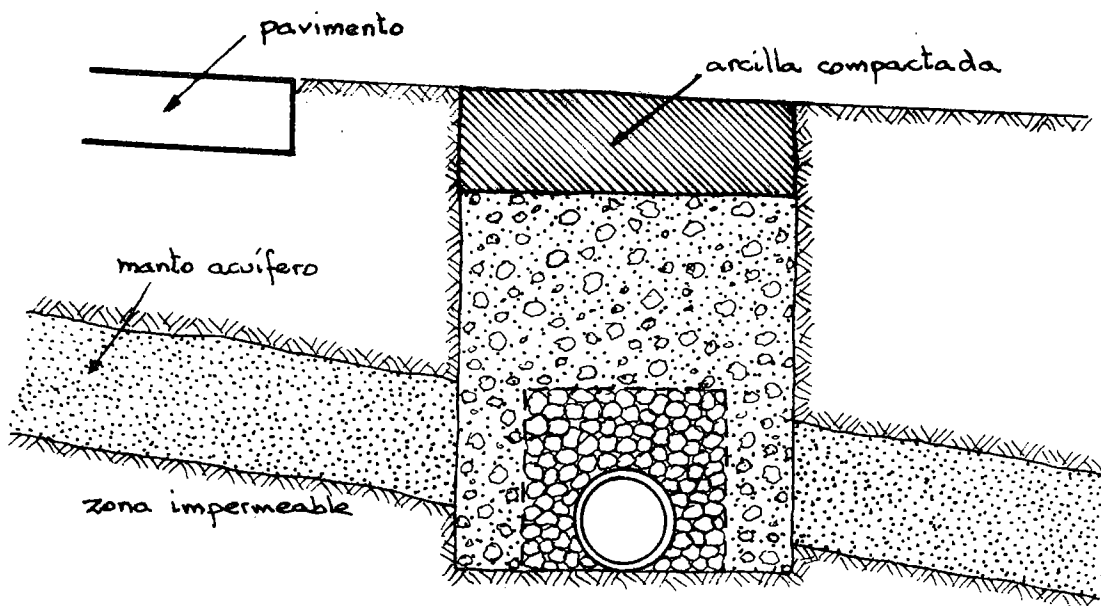
Los subdrenes pueden ser de tipo:

Dren francés - consiste en una zanja rellena de piedra gruesa y grava, de 0,50 m. de ancho y de 0,60 a 0,90 m. de profundidad, cubierta por una capa de arcilla impermeable. El agua escurre a través de los huecos del relleno, resultando que al cabo de algún tiempo comienzan a obstruirse por arrastre de finos y lodo, llegando a colmatarse hasta el punto de impedir su

funcionamiento.

Drenes de tubo - consisten en zanjas rellenas con material permeable de grano fino y bien graduado (filtro) y una tubería que permita infiltrar el agua y la conduzca hacia los puntos de salida. La parte superior de la zanja se sella con material impermeable para evitar la entrada de agua y limo de la superficie.

La zanja debe ser lo suficientemente profunda para que el tubo quede instalado por debajo del manto acuífero, en la zona impermeable.



El material de filtro, o material de relleno de la zanja, debe ser más permeable que el terreno natural, pero sin llegar al extremo en el cual las partículas de suelo puedan introducirse en el dren, taponeándolo.

Los criterios de selección granulométrica para el material de filtro son:

1) Para permitir que el agua libre escurra hasta la tubería:

$$\frac{\text{tamaño correspondiente al 15\% del material de filtro (*)}}{\text{tamaño corresp. al 15\% del material de terreno natural}} \geq 5$$

(*) tamiz por el que pasa el 15% del mat. (en peso); el 85% es retenido por esa dimensión.

$$d_{15F} \geq 5 d_{15T}$$

2) Para prevenir el desplazamiento de las partículas de suelo hacia el material de filtro:

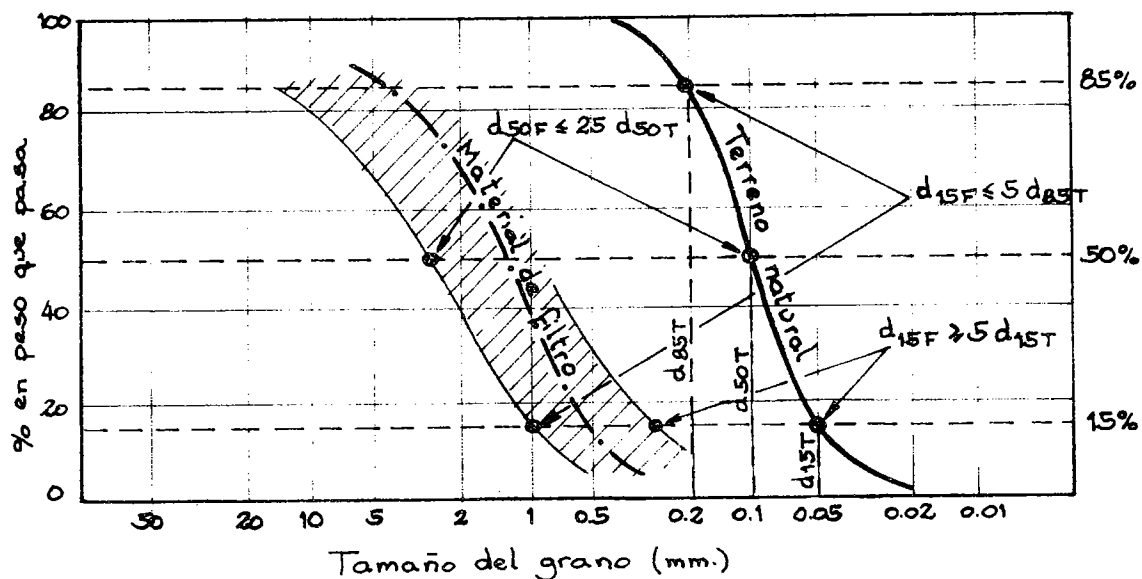
tamaño correspondiente al 15% del material de filtro ≤ 5
tamaño corresp. al 85% del material de terreno natural

tamaño correspondiente al 50% del material de filtro ≤ 25
tamaño corresp. al 50% del material de terreno natural

$$d_{15F} \leq 5 d_{85T} \quad d_{50F} \leq 25 d_{50T}$$

3) En cuanto a los orificios de la tubería: ...

tamaño correspondiente al 85% del material de filtro > 1 ($\approx 1,5$)
diámetro de la perforación o separación entre tubos



En general la arena para hormigón es un buen material de filtro para la mayoría de los suelos finos drenables.

Cuando se utilizan subdrenes con juntas abiertas (en vez de perforaciones), es en general necesario emplear dos materiales diferentes para el relleno del filtro. Se coloca un material filtrante grueso contra el tubo para evitar la entrada del fino en la instalación y otro material más fino por fuera para controlar el arrastre de las partículas finas del suelo

desde las paredes de la zanja hacia el material grueso.

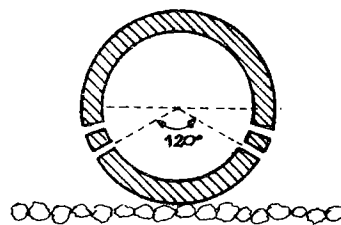
Si se emplean tubos perforados, y un solo material de filtro, las juntas deben sellarse con mortero de cemento.

Los tipos de tubería empleados en drenajes subterráneos pueden ser de hormigón, arcilla vitrificada (gres), fibrocemento, metal corrugado, fundición, material plástico, etc.

Las dimensiones corrientes, salvo casos especiales de grandes escurrimientos subterráneos, son de 10 a 15 cm. de diámetro.

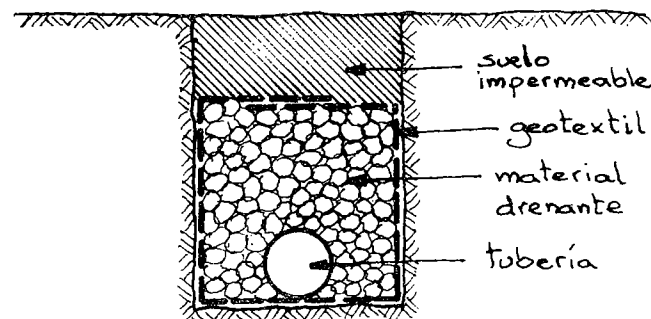
La pendiente mínima recomendada es del 0,15%.

Cuando se coloca tubería a junta abierta, ésta oscilará entre 1 y 2 cm. de separación. Cuando se trata de tubos perforados, los orificios son del orden de 1/4" de diámetro y van dispuestos al tresbolillo sólo en una mitad del tubo y colocados hacia abajo sobre el material filtrante, tratando de dejar el tercio inferior sin perforaciones para que circule el agua.



Actualmente se está extendiendo el uso de telas geotextiles para el recubrimiento de drenes subterráneos. Debido a sus características, esta manta permite el escurrimiento rápido a través de ella, al mismo tiempo que evita el arrastre de partículas hacia el interior del dren.

No se necesita la construcción del filtro granular con materiales graduados de fino a grueso, colocándose el geotextil como forro de la zanja (contra el terreno natural) y acomodando el tubo y el material drenante (piedra) en su interior.



En los drenes subterráneos se dispondrá a intervalos regulares (≈ 30 m.) registros para inspección y limpieza.

Se debe procurar dar salida al agua lo más rápidamente posible de los drenes, trazando una línea de conducción hacia una cuneta o terraplén, procurando que la salida sea de descarga libre y no se obstruya por sedimento o elevación del nivel de agua. Una malla de alambre en la boca de salida evitará la entrada de pequeños animales a la instalación.

-----0-----

BIBLIOGRAFIA

- * "Caminos" - Tomo I - José L. Escario - 5ª Edición - 1967 -
Cap. III - Drenaje de la Explanación.
- * "Vías de Comunicación" - Carlos Crespo V. - 1ª Ed. - 1982 - Ed.Limusa -
Cap. II-2 - Proyecto - Drenaje de los Caminos.
- * Apuntes de Clase - Ing. E. Milián -
Vol. 9 - Desagües.
- * "Manual de Productos de Acero para Drenaje y Construcción Vial" -
ARMCO International Division - Ed. 1981 -
Cap. 4 - Hidráulica.
- * "Hydraulics of Culverts" - John G. Hendrickson - American Concrete Pipe
Association - Ed. 1957 -

-----0-----

SEÑALIZACION



SEÑALIZACION

Los dispositivos para regular el tránsito (señales, marcas, postes, semáforos, etc.) son los medios que se emplean para indicar a los usuarios de las vías de circulación la forma correcta y segura de transitar.

La señalización debe ser tratada como parte integrante del proyecto y diseñada de acuerdo con la geometría del camino, ya que ambos elementos están estrechamente relacionados.

El grado de señalización a proporcionar a una ruta dependerá del volumen y tipo de tránsito, la categoría de la carretera y el nivel de control de tráfico que se requiera para una operación segura y eficiente.

Las señales son tableros fijados en postes o estructuras, con símbolos, leyendas o combinación de ambos, que tienen por objeto prevenir a los conductores sobre la existencia de peligros, su naturaleza, la existencia de determinadas restricciones o prohibiciones que limiten sus movimientos en el camino o proporcionar la información necesaria para facilitar el viaje.

En cuanto a su función, las señales se clasifican en:

1) de Prevención o Peligro - usadas para indicar condiciones que pueden ser riesgosas para los usuarios del camino.

2) de Reglamentación o Restrictivas - usadas para indicar las normas de circulación requeridas para el movimiento del tráfico. Su violación es penada (multas).

3) de Información - usadas para guiar al tráfico a lo largo de la ruta o hacia su destino.

Los dispositivos reguladores del tránsito, para cumplir adecuadamente su misión, deben responder a los siguientes requisitos:

A) desempeñar una función necesaria - si no se justifica la necesidad de un dispositivo de regulación la señal, no sólo no será útil, sino que puede resultar perjudicial.

B) llamar la atención - cualquier dispositivo que pase inadvertido será totalmente inútil, aunque sus cualidades sean excelentes.

C) ser claros y sencillos - el significado de los dispositivos debe ser simple e inequívoco, como para poder ser interpretado en un golpe de vista.

D) dar tiempo de respuesta - los dispositivos deben estar colocados de tal manera que den suficiente espacio y tiempo al conductor como para realizar la maniobra que transmite el mensaje.

E) infundir respeto - los usuarios deben ser compelidos a obedecer las indicaciones que se les transmitan.

Estos requisitos mínimos exigidos a las señales dependerán de los siguientes factores:

a) Diseño - el tamaño, contraste, colores, forma y composición de un dispositivo son factores importantes para favorecer su interpretación a mayor distancia y en menor tiempo.

b) Posición - un dispositivo debe estar colocado dentro del campo visual del usuario de la vía para que pueda captar su atención, sea entendido y se le responda en el mínimo tiempo.

c) Conservación - un dispositivo debe mantenerse siempre en buen estado para que sea atendido y facilite su interpretación.

d) Uniformidad - debe utilizarse siempre un mismo dispositivo, colocarse en igual posición respecto del sitio en que se aplica su mensaje y su significado debe ser siempre el mismo para que llame mejor la atención, facilite la comprensión de la indicación y acorte, por la misma razón, el tiempo de reacción y maniobra. La uniformidad proporciona además economía en la fabricación, conservación y colocación de los diversos dispositivos de señalización.

Características de las señales

TAMAÑO - Influye decisivamente en su capacidad para llamar la atención.

Depende de: la velocidad de circulación, las características de la vía (planimetría y categoría de la ruta), la importancia y tipo del mensaje que se anuncia (prevención o reiteración), existencia de otros elementos de distracción (anuncios comerciales), iluminación de la vía y/o de las señales, complejidad y longitud del mensaje, etc.

De acuerdo con la experiencia moderna, el tamaño de las placas romboidales (señales de peligro), será por ejemplo:

- 60 x 60 cm para velocidades directrices bajas, menores de 60 km/h.
- 75 x 75 cm para velocidades directrices mayores de 60 km/h.
- 90 x 90 cm en casos especiales.

Las señales de reglamentación (circulares) se diseñan generalmente de 75 cm. de diámetro.

CONTRASTE - Es muy importante para distinguir la señal del medio que la rodea y para facilitar la transmisión del mensaje.

Los colores que más se destacan son el blanco o el amarillo contra el

negro, y preferiblemente símbolo negro sobre fondo amarillo.

~~Es más eficiente la combinación de dos colores que la de tres o más.~~

Las señales deben estar iluminadas o estar confeccionadas con material reflectorizante (para ser legibles también en la noche).

FORMA - Debe ser sencilla y uniforme.

Las placas suelen ser rectangulares, romboidales (cuadradas), circulares, triangulares, octogonales y algunas especiales (tipo escudo).

MENSAJE - Debe ser lo más simple y claro posible.

Los signos se captan más rápidamente que los mensajes escritos, siendo además adaptados a sistemas internacionales de señalización.

En caso que el mensaje sea escrito la señal debe contener un número mínimo de palabras (preferiblemente no más de 3) y las letras deben ser de forma especial (redondeadas mejor que cuadradas) con una relación variable de altura/espesor de trazo (desde 10:1 en la serie 4 hasta 5:1 en la serie 10 - LT Nº 212 D. de V.).

En cuanto a la legibilidad de las letras, a la luz del día, se ha establecido, para cada centímetro de altura: serie 4 : 4 m.; serie 10 : 6,50 m.

El dimensionado del tamaño de las letras depende de la velocidad directriz.

POSICION - La agudeza en la identificación de una señal depende del ángulo que forma el eje de visión normal y la visual a la señal.

El campo de visión más agudo de un observador está dentro de un cono de ángulo 3º, pero la visión es satisfactoria dentro de un cono de hasta 20º.

Se recomienda ubicar las señales dentro de un ángulo visual horizontal máximo de 10º y vertical máximo de 8º.

Las señales deben situarse a la derecha de la corriente vehicular, salvo casos especiales en que sea imperioso ubicarlas a la izquierda. Estas, en general, serán reiterativas o complementarias de señales ubicadas a la derecha.

Ubicación Longitudinal - Depende de su legibilidad, la velocidad de los vehículos y el tiempo necesario de respuesta.

- Las señales de peligro se colocarán antes del riesgo a una distancia de: 50 a 100 m. en caminos rurales de baja velocidad, 100 a 150 m. para velocidad media y 150 a 200 m. para alta velocidad. En zona urbana se ubicarán entre 50 y 100 m. del punto de conflicto.

Cuando se coloque otra señal además de la preventiva, se emplazará ésta en el lugar antes definido y la de peligro a doble distancia. Si fueran dos

señales de otro tipo entre la preventiva y el riesgo, se colocará la primera a la distancia de la preventiva, la segunda al doble y la preventiva al triple.

Cuando se quiera llamar la atención en forma reiterativa podrán usarse dos y hasta tres señales preventivas consecutivas a distancia normal, doble y triple, pero en ningún caso se instalarán más de dos señales preventivas iguales.

- Las señales de reglamentación se colocarán generalmente en el punto preciso donde existe la restricción o prohibición.
- Las señales informativas se colocarán donde sea necesario su uso, con una anticipación de 60 a 100 m.

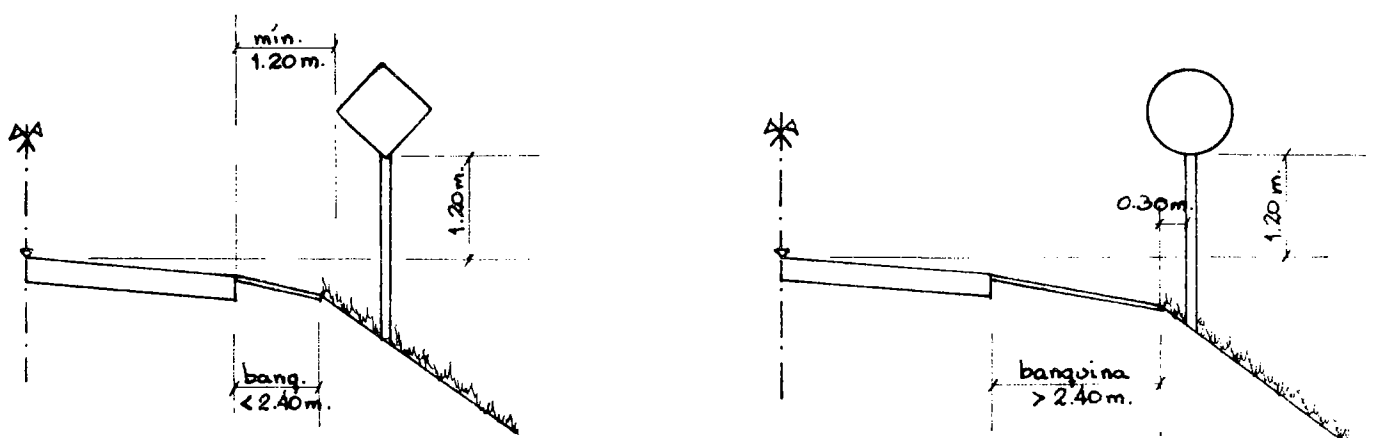
Cuando en una intersección se utilicen señales de información en conjunto con una preventiva, se colocará primero ésta,

luego una informativa previa antes del lugar de decisión, otra de decisión en el propio lugar y finalmente una confirmativa después de la decisión.



Dos señales que transmitan mensajes diferentes deberán estar ubicadas a una distancia mínima de 60 a 100 m.

Distancia Lateral - Cuando no exista acordonado el lado interior de la señal debe colocarse a una distancia mínima de 1,20 m. del borde de la calzada y siempre por fuera del borde de la banquina, si ésta es de ancho menor o igual a 2,40 m. Si la banquina es de más de 2,40 m. de ancho se colocará el poste de la señal (o poste interior en el caso de señal de dos postes) a 0,30 m. del borde de la banquina.



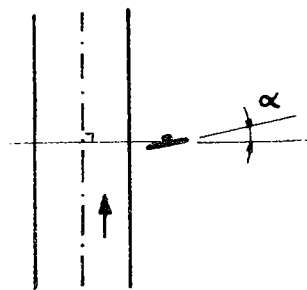
En zonas urbanas, la distancia entre la orilla del tablero y el cordón será como mínimo de 0,30 a 0,60 m.

Altura - En caminos rurales la altura desde el borde de la calzada a la parte inferior del tablero de la señal deberá ser por lo menos de 1,20 m. respecto de la cota en el eje.

En zonas urbanas, donde se prevea el estacionamiento de vehículos, para ser visibles las señales y evitar que sean peligrosas para los peatones, se recomienda una altura mínima de 2,10 m. a la parte inferior del tablero.

Angulo de Colocación - Las señales deben instalarse en posición vertical, con un ángulo tal que no pierdan su efecto reflector pero que tampoco causen deslumbramiento por reflejo de los propios focos del vehículo.

Normalmente se adopta un pequeño ángulo (del orden de 2°) en sentido antihorario respecto de la perpendicular al tránsito.



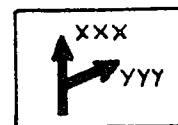
CONDICIONES RELATIVAS AL TIEMPO DE RESPUESTA

El tiempo necesario para que un conductor responda al mensaje que transmite una señal depende de los siguientes factores:

1º) Tiempo de reacción - puede ser de 1 segundo para mensajes simples



ó de 4 a 5 segundos cuando sea preciso decidir entre varias alternativas.



2º) Tiempo de maniobra - es el necesario para hacer los cambios de trayectoria indicados en el mensaje.

Este tiempo es muy variable porque puede influir el tener que esperar que la corriente vehicular brinde la oportunidad para poder efectuar la maniobra.

Un cambio de carril puede llevar 3 segundos, o mucho más si no se encuentra el hueco en la senda adyacente.

3º) Velocidad de los vehículos - a los efectos de la señalización se adopta la velocidad directriz de la vía.

4º) Distancia de legibilidad - es mayor cuando el mensaje se transmite por símbolos que por palabras.

Ya vimos que ésta depende del tamaño y forma de las letras, colores, luz diurna o iluminación, etc.

5º) Distancia de anticipación - es la distancia entre la señal y el lugar de la vía en que se aplica su mensaje. Ya se discutió este hecho al tratar la ubicación longitudinal.

Es evidente que la suma de las distancias de legibilidad y anticipación debe ser por lo menos igual a la distancia recorrida por el vehículo mientras transcurren los tiempos de reacción y de maniobra.

$$d_l + d_a = \frac{v}{3,6} (t_r + t_m) \quad [v]: \text{km/h} - \text{velocidad directriz}$$

La distancia de legibilidad de inscripciones puede expresarse en función de la altura de las letras, según el tipo de serie utilizada, como:

$$d_l = k \times h \quad \text{en que: } h = \text{altura de las letras (cm.)}$$

$k = \text{constante de legibilidad (m/cm de altura)}$
para cada alfabeto (P.ej.: serie 4; $k = 4$)

Sustituyendo:
$$d_a = \frac{v}{3,6} (t_r + t_m) - k \times h$$

o bien:
$$h = \frac{v}{3,6 \times k} (t_r + t_m) - \frac{d_a}{k}$$

Ejemplo: Señal de información anunciando la salida de una carretera cuya velocidad directriz es de 80 km/h.

Se considera que el tiempo de reacción es de 5 seg. y el de maniobra 10 seg. Se utilizará un alfabeto con $k = 6$ m/cm.

Determinar la altura de las letras si el letrero se coloca en la propia salida de la ruta:

$$h = \frac{80}{3,6 \cdot 6} (5 + 10) - \frac{0}{6} \approx 55 \text{ cm.}$$

Se necesitaría un tablero muy grande. Limitando la altura de las letras a 30 cm., calcular a qué distancia de anticipación habría que colocar el letrero.

$$d_a = \frac{80}{3,6} (5 + 10) - 30 \cdot 6 \approx 150 \text{ m.}$$

Marcas para el tránsito

Las marcas consisten en rayas, símbolos, letras u objetos que se pintan o colocan en los pavimentos, estructuras, cordones u otra parte de la vía, con el fin de regular o canalizar el tránsito, indicar ciertos riesgos o informar a los usuarios de la carretera.

Las marcas se usan generalmente como complementarias de las indicaciones de tránsito. Las rayas que en otras ocasiones desempeñan por sí solas el papel de señalamiento, como la línea de prohibición de

adelantamiento).

Tienen la ventaja que en condiciones de tiempo favorable proporcionan su mensaje sin desviar la atención del conductor; en cambio con mal tiempo (lluvia) o durante la noche, pueden disminuir su visibilidad, además de sufrir desgaste y hasta borrado total bajo la acción del tránsito.

MARCAS EN EL PAVIMENTO

Sirven para guiar o encauzar adecuadamente el tránsito, hacer las veces de barrera psicológica entre corrientes vehiculares de sentidos opuestos o para proporcionar información sobre giros, zonas especiales, etc.

Pueden emplearse los siguientes tipos de marcas sobre calzadas pavimentadas:

- 1) Pintura simple.
- 2) Pintura reflectante (micro esferas de vidrio).
- 3) Pintura termoplástica (en caliente).
- 4) Tachuelas metálicas o plásticas (incrustadas a ras del pavimento).
- 5) Franjas permanentes de hormigón blanco o coloreado, tabiques o bloques incrustados.
- 6) Cristales o dispositivos reflectantes (tachas).
- 7) Vibradores o "despertadores".

Las marcas en el pavimento más comunes son las rayas pintadas, continuas o discontinuas, de colores blanco o amarillo.

Los tipos de demarcaciones pintadas pueden clasificarse en:

- a) Líneas centrales - utilizadas para separar corrientes vehiculares de sentidos opuestos. Generalmente se colocan en el eje del pavimento.
En calzadas de dos carriles, cuando haya suficiente visibilidad para sobrepaso, se utilizará una franja blanca discontinua de 10 a 15 cm. de ancho, en segmentos de 5 m. pintados, separados por 8 m. de distancia.
En calzadas de dos sentidos con dos o más carriles en cada sentido se pintarán dos franjas amarillas continuas de 10 a 15 cm. de ancho separadas no menos de 8 cm.
- b) Líneas de carril - se utilizan para demarcar los distintos carriles de una calzada, donde sea necesario organizar la distribución lateral de los vehículos para aprovechar mejor el ancho de la misma.
Se pintarán como franjas blancas discontinuas de 10 a 15 cm. de ancho, en segmentos de 8 m. separados por espacios de 5 m.
- c) Líneas de barrera - son líneas longitudinales que se emplean para indicar los tramos de la vía donde no se autorizan las maniobras de adelantamiento, por no existir distancia de visibilidad adecuada.
Todo el tránsito debe circular a la derecha de ellas.

Consisten en una franja amarilla continua de 10 a 15 cm. de espesor colocada a unos 7 a 10 cm. a la derecha de la línea de separación de sentidos, cuando la restricción de sobrepaso es en un solo sentido. Cuando se prohíbe el adelantamiento en los dos sentidos de circulación se pintará una doble franja amarilla continua.

- d) Líneas de bordes de pavimento - se utilizan para guiar a los conductores dentro de su senda en la noche o con malas condiciones de visibilidad.

Cuando por la importancia del camino o el volumen del tránsito se justifique su uso, se pintará una línea blanca continua de 5 a 10 cm. de espesor en cada borde de calzada.

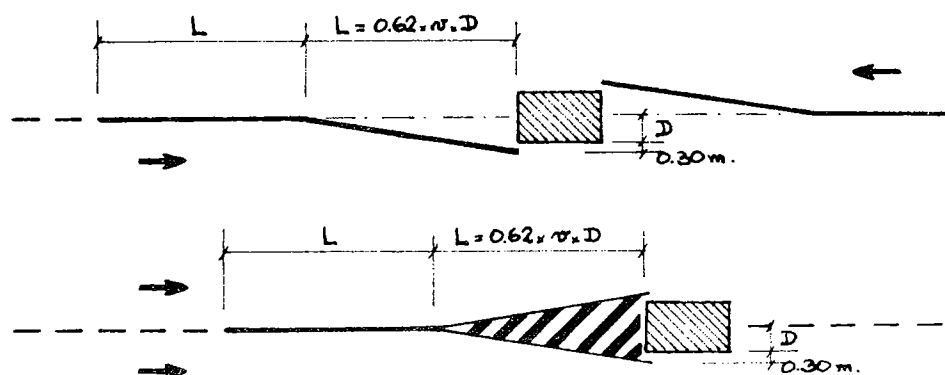
- e) Líneas canalizadoras de tránsito - se emplean para encauzar el tránsito en ciertas direcciones, como ser demarcación de carriles de espera para giro a la izquierda, reducción asimétrica de carriles o transiciones de ancho de pavimento.

Son en general líneas amarillas continuas, dobles o simples, según el caso.

- f) Demarcación de isletas pavimentadas - es un caso particular del anterior, como guía del tránsito en intersecciones, donde cualquier otro dispositivo tipo acordonado o isleta verde pudiera resultar peligroso.

Se pintan como líneas continuas amarillas, pudiéndose trazar rayas anchas oblicuas en su interior.

- g) Aproximación a obstáculos - consisten en una o dos rayas amarillas continuas (según sean dos o más carriles respectivamente) que se desvían del eje del camino desde una distancia $L = 0,62 \times v \times D$ (v : velocidad, en km/h; D : distancia de apartamiento lateral del obstáculo al eje, en m.), hasta pasar a 30 cm. a la derecha del obstáculo. Según se requiera que los vehículos pasen por un solo lado del objeto o por ambos lados en un mismo sentido, se adopta:



h) Líneas de parada - son líneas transversales que marcan el lugar de la calzada donde se deben detener los vehículos para obedecer la indicación de una señal de PARE o semáforo.

Se trazan como franjas blancas continuas de 30 a 60 cm. de espesor, en todo el ancho del carril afectado por la indicación de la señal.

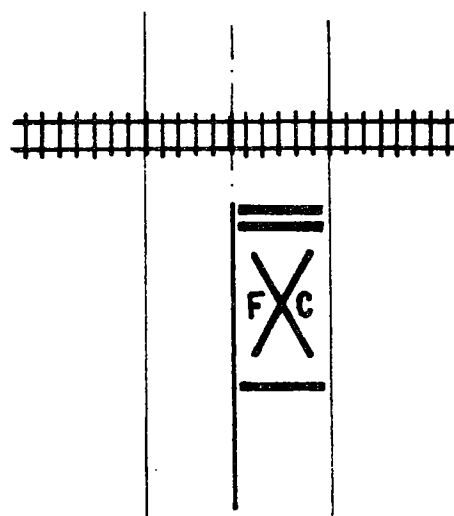
También se colocan previo a un cruce peatonal, a 1 m. de distancia.

i) Líneas para cruce de peatones - definen los lugares por donde deben cruzar la calzada los peatones.

Se pintarán dos rayas transversales paralelas blancas continuas, de 15 a 25 cm. de ancho, separadas a una distancia igual al ancho de las veredas que unen y nunca menos de 1,80 m.

j) Marcas para cruce de vía férrea - Consistirán en una X (cruz de San Andrés), con las letras F y C pintadas una a cada lado, barras transversales de parada y línea central continua, todas ellas en pintura blanca.

Estas marcas son únicamente auxiliares de la señalización vertical, debiéndose colocar de todas formas las señales comunes, barreras y/o semáforos necesarios.



k) Marcas para estacionamiento -

l) Inscripciones en el pavimento - estas marcas serán blancas y se emplearán como complemento de mensajes transmitidos por señales de reglamentación. Podrán ser símbolos, flechas o palabras, en número mínimo y nunca más de tres.

Debido al pequeño ángulo de la visual del conductor con el pavimento, las inscripciones deben hacerse con letras y números alargados, de tamaño no menor de 2,40 m. Si la leyenda consiste en más de una palabra, deberá leerse de abajo hacia arriba, es decir en el sentido de avance del tránsito, dejando un espaciado entre líneas igual a 4 veces la altura de las letras.

m) Otros tipos de marcas -

Pintura de cordones: para definir áreas de estacionamiento restringido (amarillo o rojo continuo o segmentado). También se utiliza pintura reflectiva para hacerlos visibles en la noche.

Marcación de objetos: se utiliza para indicar a los conductores la

presencia de obstáculos dentro de la calzada o próximo a ella, cuando estos constituyan un peligro para el tránsito (pilas de pasajes superiores, estribos de puentes, isletas, semáforos, soportes de señales elevadas, postes, árboles, rocas, estructuras con gálibo limitado, etc.). Estas marcas consistirán generalmente en bandas diagonales (a 45°), pintadas alternativamente amarillas o blancas y negras, de no menos de 10 cm. de espesor. En caso que no sea posible aplicar la pintura directamente sobre el obstáculo, se colocarán paneles indicadores de peligro encima o frente al mismo. Se podrán pintar además rayas de aproximación al obstáculo, según lo ya visto.

Si los obstáculos fueran muy peligrosos podrá emplearse un semáforo de destello de color ámbar.

Los objetos cercanos a la vía de circulación contra los cuales un vehículo puede chocar en caso de desviarse de su trayectoria de circulación, como ser defensas, árboles, postes, etc., podrán pintarse de blanco.

POSTES Y PARAPETOS

a) Postes delineadores de tránsito - Se emplean para demarcar los bordes de la vía de circulación, como guía del tránsito y como ayuda para la conducción nocturna.

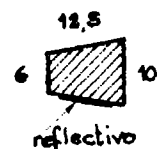
Pueden ser colocados para delinear tramos rectos largos, curvas, transiciones de ancho de pavimento, para señalar los muros de cabeza de alcantarillas, para mejorar la definición a distancia de empalmes e intercambiadores, etc.

Los delineadores serán postes, generalmente de hormigón armado, de sección transversal trapecial, con una lámina reflectante o superficie pintada reflectiva blanca en su extremo superior de cara al tránsito y amarilla por detrás.

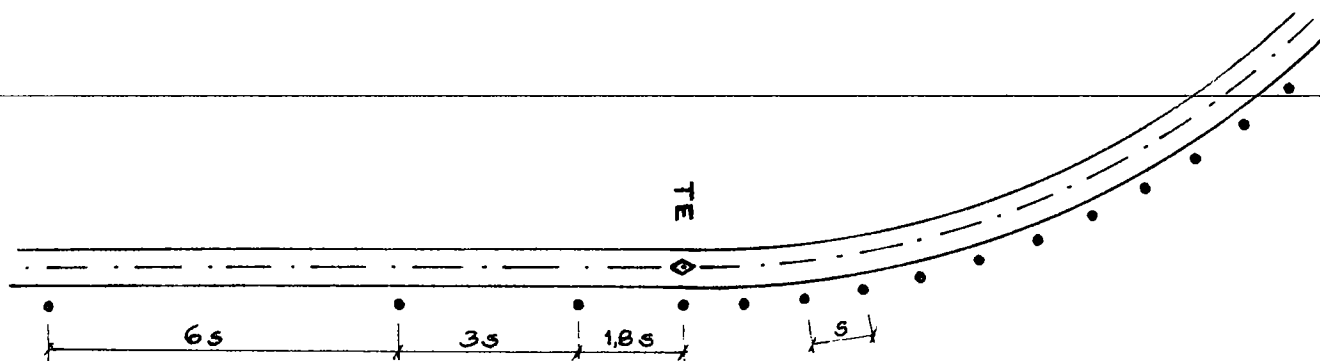
Se colocan al borde de banquina, a una distancia entre 1,20 y 2,50 m. del borde de calzada, sobresaliendo 1,20 m. por encima de la cota de eje del pavimento. Longitudinalmente, en las curvas, se ubicarán separados entre sí a una distancia

$$s = \sqrt{1,25 \times R}$$

con un mínimo de 5 m. y un máximo de 50 m.

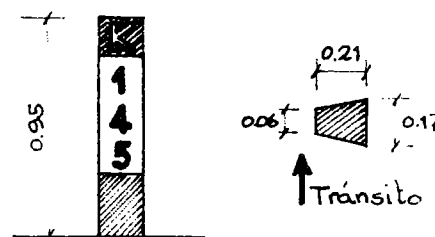


Radio de la curva (m.)	1500	1000	800	500	250	100	50
Separación (m.)	45	37	30	24	16	10	6



b) Postes kilométricos - Como indicadores de kilómetro se colocan postes de hormigón armado, de sección trapezoidal, con una letra K y el número correspondiente rehundidos.

La letra K se pintará de color blanco reflejante sobre fondo verde, los números negros sobre fondo blanco y el pie del poste verde, según la Lám. Tipo Nº 134 de la Direcc. de Vialidad.



Se colocarán sobresaliendo 95 cm. por encima de la cota de eje de pavimento, a la misma separación del borde que los postes de señales y/o delineadores.

La práctica usual es colocar los postes con numeración par a la derecha (en sentido ascendente; desde Montevideo) y los impares a la izquierda.

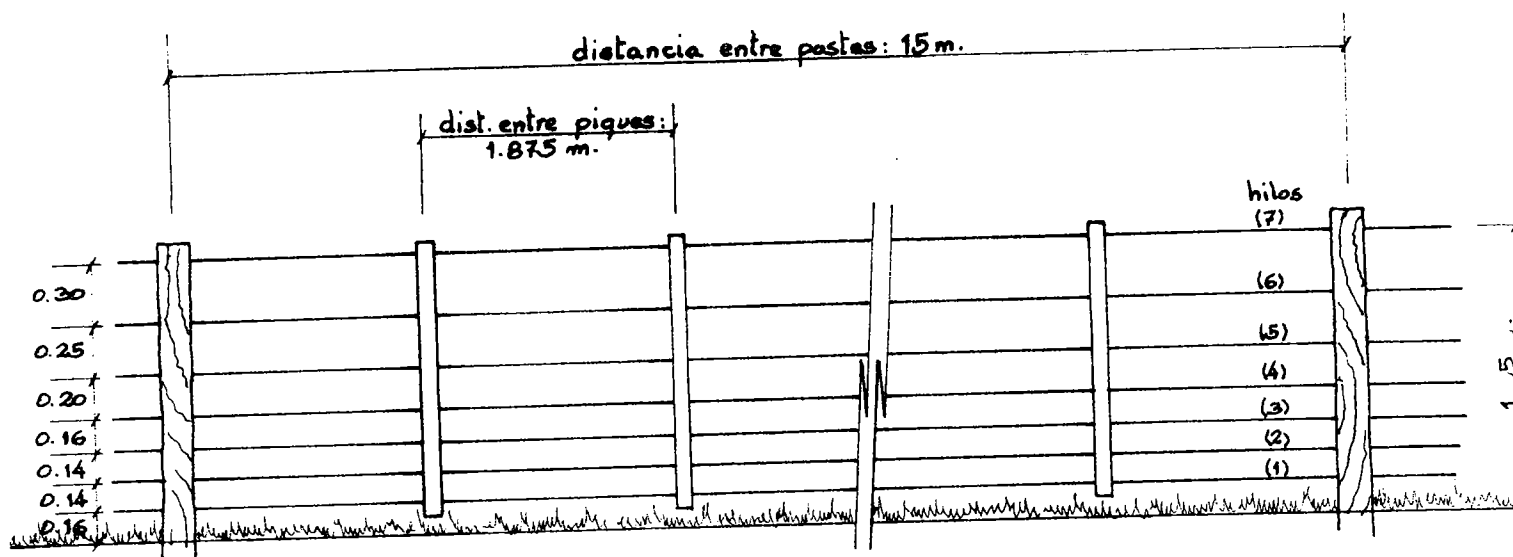
c) Parapetos para la protección del tránsito - Se utilizan como elemento de contención ante la eventualidad de desvío de un vehículo hacia afuera de la calzada, en zonas peligrosas tales como: terraplenes altos, curvas pronunciadas, divisorias de tránsito, canalizaciones de circulación, protección de peatones o construcciones, etc.

Pueden ser postes simples o con barrera.

Se construyen en madera, hormigón armado y actualmente con postes metálicos y barrera de chapa doblada galvanizada (flex beam).

Alambrado de Ley

El alambrado de Ley es la materialización del cerco divisorio que se debe instalar entre la propiedad privada y la faja del camino. Consta de 7 hilos dispuestos de la siguiente forma:



Los postes serán de madera dura, piedra granítica u hormigón armado, con una longitud mínima de 2,20 m., enterrados como mínimo 0,80 m.

Los piques serán de madera, de 1,40 m. de longitud; los alambres pasarán por agujeros barrenados y se atarán a los mismos.

Los alambres serán ovalados, de acero recubiertos con galvanizado, calibres 18/16 para los hilos extremos y central (1, 4 y 7) y calibres 17/15 para los restantes (2, 3, 5 y 6).

Se colocarán postes esquineros en los extremos de alambrados o aperturas de porteras (en parejas, separados 1,30 m. y arriostrados entre sí), en las uniones con alambrados existentes y en sustitución de postes comunes de tal forma que no haya más de 300 m. entre dos esquineros consecutivos. Los postes esquineros se anclarán al terreno por riendas y muertos de piedra, hormigón o travesaño de madera dura.

BIBLIOGRAFIA

- * "Manual de Ingeniería de Tránsito" - Guido Radelat -
Cap. XIII - Señales y Marcas.
- * "Manual de Dispositivos para el Control del Tránsito en Calles y Carreteras" - (S.A.H.O.P.) Secretaría de Asentamientos Humanos y Obras Públicas - México -
Cap. I - Señales.
Cap. III - Marcas, isletas y obras diversas.
- * "Manual de Señalización" - M.T.O.P.- Direcc. de Vialidad - Departamento de Tránsito - Dic. 1978 -
- * Láminas Tipo de la Dirección de Vialidad - M.T.O.P.-
- * Apuntes de Clase - Ing. E. Milián -
Bol. 14 - Señalamiento.

-----0-----



PAVIMENTOS RIGIDOS



PAVIMENTOS RIGIDOS

Se denominan pavimentos rígidos a los firmes de hormigón hidráulico, de cemento Portland, asentados sobre el terreno natural o sobre bases preparadas.

La diferencia fundamental con los pavimentos flexibles o asfálticos es que a causa de la resistencia a flexión que desarrollan (rigidez), los pavimentos de hormigón distribuyen la carga que soportan sobre una gran zona del terreno, con pequeñas deflexiones y reducidas presiones unitarias transmitidas a la subrasante.

A efectos de lograr un comportamiento satisfactorio de los pavimentos de hormigón durante la vida útil que de ellos se espera, es necesario considerar en el proyecto los siguientes factores:

- a) Tránsito: volumen, tipo, carga y frecuencia.
- b) Subrasante: valor soporte y características del suelo.
- c) Hormigón: resistencia, calidad, dosificación, etc.

a) Tránsito

El volumen y características del tránsito actual y futuro fijan el número y ancho de las sendas del pavimento, mientras que el peso y la frecuencia de las cargas por eje o por rueda determinan el espesor de las losas y otras características del diseño estructural.

Se deben realizar estudios detallados de tránsito, llevando a cabo censos de clasificación y pesaje de vehículos, análisis de las características del tráfico de la región (comercial, residencial, turismo, transporte, etc.), y previsiones de tránsito derivado o generado por el nuevo camino.

Los datos obtenidos en cuanto a número de camiones y omnibus deben clasificarse de acuerdo con sus pesos por eje (modelo y estado de carga), en cantidad y porcentaje sobre el total, confeccionando un detalle de ejes totales para cada rango de carga.

Se considera como "vida útil de diseño" el período de tiempo en el cual el hormigón presta servicio. Si se considerase que esta vida útil finaliza al colocar la primera capa de revestimiento, tendríamos que adoptar duraciones de 20 a 30 años. Sin embargo, se reconoce que la vida útil de un pavimento de hormigón no termina en ese momento sino que continúa sirviendo como el principal elemento para soportar cargas en la estructura del pavimento. Se acostumbra tomar una vida útil de entre 30 y 50 años, siendo lo usual 40 años, lo que se justifica por el comportamiento de antiguos pavimentos aún en servicio, primero como superficie de rodadura y

luego como base sustentadora de cargas.

b) Subrasante

Como consecuencia de su rigidez, el pavimento de hormigón presenta considerable resistencia de flexión (efecto viga) y alta capacidad de distribución de cargas.

Las presiones transmitidas al terreno de apoyo son muy pequeñas, no requiriéndose en consecuencia subrasantes resistentes. Lo que sí se exige del suelo es que sus características y densidad sean uniformes, para que el soporte sea homogéneo en toda la superficie.

A pesar que, debido a las bajas solicitaciones que se transmiten a la base, los suelos naturales de baja resistencia pero razonablemente uniformes son aptos para fundación de pavimentos de hormigón, existen otras condicionantes a tener en cuenta:

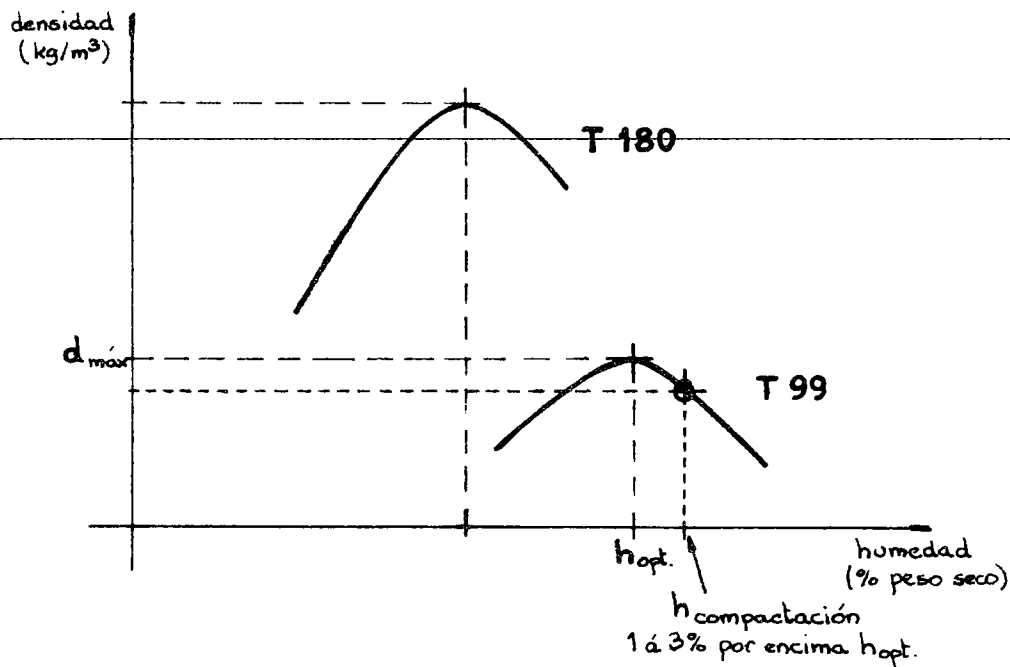
- 1) prevenir contracciones e hinchamientos excesivos en suelos caracterizados por altos cambios volumétricos.
- 2) prevenir el "bombeo" (pumping) o expulsión de lodo de los suelos finos.

En cuanto al punto 1), la variación de humedad en los suelos expansivos producirá subrasantes de soporte no uniforme (*). La contracción y el hinchamiento excesivo de estos suelos se previene con controles adecuados de humedad y densidad durante la compactación.

Como forma de reducir este efecto se ha determinado empíricamente que es recomendable compactar los suelos expansivos con humedades ligeramente superiores al contenido óptimo de humedad que se determina por el ensayo Proctor estandar (AASHTO T-99). No se debe emplear el ensayo Proctor modificado (T-180) porque la mayor energía de compactación aplicada da como resultado pesos unitarios más altos y contenidos de humedad más bajos que el Proctor estandar.

(*) La mayoría de los suelos suficientemente expansivos como para causar distorsión de los pavimentos rígidos, pertenecen a los grupos A-6 y A-7 de la clasificación del Bureau of Public Roads. Algunos suelos de los grupos A-2 y A-4 también pueden experimentar grandes cambios de volumen. El índice de plasticidad constituye un medio práctico para establecer si un suelo es más o menos expansivo:

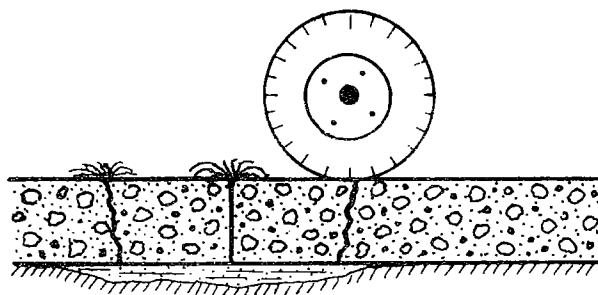
Grado de expansión	% hinchamiento	Índice Plástico
No expansivo	≤ 2	0 - 10
Moderadamente expansivo	2 - 4	10 - 20
Altamente expansivo	> 4	> 20



Se recomienda que los suelos muy expansivos se cubran con una capa aisladora de suelo de bajo cambio volumétrico extendida en todo el ancho de la subrasante. Esta capa mantiene uniforme la capacidad portante de la subrasante reduciendo al mínimo las variaciones de humedad del suelo expansivo originadas por lluvia, exudación, evaporación y/o infiltración. En caso que no se consigan materiales locales adecuados, puede controlarse los cambios volumétricos de un suelo expansivo por adición de cemento o cal.

Con el tiempo la mayoría de los suelos de subrasante alcanzan un contenido de humedad próximo al límite plástico. Este corresponde aproximadamente al óptimo y cuando ya ha sido obtenido durante la construcción, es de esperar que la subrasante mantenga una estabilidad y una capacidad portante uniforme, necesarias para el buen comportamiento del pavimento.

Con relación al punto 2), el bombeo es la expulsión forzada de una mezcla de suelos finos y agua a través de las juntas, grietas y bordes de los pavimentos.



El bombeo es causado por el movimiento de las losas bajo la acción del tránsito pesado cuando las subrasantes de suelos finos plásticos se

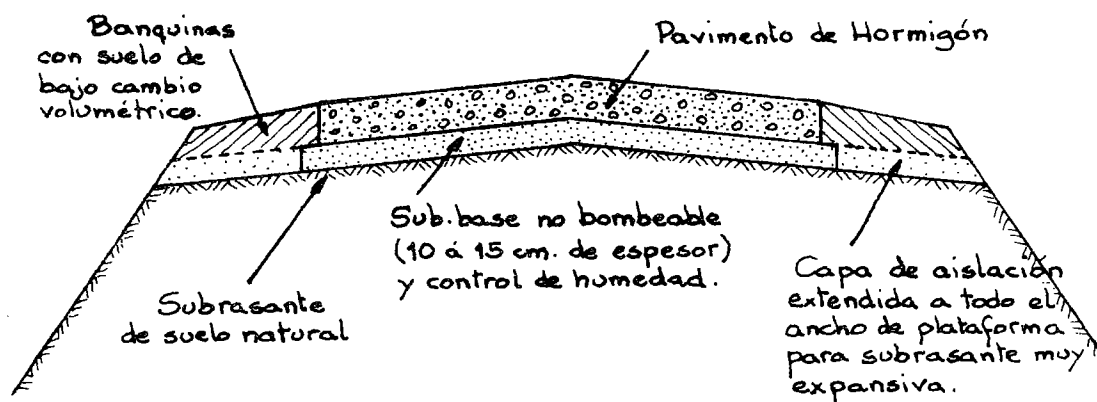
encuentran saturadas.

La repetición del bombeo provoca la remoción del suelo hasta la destrucción de la uniformidad del apoyo, provocando la rotura del pavimento.

Para evitar el fenómeno del bombeo la subbase debe estar constituida por un material granular, tal que:

- No más del 15% pase el tamiz #200 (UNIT 74).
- Índice de plasticidad menor que 6.
- Límite líquido menor que 25.

En general se especifican espesores de subbase de 10 a 15 cm., como capa de prevención contra el bombeo en caminos de tránsito pesado.



El poder soporte que una subrasante suministra a un pavimento rígido se expresa por un coeficiente de proporcionalidad característico del suelo, definido entre la reacción y el hundimiento del suelo bajo carga, llamado módulo de reacción "k" de la subrasante (o coeficiente de balasto).

$$R = k \times i$$

R = reacción en un punto (kg./cm²)
i = hundimiento del mismo (cm.)

k se expresa en kg./cm³ y puede ser determinado mediante ensayos de carga en el terreno (prueba de placa $\phi = 30"$) o por correlación con valores soporte establecidos por otros medios (p.ej.: CBR).

Valores usuales de diseño de pavimentos

Tipo de suelo	"k" (kg./cm ³)
limo y arcilla	2,8
arenoso	5,5
grava arenosa	8,3

Cuando se construye una subbase, con materiales tratados con cemento,

sobre una subrasante $k = 2,8 \text{ kg./cm}^3$, se adoptan los siguientes valores:

Espesor de subbase (cm.)	"k" (kg./cm^3)
10	8,4
12,5	11,2
15	14,0

Si la subbase es de tipo granular no cementada, sobre subrasante $k = 2,8$, los valores del módulo de reacción a considerar serán, a título de ejemplo:

Espesor de subbase (cm.)	"k" (kg./cm^3)
10	3,6
15	3,9
22,5	4,4
30	5,3

c) Hormigón

La elección de los materiales y su dosificación en el hormigón deberá ser la adecuada para obtener una durabilidad satisfactoria en las condiciones de servicio previstas y la resistencia a la flexión requerida.

El pavimento de hormigón estará sometido a diversos tipos de esfuerzos:

- 1) Esfuerzos abrasivos causados por las ruedas de los vehículos.
- 2) Esfuerzos directos de compresión y de corte por efecto de las cargas de las ruedas.
- 3) Esfuerzos de compresión y tracción resultantes de la deflexión de las losas bajo las cargas de las ruedas.
- 4) Esfuerzos de compresión y tracción causados por la dilatación y contracción del hormigón.
- 5) Esfuerzos de compresión y tracción debidos a la deformación del pavimento (combadura de las losas) por efecto de cambios de temperatura y humedad ambiente.

De todos estos esfuerzos, los de flexión bajo cargas aplicadas por las ruedas son los más importantes.

Los esfuerzos de compresión son pequeños en relación a las resistencias usuales del hormigón, siendo los esfuerzos de flexión los más comprometidos en cuanto al diseño del pavimento.

La resistencia a la flexión del hormigón se determina por su módulo de rotura (σ_f), generalmente obtenido por ensayo sobre vigas cargadas en los tercios de la luz.



$$\sigma_f = K \sqrt{f'_c} \quad \sigma_f : \text{resistencia a flexión (módulo de rotura); kg/cm}^2$$

$$K = 2,1 \text{ a } 2,65 \quad f'_c : \text{resistencia a compresión; kg/cm}^2$$

En condiciones medias, un hormigón que posea un módulo de rotura comprendido entre 45 y 55 kg/cm² a los 28 días, resulta económicamente conveniente comparando el espesor contra el costo de los materiales.

Los valores medios obtenidos como representativos en cuanto al módulo de elasticidad del hormigón y su coeficiente de Poisson, son respectivamente:

$$E = 250.000 \text{ a } 350.000 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{y} \quad \mu = 0,15 \text{ a } 0,25$$

DIMENSIONADO DE PAVIMENTOS DE HORMIGON

Las acciones principales que producen tensiones internas en las losas de un pavimento son:

- a) cargas de tráfico
- b) variaciones de temperatura
- c) variaciones de humedad
- d) retracción de fraguado

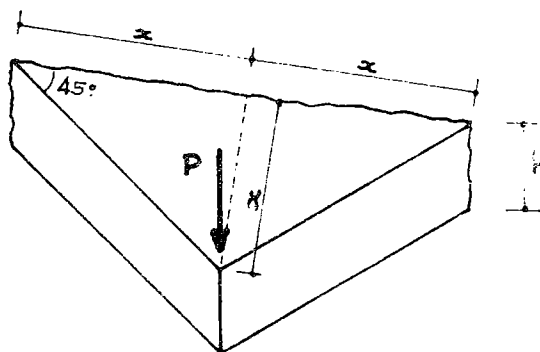
Su efecto aislado o conjunto es el que determinará el estado tensional de la losa para diseño.

Para disminuir las tensiones originadas por las variaciones de temperatura, humedad y retracción de fraguado el pavimento se divide en losas, por juntas debidamente dispuestas, que representan secciones debilitadas del pavimento en las cuales se producen las grietas originadas por estos efectos en forma controlada y regular.

Las tensiones originadas por temperatura y humedad son independientes de las producidas por las cargas exteriores, pero en ciertos casos pueden sumarse. Por ejemplo una losa de hormigón con mayor temperatura en su apoyo que en la superficie (noche fría de verano) se combará elevando sus esquinas, originándose tracciones en las fibras de la cara superior por efecto del peso propio de la losa. Si una carga se aplica sobre la esquina se producirán tracciones en la cara superior, que se suman a las anteriores.

a) Cálculo de tensiones debidas a las cargas de rueda

En primera instancia el Ing. Clifford Older propuso un método de diseño de pavimentos de hormigón basado en el hecho que el punto crítico del mismo lo constituye la esquina de la losa.



Se considera una carga P aplicada en la esquina y se supone que esa esquina de la losa no recibe reacción del suelo.

Por observación directa se adopta una sección de rotura que forma 45°

con los bordes.

Por equilibrio de momentos:

$$P \cdot x = \frac{\partial \cdot I}{z}$$

$$I = \frac{2x \cdot h^3}{12} = \frac{x \cdot h^3}{6} ; \quad z = \frac{h}{2}$$

$$P \cdot x = \frac{\partial \cdot x \cdot h^3}{6 \cdot h/2} = \frac{\partial \cdot x \cdot h^2}{3}$$

$$h = \sqrt{\frac{3P}{\partial}}$$

Este valor de h resulta generalmente excesivo dado las hipótesis simplistas en que se basa el método.

-----0-----

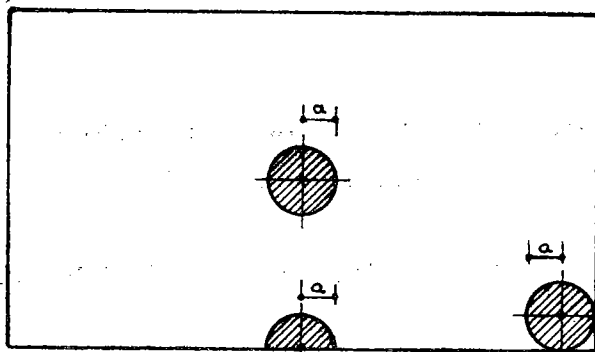
Posteriormente fue desarrollada la teoría del Dr. Westergaard, sobre la base de las siguientes hipótesis:

1) La losa de hormigón se comporta como un sólido homogéneo, isótropo y elástico.

2) El apoyo del terreno es uniforme y su reacción es vertical y proporcional a la deflexión de la losa (subrasante elástica, sólo en sentido vertical).

3) La carga de rueda se distribuye uniformemente sobre un área de contacto circular.

Se analizan las tensiones producidas por una carga uniformemente repartida aplicada en el centro de una losa, en una esquina y en un borde.



Carga por rueda P ,
distribuida sobre
un área circular de
radio a .

Se obtienen los siguientes valores de tensión máxima:

$$\sigma_c = 0,275 \frac{P}{h^2} (1 + \mu) \log \left(\frac{E h^3}{k b^4} \right)$$

$$\text{Gerald Pickett (PCA)} \quad \delta = \frac{4,2 P}{h^2} \left[1 - \frac{\sqrt{a/l}}{0,925 + 0,22 a/l} \right]$$

En caso que no se considere que los bordes de la losa son libres, sino que se adopte el criterio usual de colocar elementos de transferencia de carga a la losa contigua, podemos aceptar que un 20% de la carga aplicada se transmite a la losa adyacente. En consecuencia se sustituye en las fórmulas anteriores P por 0,8 P.

-----0-----

Posteriormente la Portland Cement Association (P.C.A.) desarrolló un método de diseño de pavimentos de hormigón que, basado en las ecuaciones ya indicadas y en experiencias de carga de losas y comportamiento bajo tránsito (AASHO Road Test), suministra "superficies de influencia" para determinar las tensiones que se producen por las cargas de los vehículos en el pavimento.

El uso de las superficies de influencia consiste en dibujar sobre el gráfico las huellas del tren de rodamiento y el tamaño de la losa (a la misma escala que el gráfico) y contabilizar los cuadriláteros incluidos en estas improntas, con sus signos correspondientes.

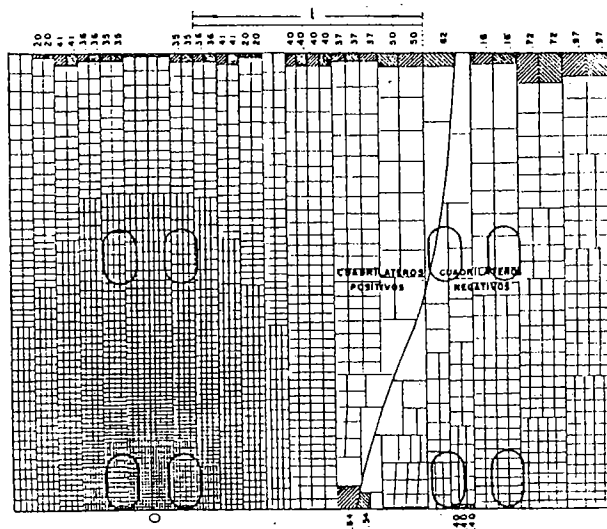


Fig. 5—Gráfico de Influencia para el momento en el punto 0 originado por las cargas en la vecindad del borde del pavimento.

El dibujo de las huellas de los neumáticos puede simplificarse desde el punto de vista práctico, asimilándolas a círculos de igual área. El radio de este círculo equivalente se calcula como:

$$a = \sqrt{\frac{P}{p \times \pi}}$$

P : carga de la rueda

p : presión de inflado del neumático

Siendo N el número de cuadriláteros contados, el momento flector M para el punto O, se calcula por la ecuación:

$$M = \frac{p \times l^2 \times N}{10.000} \quad l: \text{radio de rigidez relativa}$$

Se verifica entonces que la tensión de trabajo del hormigón en el punto considerado será:

$$\sigma = \frac{6 \times M}{h^2} \leq \sigma \text{ adm.}$$

Existen gráficos de superficies de influencia para puntos situados en el borde de la losa (como el presentado), en el interior de la misma y también en las proximidades del borde (a una distancia 0,5 l).

En general el punto en el borde es el más crítico para el dimensionado de un pavimento de hormigón.

-----0-----

Basado en este método de la P.C.A. el Ing. Juan F. García Balado (Instituto del Cemento Portland Argentino) ha realizado una simplificación operativa del mismo, resolviendo el dimensionamiento mediante ecuaciones o gráficos de aplicación inmediata.

Se establece una expresión general de la forma:

$$\frac{M}{P} = \frac{C}{(B + a/l)^n}$$

en la cual:

M: momento en la losa del pavimento

P: carga aplicada

a: radio del círculo equivalente al área de la impronta

l: radio de rigidez relativo

C, B y n: parámetros que dependen de la posición de las cargas en la losa.

$$l = \sqrt[4]{\frac{EI}{(1 - \mu^2) k}}$$

Para el caso de cargas múltiples se introduce el parámetro d/l, siendo d la distancia entre los centros de dos ruedas. (para carga única d/l = 0).

Se dibuja entonces una familia de curvas, con abcisas a/l, ordenadas M/P y paramétricas en d/l; para las posiciones de la carga en el borde libre de la losa y en la zona central.

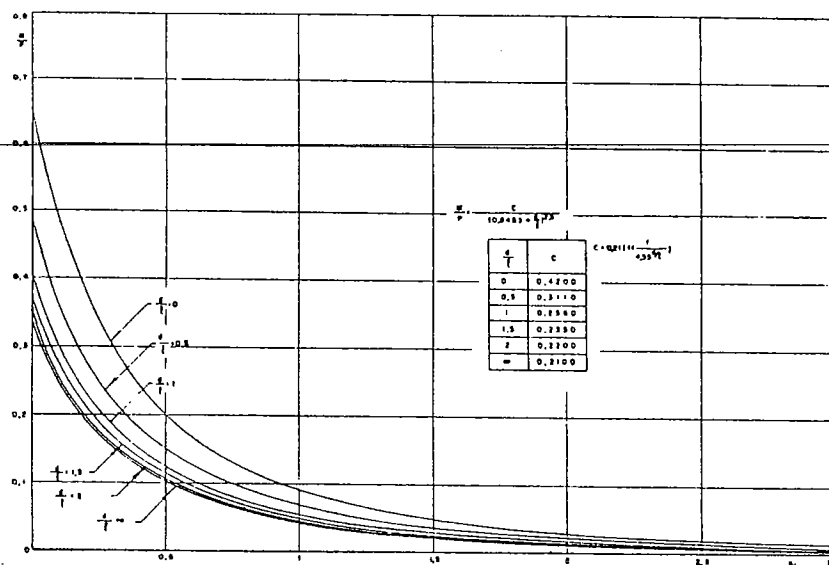


Fig. 9.—Curvas de valores $\frac{M}{P}$ en función de $\frac{a}{l}$. Borde de Losa.

Ecuación para la zona interior:

$$\frac{M}{P} = \frac{C}{(0,774 + a/l)^2} \quad \text{con: } C = 0,101 \left(1 + \frac{1}{3,27^{d/l}} \right)$$

Ecuación para el borde:

$$\frac{M}{P} = \frac{C}{(0,8435 + a/l)^{2,5}} \quad \text{con: } C = 0,21 \left(1 + \frac{1}{4,55^{d/l}} \right)$$

Ecuaciones para la esquina libre (sin transferencia de carga):

* en contacto con la subrasante

$$\frac{M}{P} = \frac{C}{(0,708 + a/l)^{2,5}} \quad \text{con: } C = 0,11 \left(1 + \frac{1}{4,55^{d/l}} \right)$$

* en contacto parcial con la subrasante:

$$\frac{M}{P} = \frac{C}{(0,708 + a/l)^{2,5}} \quad \text{con: } C = 0,15 \left(1 + \frac{1}{4,55^{d/l}} \right)$$

Se define como "Carga Equivalente" aquella carga que, teniendo la misma superficie de contacto e igual presión de inflado, produce el mismo momento flector que un sistema de dos o más cargas.

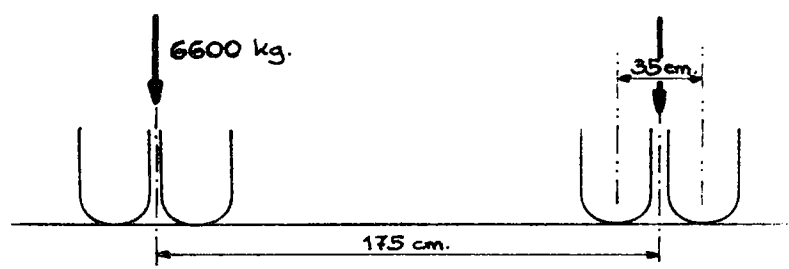
Para trenes constituidos por más de dos cargas el procedimiento general

consiste en determinar las cargas equivalentes por pares de cargas, hasta reducir el conjunto a sólo dos equivalentes al total, con los cual se realiza directamente la determinación de los momentos.

Ejemplo de cálculo

Verificar las tensiones críticas de un pavimento de hormigón, con los siguientes datos:

Carga por eje (rueda dual)	$P = 13.200 \text{ kg.}$	
Módulo de reacción de la subrasante	$k = 8,3 \text{ kg/cm}^2$	
Espesor de losa	$h = 17 \text{ cm.}$	
Hormigón	$E = 300.000 \text{ kg/cm}^2$	$\mu = 0,15$
Presión de inflado	$p = 5 \text{ kg/cm}^2 \text{ (70 psi)}$	



$$\text{Radio de rigidez relativo } l = 4 \frac{E h^3}{12 (1 - \mu^2) k} = 4 \frac{300000 \times 17^3}{12 (1 - 0,15^2) 8,3} = 62,4 \text{ cm}$$

Caso 1) Eje en borde transversal de la losa (junta transversal)

Se calcula la carga equivalente a cada rueda dual.

El radio del círculo equivalente a la superficie de contacto de cada rueda dual es:

$$a = \sqrt{\frac{6600}{5 \times \pi}} = 20,5 \text{ cm.} \quad \frac{a}{l} = \frac{20,5}{62,4} = 0,328$$

Además: $\frac{d}{l} = \frac{35}{62,4} = 0,561$

Aplicando la ecuación para carga en el borde (rueda dual):

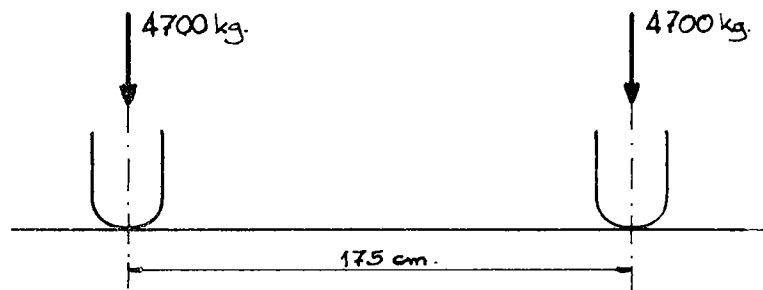
$$\frac{M}{P} = \frac{0,21 (1 + 1/4,55^{0,561})}{(0,8435 + 0,328)^{2,5}} = 0,202 \quad M = 0,202 \times 6600 = 1330 \text{ kg cm/cm}$$

La carga equivalente P_0 (de cada rueda dual) será tal que:

$$\frac{M}{P_0} = \frac{1330}{P_0} = \frac{0,42}{(0,8435 + 0,328)^{2,5}} = 0,283 \quad P_0 = \frac{1330}{0,283} = 4700 \text{ kg.}$$

idem anterior para $d/l = 0$

Nos encontramos en la condición:



Se calcula ahora el momento producido por este sistema de dos cargas P_0 ($4700 \times 2 = 9400$ kg)

El radio del círculo equivalente:

$$a' = \sqrt{\frac{9400}{5 \times \pi}} = 24,5 \text{ cm.} \quad \frac{a'}{l} = \frac{24,5}{62,4} = 0,392 \quad \frac{d'}{l} = \frac{175}{62,4} = 2,804$$

Por la ecuación para carga en el borde (eje de dos ruedas):

$$\frac{M}{P'} = \frac{0,21 (1 + 1/4,55^{2,804})}{(0,8435 + 0,392)^{2,5}} = 0,125 \quad M = 0,125 \times 9400 = 1180 \text{ kg cm/cm}$$

La tensión producida por este momento es:

$$\sigma_j = \frac{6M}{h^2} = \frac{6 \times 1180}{17^2} = 24,5 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{- Valor admisible -}$$

Caso 2) Eje en esquina libre (sin transferencia de carga) de losa - (Contacto parcial con la subrasante)

$$\frac{M}{P} = \frac{0,15 (1 + 1/4,55^{0,561})}{(0,708 + 0,328)^{2,5}} = 0,196 \quad M = 0,196 \times 6600 = 1294 \text{ kg cm/cm}$$

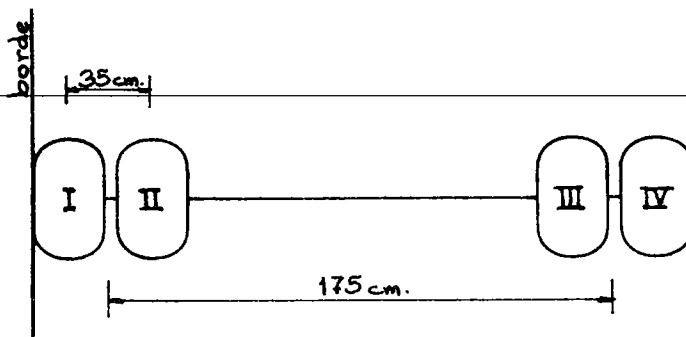
$$\frac{M}{P_0} = \frac{1294}{P_0} = \frac{0,30}{(0,708 + 0,328)^{2,5}} = 0,275 \quad P_0 = \frac{1294}{0,275} = 4705 \text{ kg.} \quad \text{(carga equiv. a cada rueda dual)}$$

$$a' = \sqrt{\frac{9410}{5 \times \pi}} = 24,5 \text{ cm.} \quad \frac{a'}{l} = 0,393 \quad \frac{d'}{l} = 2,804$$

$$\frac{M}{P'} = \frac{0,15 (1 + 1/4,55^{2,804})}{(0,708 + 0,393)^{2,5}} = 0,120 \quad M = 0,120 \times 9410 = 1129 \text{ kg cm/cm}$$

$$\sigma_e = \frac{6M}{h^2} = \frac{6 \times 1129}{17^2} = 23,4 \text{ kg/cm}^2$$

Caso 3) Eje sobre borde libre longitudinal



$$a = 20,5 \text{ cm.}$$

$$\frac{a}{l} = 0,328$$

$$\frac{d}{l} = 0,561$$

Se calcula la carga equivalente de cada rueda dual, por aplicación de la ecuación para carga en el interior de la losa

$$\frac{M}{P} = \frac{0,101 (1 + 1/3,27^{0,561})}{(0,774 + 0,328)^2} = 0,126 \quad M = 0,126 \times 6600 = 832 \text{ kg cm/cm}$$

$$\frac{M}{P_0} = \frac{832}{P_0} = \frac{0,202}{(0,774 + 0,328)^2} = 0,166 \quad P_0 = \frac{832}{0,166} = 5012 \text{ kg.}$$

El efecto producido ahora por un eje de dos cargas P_0 a una distancia de 175 cm., suponiendo la misma presión de inflado, se calcula:

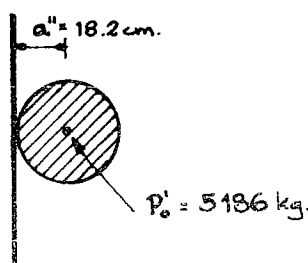
$$a' = \sqrt{\frac{10024}{5 \times \pi}} = 25,3 \text{ cm.} \quad \frac{a'}{l} = \frac{25,3}{62,4} = 0,405 \quad \frac{d'}{l} = \frac{175}{62,4} = 2,804$$

$$\frac{M}{P'} = \frac{0,101 (1 + 1/3,27^{2,804})}{(0,774 + 0,405)^2} = 0,075 \quad M = 0,075 \times 10024 = 752 \text{ kg cm/cm}$$

Para este caso de tren de cargas aplicado en forma normal al borde, debe calcularse la carga única equivalente a todo el eje, suponerse aplicada bajo la rueda I y determinar el momento flector con la ecuación para carga en el borde.

$$\frac{M}{P'_0} = \frac{752}{P'_0} = \frac{0,202}{(0,774 + 0,405)^2} = 0,145 \quad P'_0 = \frac{752}{0,145} = 5186 \text{ kg.}$$

$$a'' = \sqrt{\frac{5186}{5 \times \pi}} = 18,2 \text{ cm.} \quad \frac{a''}{l} = \frac{18,2}{62,4} = 0,292$$



$$\frac{M}{P'_0} = \frac{M}{5186} = \frac{0,42}{(0,8435 + 0,292)^{2,5}} = 0,306$$

$$M = 0,306 \times 5186 = 1587 \text{ kg cm/cm}$$

$$\frac{a}{b} = \frac{6M}{h^2} = \frac{6 \times 1587}{17^2} = 32,9 \text{ kg/cm}^2$$

Caso 4) Eje en zona central

$$a = 20,5$$

$$\frac{a}{l} = 0,328$$

$$\frac{d}{l} = 0,561$$

Por aplicación de la ecuación para zona interior:

$$\frac{M}{P} = \frac{0,101 (1 + 1/3,27^{0,561})}{(0,774 + 0,328)^2} = 0,126 \quad M = 0,126 \times 6600 = 832 \text{ kg cm/cm}$$

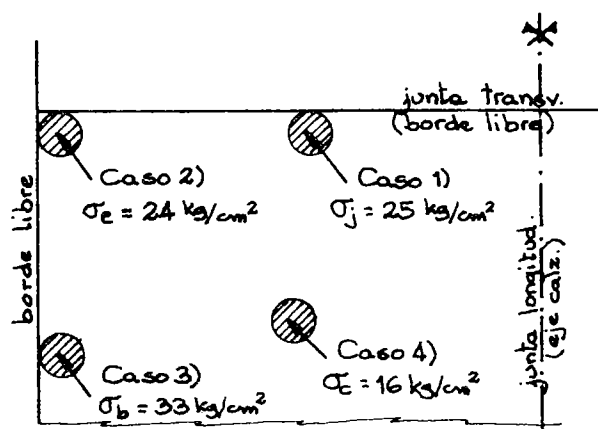
Carga equivalente de cada rueda dual:

$$\frac{M}{P_0} = \frac{832}{P_0} = \frac{0,202}{(0,774 + 0,328)^2} = 0,166 \quad P_0 = \frac{832}{0,166} = 5012 \text{ kg.}$$

$$a' = \sqrt{\frac{10024}{5 \times \pi}} = 25,3 \text{ cm.} \quad \frac{a'}{l} = \frac{25,3}{62,4} = 0,405 \quad \frac{d'}{l} = \frac{175}{62,4} = 2,804$$

$$\frac{M}{P'} = \frac{0,101 (1 + 1/3,27^{2,804})}{(0,774 + 0,405)^2} = 0,075 \quad M = 0,075 \times 10024 = 752 \text{ kg cm/cm}$$

$$\sigma_c = \frac{6 \times 752}{17^2} = 15,6 \text{ kg/cm}^2$$



La tensión más elevada se produce, en este ejemplo, cuando la carga se coloca tangente al borde libre del pavimento.

Ahora bien, esta posición la ocupan solamente el 1% de los camiones circulando, por lo cual su efecto no tiene importancia desde el punto de vista del diseño, considerando el ínfimo efecto de fatiga que pueda producirse en la vida útil del pavimento.

El valor crítico y terminante para establecer el espesor del pavimento de hormigón es la junta transversal, o eventualmente una grieta transversal que pueda producirse. Se considera que en dichas secciones no actúan los dispositivos de transferencia de cargas, sino que éstos son sólo eficientes

para mantener niveladas las losas.

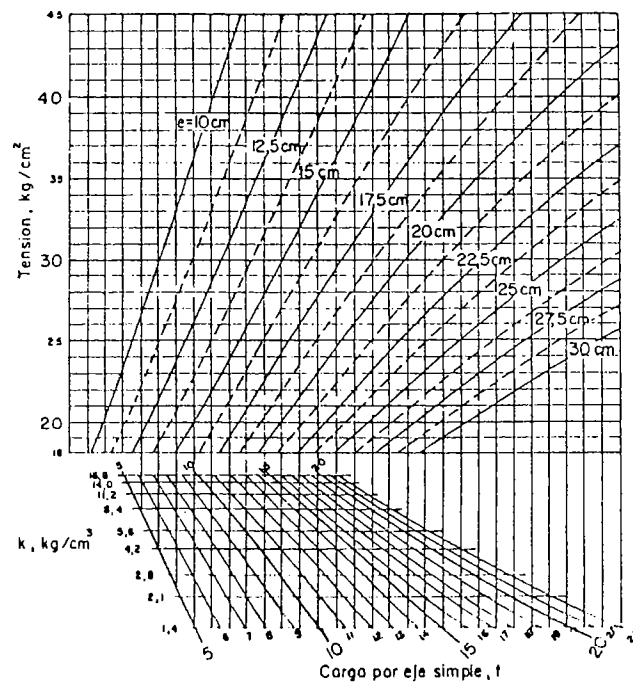
También el diseño cumple la condición que la tensión en la esquina libre, en el caso más crítico de sólo soporte parcial de la subrasante, es similar a la anterior.

-----0-----

Basado en el método desarrollado por el Ing. J. García Balado, el Instituto del Cemento Portland Argentino, en su publicación "Pavimentos Urbanos de Hormigón de Cemento Portland", presenta gráficos de diseño que, en función de las cargas por eje (simple o tandem), el módulo de reacción de la subrasante y la tensión admisible del hormigón a flexión, proporciona el espesor necesario de losa del pavimento de hormigón.

PAVIMENTOS DE HORMIGÓN

ÁBACO PARA EL PROYECTO DE ESPESORES

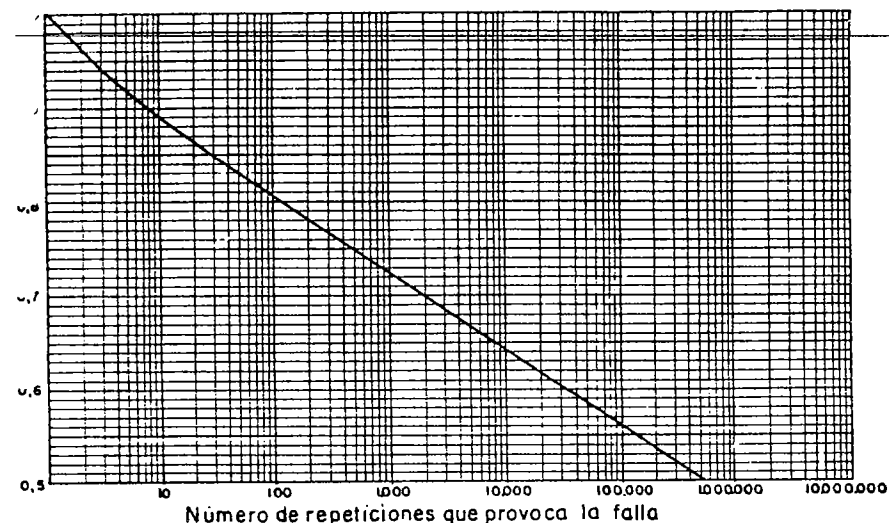


Se introduce además el concepto de "fatiga", o número límite (permitido) de repeticiones de cargas que el hormigón es capaz de soportar.

Cuando las continuas aplicaciones de cargas producen tensiones que no exceden el 50% del módulo de rotura (coeficiente de seguridad = 2), el hormigón soportará un número ilimitado de tales tensiones sin que ocurran fallas por fatiga. Cuando las tensiones producidas exceden el 50% del módulo de rotura, el número de repeticiones de las tensiones para que el hormigón no experimente falla por fatiga queda limitado y responde a un criterio establecido entre ese número de repeticiones que provoca la falla y la

tensión de trabajo.

REPETICIONES PERMITIDAS EN FUNCIÓN DE LA RELACION DE TENSIONES



Relación de tensiones	Repeticiones permitidas	Relación de tensiones	Repeticiones permitidas
0,51	400 000	0,71	1 500
0,52	300 000	0,72	1 100
0,53	240 000	0,73	850
0,54	180 000	0,74	650
0,55	130 000	0,75	490
0,56	100 000	0,76	360
0,57	75 000	0,77	270
0,58	57 000	0,78	210
0,59	42 000	0,79	160
0,60	32 000	0,80	120
0,61	24 000	0,81	90
0,62	18 000	0,82	70
0,63	14 000	0,83	50
0,64	11 000	0,84	40
0,65	8 000	0,85	30
0,66	6 000	0,86	23
0,67	4 500	0,87	17
0,68	3 500	0,88	13
0,69	2 500	0,89	10
0,70	2 000	0,90	8

La capacidad estructural del pavimento está medida por el número de cada tipo de cargas por eje que puede soportar el hormigón sin falla.

Una vez adoptado un espesor de pavimento, por aplicación inversa de la gráfica de diseño, se determina la tensión que produce cada carga y se relaciona con la tensión de rotura. Comparando el número de repeticiones de esa carga previsto en la vida de diseño del pavimento con el número de repeticiones permitido que se determina según la relación de tensiones, se obtiene el consumo de fatiga del hormigón para esa carga y frecuencia dadas.

Ejemplo:	Vida útil: 40 años	$\lambda_{adm.} = 45 \text{ kg/cm}^2$			
Carga p/eje	Repetic.carga	Tensión p/carga	Relac.tensiones	Repetic.permit.	Consumo de fatiga
simp.16,8	14.600	23,5	0,52	300.000	4,3%
tand. 27,6	29.200	24,5	0,54	180.000	16,2%
simp.14,4	43.800	21,5	< 0,5	ilimitadas	---

b) Cálculo de tensiones debidas a variaciones de temperatura.

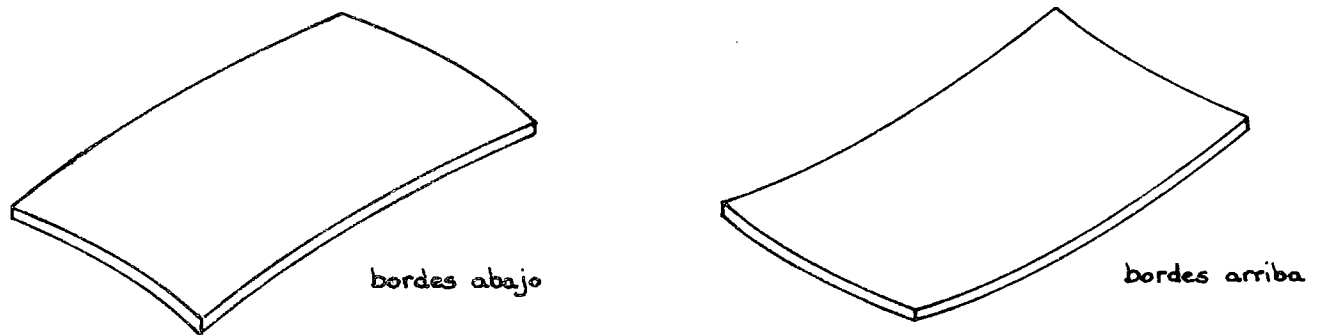
Los cambios de temperatura atmosférica dan lugar a variaciones de temperatura graduales en las losas. La temperatura varía con la profundidad, produciendo dilatación o contracción desigual en las fibras paralelas a la superficie, ocurriendo el combado de la losa.

Este movimiento estará total o parcialmente impedido por el peso propio y la acción de los pasadores o elementos de transferencia de carga, lo que provoca tensiones.

A su vez el combado de la losa altera el grado de contacto con la subrasante, pudiendo aumentar considerablemente las tensiones producidas

por las cargas del tráfico.

En verano, durante el día, la parte superior de la losa está a mayor temperatura que la parte inferior, tendiendo a combarse apoyándose en sus extremos (bordes abajo). Durante la noche, cuando el gradiente de temperatura es inverso, ocurre lo contrario: la losa se levanta en los bordes apoyándose en el centro (combado bordes arriba).



Suponiendo que la variación de temperatura en el interior de la losa es lineal con la profundidad, Bradbury y Kelley han desarrollado expresiones para el cálculo de las tensiones de combado en los bordes e interior de la losa, del tipo:

$$\delta = \frac{E \cdot \alpha \cdot t}{2} \frac{C_1 + \mu C_2}{1 - \mu^2}$$

δ : tensión de combado debida al gradiente de temperatura (kg/cm^2)

E : módulo de elasticidad del hormigón (kg/cm^2)

α : coeficiente de dilatación térmica del hormigón ($\text{cm/cm} \cdot ^\circ\text{C}$);
generalmente = $1 \times 10^{-5} / ^\circ\text{C}$.

t : diferencia de temperatura entre las caras superior e inferior de la losa ($^\circ\text{C}$)

C_1 y C_2 : coeficientes función de L/l .

μ : coeficiente de Poisson del hormigón; usualmente = 0,15.

Dilatación o contracción uniforme

Las variaciones uniformes de temperatura media de la losa originan su dilatación o contracción. Pero este movimiento estará parcialmente impedido por el rozamiento entre la losa y la subrasante.

Las tensiones que se originan varían notoriamente con la longitud de las losas: en las losas cortas carecen de importancia, mientras que en las largas pueden alcanzar valores elevados.

El valor máximo de estas tensiones puede expresarse como:

$$\delta = \frac{f \cdot L \cdot d}{2}$$

en que:

f : coeficiente de fricción entre losa y subrasante

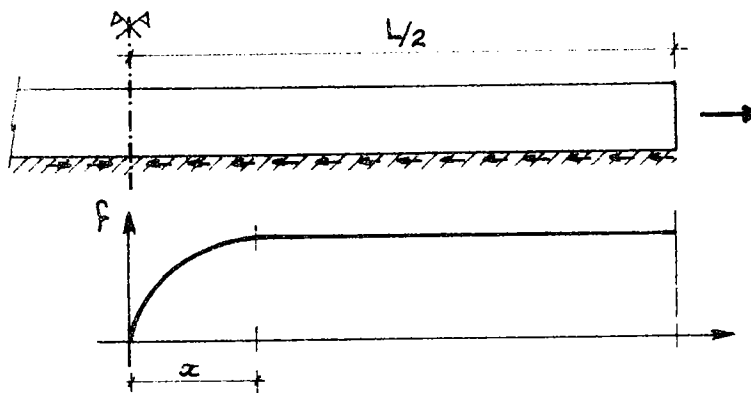
L : longitud de la losa (cm)

d : peso específico del hormigón ($2,4 \times 10^{-3} \text{ kg/cm}^3$)

El valor del coeficiente f no es constante, dependiendo entre otros factores del desplazamiento de la losa y del peso de la placa (espesor de losa). Estas variaciones no son proporcionales y pueden determinarse por ensayos directos. En la práctica el Bureau of Public Roads ha determinado que el esfuerzo máximo horizontal se presenta para desplazamientos del orden de 2,5 mm. y que el coeficiente de rozamiento máximo es de 2,2 en una losa de 20 cm. y 2,5 en una de 15 cm.

Para tener en cuenta la variación de la resistencia al rozamiento con el desplazamiento se supone que, en una placa de longitud L y bordes libres, el coeficiente de fricción varía en forma parabólica desde el centro de la losa (donde se supone nulo) hasta un valor x del desplazamiento donde se alcanza el valor máximo f_m y a partir de ese punto se supone constante. El valor del desplazamiento para f_m puede suponerse en todos los casos igual a 1,5 mm.

$$x = \frac{150}{\Delta t} \quad \Delta t : \text{variación de temperatura (} ^\circ\text{C)}.$$



El coeficiente de rozamiento medio de la placa con el cemento será:

$$x < \frac{L}{2} \quad f = f_m \left(1 - \frac{2x}{3L} \right)$$

$$x > \frac{L}{2} \quad f = \frac{2f_m}{3} \sqrt{\frac{L}{2x}}$$

siendo f_m el coeficiente de rozamiento máximo (obtenido de tablas o mediciones directas).

c) Cálculo de tensiones debidas a variaciones de humedad.

Las variaciones de humedad entre las caras superior e inferior de la losa producen efectos análogos a los cambios de temperatura.

Las tensiones que se producen son menores que las de temperatura y además sus efectos son contrarios. En un día de verano, ya vimos que por mayor temperatura en la superficie que en la cara inferior, la losa tiende a combarse bordes abajo, pero dado que la superficie del pavimento estará más seca que el inferior se provocarán contracciones que actúan en sentido contrario a las dilataciones por temperatura.

Los efectos debidos a cambios de humedad se desprecian, considerándose su efecto contrario a las variaciones por temperatura como un factor de seguridad de magnitud desconocida.

d) Efectos debidos a retracción de fraguado

La retracción de fraguado origina una disminución uniforme de volumen en la losa, que da lugar a tensiones, mucho más grandes cuanto mayor sea el contenido de cemento del hormigón y cuanto menor sea la humedad de la mezcla durante el fraguado.

El coeficiente de retracción tiene un valor medio de 0,00025.

$$\delta_{\text{retr.}} = E \times 2,5 \times 10^{-4}$$

La retracción de fraguado, muy violenta en su etapa inicial, se evita realizando un cuidadoso curado, tratando de mantener el tenor de humedad controlado durante ese período.

CONDICIONES QUE PRODUCEN LAS MAXIMAS TENSIONES DE TRACCION EN LAS LOSAS

Ya hemos visto que las tensiones producidas por el tráfico y por el gradiente de temperatura son las más importantes. En losas largas pueden también importar las originadas por variaciones de temperatura media.

En cuanto a las cargas de tráfico pueden darse tres casos:

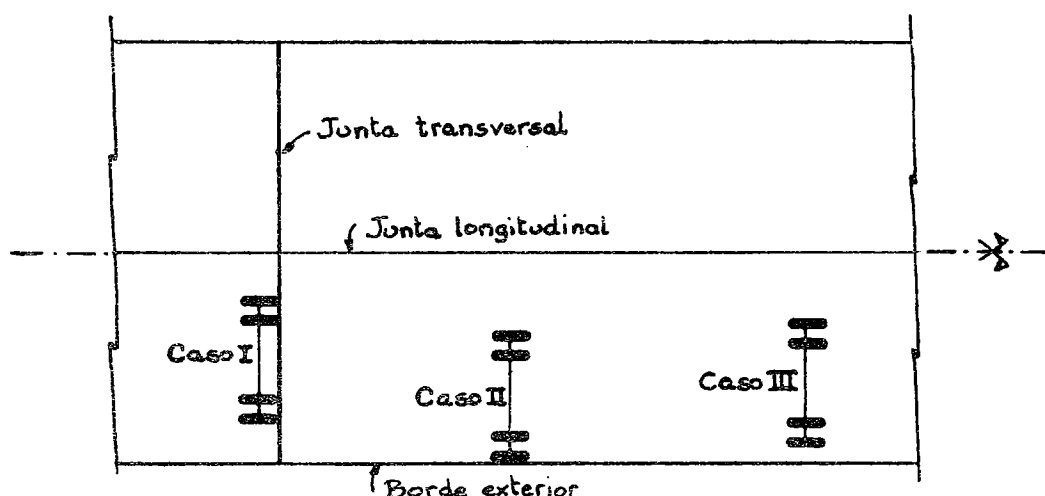
Caso I - cargas en el borde de una junta transversal.- Los esfuerzos de tracción máximos se producen en la cara inferior.

Caso II - cargas en el borde externo del pavimento.- Los esfuerzos de flexión máximo se dan también en la parte inferior de la losa y son mayores que en el caso I, pero la frecuencia de aplicación

de carga en esta posición es muy reducida.

Para cargas en la esquina de la losa, la máxima tracción se da en la cara superior, pero vale la misma consideración en cuanto a frecuencia de tránsito.

Caso III - cargas en el interior de la losa - Los esfuerzos de tracción en la cara inferior son mucho menores que en el caso I ó II.



En cuanto al alabeo por gradiente de temperatura, durante el día, cuando la cara superior está a menudo más caliente que la inferior, su superficie tiende a expandirse y curvar los bordes de la losa hacia abajo. Este alabeo es restringido por la subrasante y por el peso de la losa, causando tracción en la parte inferior y compresión en la superior.

La variación uniforme de temperatura produce también sus efectos. El aumento de temperatura tenderá a provocar dilataciones del hormigón, las cuales al ser restringidas por la fricción entre losa y subrasante producirán tensiones de compresión en su masa. Al disminuir la temperatura ambiente, o al reducirse el calor de hidratación poco después del fraguado inicial, el pavimento trata de contraerse, siendo resistido por su asiento, provocándose tracciones internas.

Los casos más desfavorables serán:

a) Carga interior o de borde en día caluroso.-

La placa comba bordes abajo y se producen tracciones en la cara inferior que se unen a las originadas por el tránsito en el interior y bordes de la losa.

A estos efectos se superponen, disminuyendo la tensión máxima, los efectos de variación de humedad y la resistencia a la dilatación de la placa.

La tensión máxima en el borde inferior de la losa será pues la resultante de:

Tensión debida a la carga + Tensión por gradiente de temperatura -
Tensión por gradiente de humedad - Tensión por dilatación uniforme.

b) Carga interior o de borde y baja temperatura ambiente.-

Se considera el caso de baja temperatura que abarque un período de varios días (otoño e invierno), produciéndose una contracción uniforme de la losa (tracciones).

En noches frías que sigan a días calurosos (primavera y verano) el efecto de disminución de temperatura queda compensado con el combado bordes arriba que se produce y origina importantes compresiones en el fondo de la losa.

La tensión máxima de tracción para carga interior o de borde en época fría se presentará en el fondo de la losa y será la superposición de:

Tensión debida a la carga + Tensión por contracción uniforme - Tensión por gradiente de temperatura - Tensión por gradiente de humedad.
(los dos últimos sumandos pueden considerarse despreciables).

c) Carga en esquina en noche fría.-

En las noches frías de verano se produce un combado de la losa bordes arriba por gradiente de temperatura.

Las tensiones de tracción por carga de esquina en la cara superior de la losa alcanzan valores elevados.

La tensión máxima de tracción en esa cara superior será debida a:

Tensión por carga de esquina + Tensión por gradiente de temperatura.
(demás términos despreciables).

El caso crítico de carga es el c), pero dado que con el aumento del ancho de trocha a 3,60 m. el tránsito se ha desplazado de las esquinas y bordes exteriores hacia el interior de la calzada, la localización del esfuerzo crítico se ha trasladado desde la esquina exterior al borde de la junta transversal. (Método I.C.P.A. - 1977).

JUNTAS

Las juntas de un pavimento rígido tienen por objeto mantener las tensiones que soporta el hormigón, por efecto de carga y temperatura, dentro de ciertos límites admisibles, a la vez que dividen el pavimento en tramos adecuados de construcción.

Según su posición las juntas se clasifican en: transversales o longitudinales, y según su función en: de contracción, de dilatación o constructivas.

JUNTAS LONGITUDINALES

Son paralelas a los carriles de construcción. Pueden ser constructivas o intermedias entre juntas de construcción.

La separación entre juntas longitudinales depende del ancho del equipo de construcción, el ancho total del pavimento y el espesor del mismo.

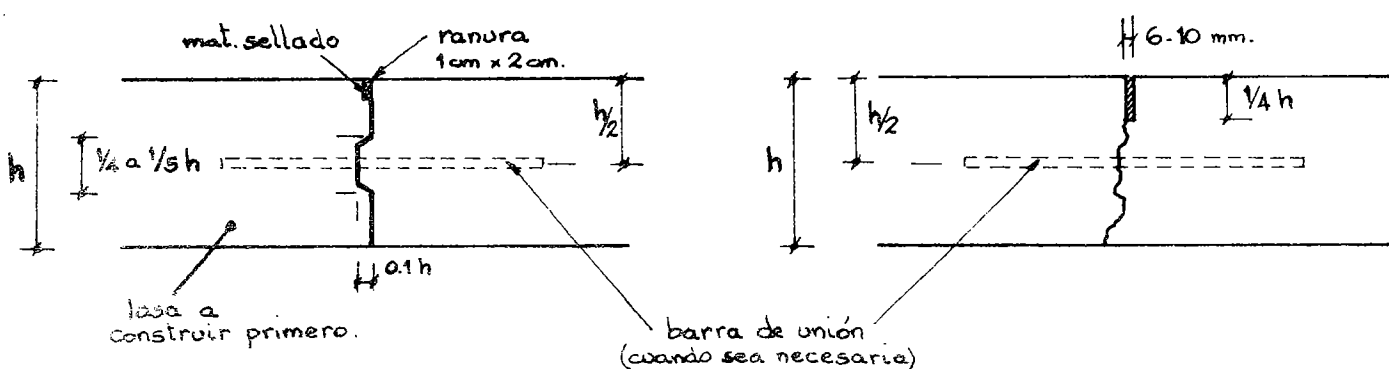
Actualmente los equipos para pavimentación permiten la construcción de fajas entre 7,00 y 12,00 m., ajustándose a un número entero de sendas según el ancho total del pavimento proyectado.

Para losas de espesor menor a 30 cm. las juntas longitudinales no deben estar separadas más de 3,80 a 4,00 m.. En la práctica se hormigonan fajas más anchas con juntas intermedias centradas con las constructivas.

Cuando el espesor de pavimento es mayor de 30 cm. no es necesario la construcción de estas juntas.

Las juntas longitudinales serán machihembradas (caja y espiga) o de ranura superficial (corte a sierra o fleje inserto), debiendo asegurarse en todos los casos una adecuada transferencia de carga,

En todas las juntas longitudinales que disten menos de 11 m. de los bordes se colocarán barras metálicas de unión (anclaje) de hierro corrugado, adheridas a ambas losas, que eviten la apertura excesiva de la junta y su consiguiente pérdida de efectividad en la transferencia de cargas.



JUNTAS TRANSVERSALES

Pueden ser de contracción, de dilatación o constructivas.

Juntas de contracción

Controlan la formación de grietas transversales irregulares que se producen cuando la losa se contrae uniformemente por disminución de la temperatura media o la humedad, provocándose tensiones de tracción por rozamiento con la subrasante.

Asimismo las juntas transversales de contracción actúan, en el caso del combado de la placa por diferenciales de temperatura y contenido de humedad en el espesor de la losa, como una articulación imperfecta que reduce la luz libre de flexión.

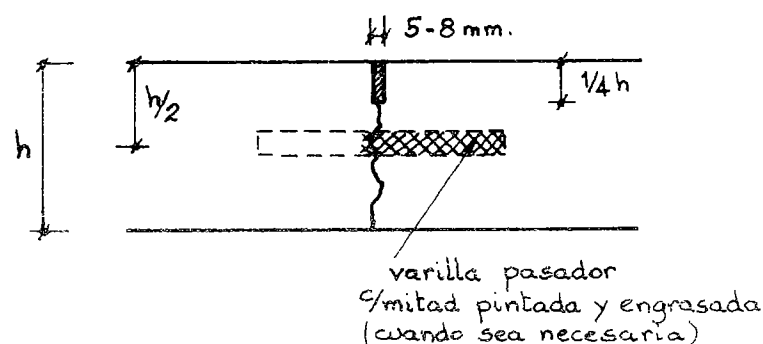
Generalmente se construyen esta juntas como tipo de plano debilitado o ranura superficial, ya sea por aserrado o rehundido de un fleje metálico o listón de madera.

La profundidad de la ranura debe ser por lo menos igual a $1/4$ del espesor de la losa.

La separación entre juntas transversales dependerá del espesor de la losa, si el pavimento es armado o simple, el tipo de árido que compone el hormigón y las condiciones del suelo de subrasante y clima. En pavimentos sin armar suele oscilar entre 4,50 y 6,00 m., para losas del orden de los 20 cm. y agregado silíceo o granítico partido respectivamente.

Es conveniente que la relación entre la separación longitudinal de juntas transversales y el ancho de la losa no exceda de 1,25.

La transferencia de carga en las juntas de contracción se obtiene por la trabazón del agregado entre ambas caras fracturadas cuando la apertura de la junta no es excesiva (pequeña distancia entre juntas) o por varillas lisas redondas llamadas pasadores. Los pasadores no son necesarios cuando las juntas de contracción estén separadas menos de 6 m. Sin embargo estas varillas deben colocarse en las primeras 6 a 10 juntas de contracción (30 m.) a contar de un extremo libre del pavimento o hasta 20 m. de una junta de dilatación. Consisten en una varilla lisa adherida a una de las losas y libre en la otra, lo cual se logra pintando y engrasando una mitad del pasador.



En pavimentos con refuerzo las juntas transversales de contracción se ubican a distancias entre 9 y 20 m., haciéndose necesario el colocar barras pasadores para transferencia de carga en todas ellas.

Juntas de dilatación

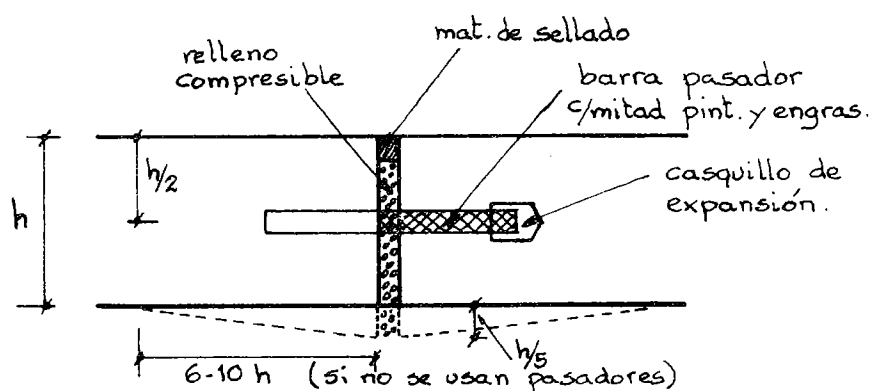
En la actualidad, cuando las juntas de contracción están espaciadas menos de 8 m., no se requieren juntas de dilatación, salvo condiciones especiales.

Originalmente las juntas de dilatación se diseñaban para permitir la libre expansión de las losas, a distancias relativamente próximas.

De acuerdo a la tendencia actual, al separar las juntas de dilatación se restringe la libre dilatación de las losas, sometiendo el pavimento a un estado de compresión axial. Las tensiones de compresión que aparecen se aprovechan para disminuir la tracción, a la vez que mantienen cerradas las juntas de contracción y fisuras que se hayan podido producir en el pavimento, aumentando la eficacia de la trabazón.

Deberán, en cambio, construirse juntas de dilatación entre el pavimento de hormigón y otras estructuras fijas o en intersecciones de pavimentos.

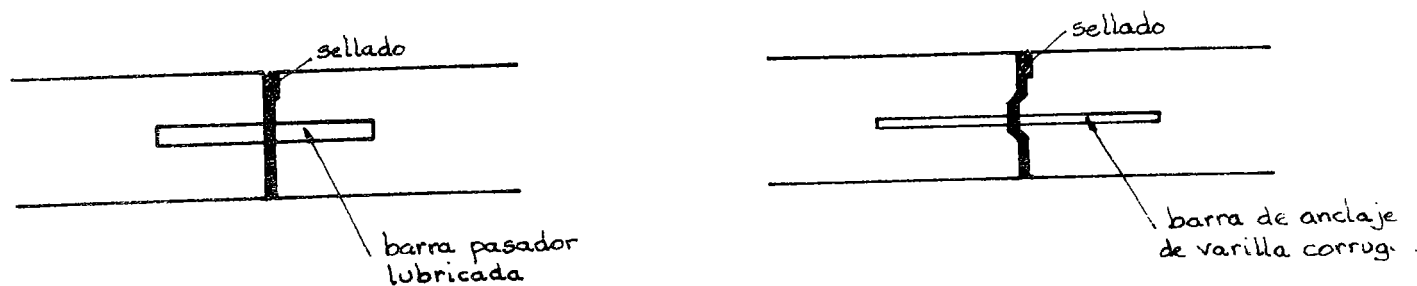
Abarcan la profundidad total de la losa, su ancho es del orden de los 2 a 4 cm., y se rellenan con un material compresible y elástico (cartón o viruta asfaltada, espumplast, etc.). Deben colocarse elementos de transmisión de carga, tipo pasadores, pintados y engrasados en una mitad para que no se adhieran al hormigón, con un casquillo en la punta que permita su movimiento; o en su defecto aumentar el espesor de los bordes en $h/5$.



En general, en condiciones normales y a excepción de separación con estructuras existentes o en intersecciones irregulares, no son necesarias las juntas de dilatación. Si el pavimento se construye en invierno con bajas temperaturas o si los agregados empleados son altamente expansivos, se colocarán juntas de dilatación a distancias de 180 a 240 m.

Juntas constructivas

Son necesarias al final de cada jornada de hormigonado. Se procurará que coincidan con una junta transversal de contracción, construyéndose del tipo a tope con pasador; en caso que se ubiquen en el tercio medio de la distancia entre juntas, deberá contruirse el tipo caja y espiga con barra de unión (para no inducir fisuras en las losas contiguas).



-----0-----

Diseño de barras de unión - Varillas de acero corrugado.

Se proyectan para contrarrestar la resistencia de la subrasante o sub-base al movimiento horizontal de la losa cuando se está contrayendo el pavimento. La máxima tensión será igual al esfuerzo de fricción entre el pavimento y el cemento, en la distancia comprendida entre la junta y el borde libre.

$$n \times \frac{\pi \cdot \sigma^2}{4} = \frac{P \cdot L \cdot C_g}{\sigma_R} \quad \text{siendo:}$$

n : número de barras por unidad de longitud de junta

σ : diámetro de las barras

σ_R : resistencia a la tracción del acero (3000 kg/cm²)

P : peso de la losa por unidad de longitud de junta (2400 kg/m²)

L : distancia entre la junta y el borde libre o junta sin barras

C_g : coeficiente medio de rozamiento (usualmente $\approx 1,5$)

La longitud total de la barra necesaria para el anclaje será: $l = 2 \times \frac{s \times \sigma_R}{p \times t_a}$

con: $s = \frac{\pi \cdot \sigma^2}{4}$ (sección de la barra) $p = \pi \cdot \sigma$ (perímetro de la barra)

t_a : tensión de adherencia (24 kg/cm²)

Basado en estas fórmulas se han confeccionado ábacos en los cuales, conocidos: el espesor de la losa h y la distancia al borde L , se determinan el diámetro σ , la longitud de barra l y la separación entre varillas.

P. ej.: pavimento $h = 18$ cm. y distancia al borde libre: 4 m.
 - $\sigma 6$, longitud: 45 cm., separación: 32 cm. ó
 - $\sigma 8$, longitud: 55 cm., separación: 58 cm.

Diseño de pasadores - Varillas de acero liso

Sus dimensiones son función de la carga de diseño del pavimento. Dado que el espesor del pavimento también es proporcional a la carga, el diseño de pasadores puede en consecuencia definirse según el espesor de losa.

Experimentalmente se obtienen las siguientes tamaños y separaciones:

Espesor de la losa	Diámetro del pasador	Longitud del pasador	Separación de los pasadores
15 cm	Ø 19	40 cm	30 cm
18 "	Ø 25	45 "	30 "
20 "	Ø 25	45 "	30 "
23 "	Ø 32	45 "	30 "
25 "	Ø 32	45 "	30 "

-----0-----

PAVIMENTOS CON REFUERZO CONTINUO (ARMADO)

El empleo de armaduras en las losas de un pavimento de hormigón tiene por objeto mantener cerradas las juntas y grietas y conservar su monolitismo aún después de la fisuración.

El uso de estas armaduras permite una mayor separación de las juntas de contracción, pudiéndose llegar al pavimento continuo. Se construirían solamente juntas transversales de construcción y juntas de dilatación, cuando sean necesarias.

La armadura no tiene en este caso función estructural resistente, sino simplemente evitar el ensanchamiento de grietas que permitan la intrusión de sólidos y agua. La fisuración se produce de todas formas y la experiencia indica que el ideal es cuando su separación promedio es de 1 a 2 m.

El acero distribuido que se usa en los pavimentos de hormigón puede tener la forma de emparrillado de varillas lisas atadas, o más comunmente del tipo de malla electrosoldada de alto límite de fluencia.

La cuantía acostumbrada es del 0,5 a 0,6 % de la sección de hormigón en sentido longitudinal y un mínimo transversal (aproximadamente el 50%) para separación.

La malla se ubica en la mitad del espesor de la losa o ligeramente hacia arriba, asegurando en todos los casos un recubrimiento mínimo de 5 a 7 cm. de hormigón.

CONSTRUCCION DE PAVIMENTOS DE HORMIGÓN

El procedimiento constructivo para un pavimento de hormigón consta fundamentalmente de las siguientes etapas:

- a) Construcción de la capa de cimentación.
- b) Colocación de encofrados.
- c) Colocación de elementos de juntas.
- d) Colado del hormigón.
- e) Compactación o vibración de la masa.
- f) Terminación de la superficie.
- g) Terminación de juntas.
- h) Curado del hormigón.

a) Hasta hace un tiempo se construían los firmes de hormigón sobre cualquier clase de terreno, sin preparación especial más que un perfilado exacto paralelo a la superficie final del pavimento. Este hecho, basado en las bajas presiones que la losa transmite a su fundación, no resulta conveniente desde el punto de vista experimental, obteniéndose mejores resultados cuando el suelo de cimentación tiene además características tales que garantizan su uniformidad de sustentación, evitan el fenómeno de bombeo (pumping) y constituyen una base firme y segura de trabajo.

En cuanto al espesor del firme, la variación del tipo de terreno de fundación influye poco sobre las dimensiones de la losa, dado que el módulo de reacción del terreno "k" tiene poca incidencia en el resultado final.

Actualmente se emplean bases de suelos estabilizados con cemento u hormigones pobres, en espesores de 15 a 30 cm., extendidos de tal forma que superen el ancho del pavimento en 30 a 50 cm. hacia cada borde.

El porcentaje de cemento a incorporar al suelo granular de subbase varía del 4 al 5% según su granulometría, debiéndose en todos los casos lograr una mezcla que desarrolle una resistencia mínima a la compresión de 21 kg/cm^2 a los 7 días, para tránsito pesado.

Debe realizarse una compactación uniforme y eficaz de esta capa de fundación, utilizando para ello equipos de compactación de tipo rodillo liso, estático o vibratorio, rodillo neumático, etc.

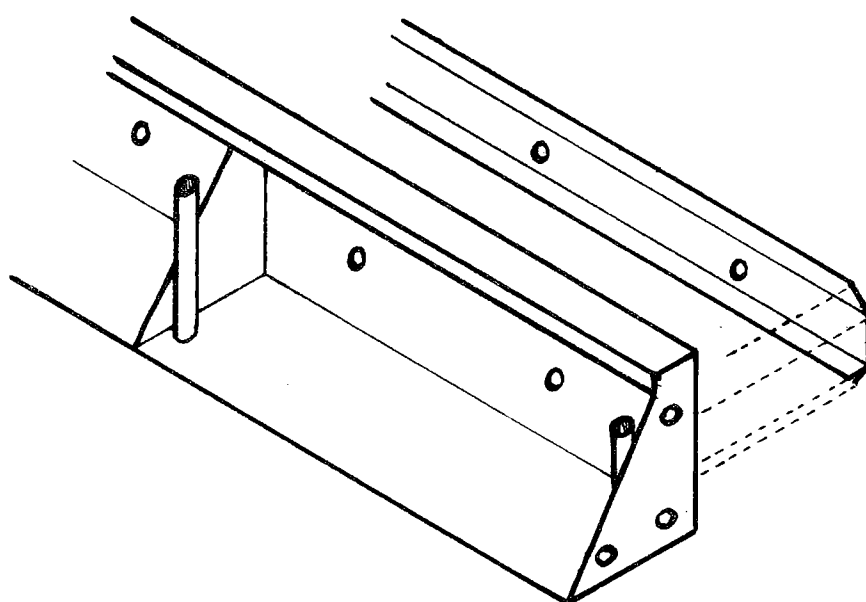
Sobre la superficie terminada es conveniente hacer un riego de material asfáltico como forma de prevenir la evaporación de la humedad del suelo y lograr un correcto curado de la mezcla.

b) Una vez preparado el cimiento se colocan los encofrados laterales del pavimento, que tendrán por función contener el hormigón hasta su fraguado y también servir de guía, y a veces hasta de apoyo, para la ejecución del firme.

Por estas razones el encofrado se asienta firmemente sobre el cimiento, manteniendo una perfecta alineación y controlando sus cotas con la rasante.

Cuando se utilizan máquinas pavimentadoras, que terminan el firme en forma automática, los rodamientos de estas máquinas pueden ser apoyados directamente sobre el encofrado, razón por la cual éstos deben ser metálicos y con una guía superior en forma de carril.

Los encofrados se fijan al terreno por medio de estacas metálicas, de forma tal que queden bien sujetas al molde y aseguren su estabilidad.



c) En caso que se prevea la construcción de juntas con pasadores de transferencia de carga o barras de anclaje, deben colocarse estos elementos previamente al tendido del hormigón, en forma tal que se asegure su correcta ubicación, alineación y horizontalidad. Generalmente se apoyan con grampas o parrillas fijadas al cimiento, que a su vez quedan incorporadas posteriormente al pavimento.

Algunos de estos elementos pueden eventualmente colocarse después de colado el hormigón por vibración o directamente inmersión en la masa fresca.

En las juntas longitudinales los hierros se colocan previo al hormigonado a través de orificios que se realizan en los moldes.

En el caso de juntas de dilatación o juntas transversales constructivas se deben colocar moldes de cierre con sus correspondientes elementos de

relleno o transferencia de carga.

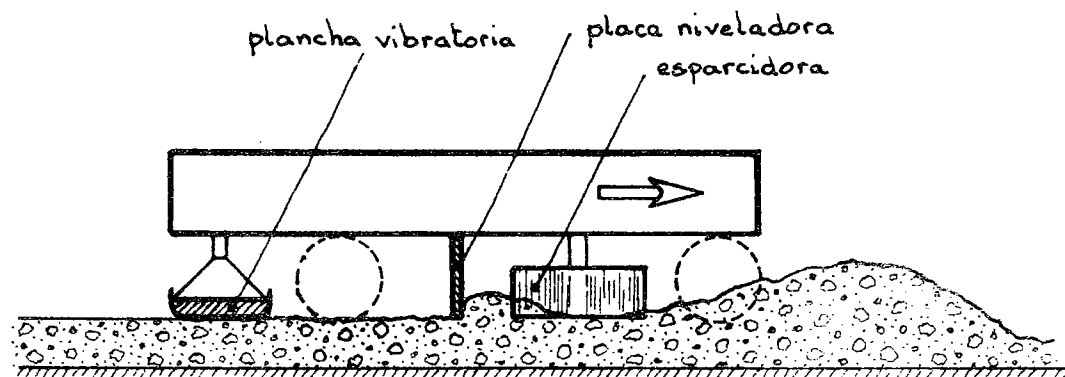
d) La preparación del hormigón se realiza en plantas centrales, de dosificación y mezclado, siguiendo la dosificación ya ensayada en cuanto a los distintos áridos, el cemento, el agua y eventualmente productos aditivos (aireadores, plastificantes, etc.).

El transporte y tendido del hormigón se realiza preferiblemente en camiones mezcladores que mantienen la uniformidad de la mezcla durante el recorrido y una vez en el sitio vierten lo más cerca posible del lugar de empleo, con el fin de evitar la segregación del hormigón.

Una vez depositado en el sitio, es necesario extender el hormigón con el espesor necesario y en forma uniforme antes de proceder a su compactación. Esta tarea puede realizarse manualmente, a pala o por medios mecánicos.

En este caso se utiliza una extendidora que se desplaza por encima de los moldes y que, con un sistema de tornillo sin-fin o con una placa distribuidora de movimiento transversal al avance, reparte el hormigón en la faja a la vez que una viga niveladora por detrás arrastra todo exceso y rellena los desniveles para asegurar el correcto perfil transversal final del pavimento.

e) En este mismo equipo se incorpora un dispositivo vibrador de masa, tipo plancha, que realiza la compactación de la mezcla. También puede realizarse la compactación por vibradores de inmersión manejados manual o mecánicamente.



f) La terminación de la superficie puede también efectuarse mecánicamente o a mano. Se realiza un ajuste de nivelación a los perfiles exactos de proyecto y se hace un fratasado de la superficie con reglas o planchas en sentido transversal. Los últimos retoques se hacen a mano, con liana.

Puede algunas veces requerirse una terminación superficial algo rugosa

(que asegure un buen coeficiente de fricción al tránsito), lo que se logra pasando sobre la superficie terminada una tela de arpillera o un cepillo, para lograr una superficie levemente acanalada en sentido transversal.

g) Al mismo tiempo que se efectúa la terminación superficial del hormigón se realiza el acabado de juntas.

Las juntas de contracción (de plano debilitado) y las longitudinales intermedias pueden efectuarse por medio de flejes metálicos engrasados insertados en el hormigón fresco o por aserrado con disco de carborundum una vez que el hormigón ha endurecido apenas lo suficiente como para soportar el peso de la máquina de aserrar (normalmente entre 6 a 12 hs. después del tendido).

En todas las juntas debe asegurarse la impermeabilidad de la misma en todo momento. Para ello se rellena el espacio entre los bordes de la junta con un producto elástico, que se adhiera perfectamente al hormigón, que no fluya fuera de la junta y que no envejezca rápidamente perdiendo su ductilidad.

Para el relleno de sellado se utilizan productos a base de asfaltos, caucho y actualmente, resinas epoxi o elementos prefabricados especiales.

h) Una vez concluidas todas las tareas de terminación del firme de hormigón debe realizarse un cuidadoso curado con una proporción elevada de humedad, especialmente durante las primeras 48 hs. Se puede efectuar extendiendo lonas de arpillera, arena o paja, que debe mantenerse saturada por tiempo suficiente dependiendo de la temperatura y humedad ambiente. Se emplean como sustituto líquidos impermeables que se aplican por aspersión sobre la superficie recién acabada y producen una película impermeable sobre la misma que impide toda evaporación.

El firme de hormigón no debe abrirse a tránsito hasta que no haya tenido lugar el proceso completo de fraguado, para lo cual es necesario un plazo de 15 días en condiciones normales. Pueden utilizarse aceleradores de fraguado para acortar el plazo de habilitación, pero son elementos que encarecen y merecen especial atención en cuanto a su curado.

BIBLIOGRAFIA

- * "Caminos" - Tomo II - José L. Escario - 5ª Edición - 1967 -
Cap. XXVI - Firmes de hormigón hidráulico.
Cap. XXVII - Construcción y conservación de firmes de hormigón.
- * "Vías de Comunicación" - Carlos Crespo V. - 1ª Ed. - 1982 - Editorial
Limusa - México -
Cap. X - Pavimentos de concreto hidráulico.
- * Apuntes de Clase - Ing. E. Milián -
Bol. 16 - Proyecto de pavimentos rígidos.
- * "Pavimentos Urbanos de Hormigón de Cemento Portland" - Ing. Raúl A.
Colombo - Instituto del Cemento Portland Argentino - 1977 -
- * "Análisis Estructural del Pavimento de Hormigón" - Ing. Juan F. García
Balado - I.C.P.A. -
- * "Método para el Dimensionamiento de Pavimentos de Hormigón" - Ing.
Juan F. García Balado - I.C.P.A. -
- * "Subrasantes, Subbases y Banquinas para Pavimentos de Hormigón" -
I.C.P.A. -
- * "Diseño de Pavimentos de Concreto para Aeropuertos" - Portland Cement
Association - Edit. Limusa - México - 1982 -
- * "Aeropuertos" - F. López Pedraza y Munera - Edit. Paraninfo - Madrid -
1970 -
Cap. XVI - Pavimentos rígidos.

**Se terminó de imprimir
en el Departamento de Publicaciones
de la Universidad de la República
Montevideo, Uruguay
en el mes de julio de 1992**

**Depósito legal 254.476
N 2414**





