



N SECTOR DE LA ZONA CENTRICA DE SANTIAGO DE CHILE

Revista de Caminos

1.er TRIMESTRE

AÑO 1950

ORGANO OFICIAL DEL DEPARTAMENTO DE CAMINOS DE CHILE

Revista de Caminos

REVISTA NACIONAL DEDICADA A LOS ESTUDIOS
CONSTRUCCION Y CONSERVACION DE CAMINOS

ORGANO OFICIAL DEL DEPARTAMENTO DE CAMINOS
DE LA DIRECCION DE OBRAS PUBLICAS

CASILLA 153

TELEFONO 85231

SANTIAGO DE CHILE

O F I C I N A

MORANDE 45 — Edificio del Ministerio de Obras Públicas y
Vías de Comunicación

PRECIOS DE SUSCRIPCION:

<i>En el país</i>	\$	80.00
<i>En el extranjero</i>		120.00
<i>Número suelto en el país</i>		30.00
<i>Número suelto en el extranjero</i>		40.00

SANTIAGO

REVISTA DE CAMINOS

ORGANO OFICIAL DEL DEPARTAMENTO DE CAMINOS

CONSEJO DIRECTIVO:

Oscar Tenhamm Villalón; Director General de Obras Públicas

Ernesto Berríos Waidele; Director del Departamento de Caminos

Héctor Escobar Terán, Ingeniero Jefe

CASILLA POSTAL 153 — SANTIAGO DE CHILE

AÑO XLIV — Santiago de Chile, Primer Semestre de 1950

Sumario

PORTADA.—Vista aérea de un sector de la zona céntrica de Santiago de Chile.

Págs.

EDITORIAL.—La capacidad de tránsito en los caminos y calles. 3

TECNICA.—

Costo del transporte y largo virtual por el ingeniero Pedro Alvarez Albornoz 9

Revestimiento bituminoso en los puentes carreteros con piso de madera, por el ingeniero E. Thomas y los técnicos L. Vásquez y R. Fuentes 23

Cálculo del pavimento de una pista de aterrizaje, por el ingeniero Carlos Aliende Arrau 33

Algunas comparaciones entre puentes con cuatro y tres vigas para calzada de siete metros de ancho, por el ingeniero Tulio Parra Azagra 53

Capacidad de los caminos. (Segunda Parte), por los ingenieros O. K. Normann y W. P. Walker 57

INFORMACIONES GENERALES.—

Examen crítico de la Revista Chilena de Historia y Geografía, hecho a las publicaciones del Departamento de Caminos 89

Cooperativa de Consumo de la Dirección General de Obras Públicas . . . 93

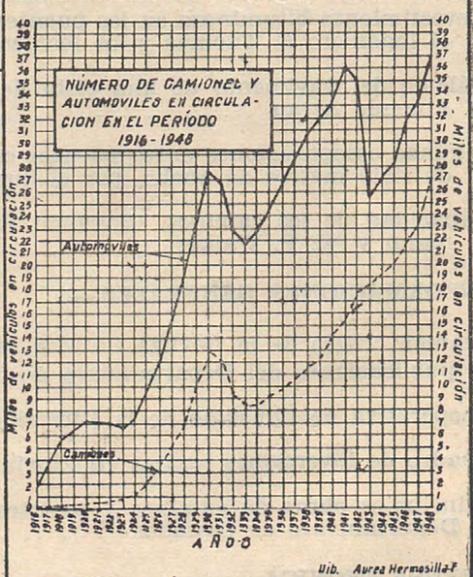
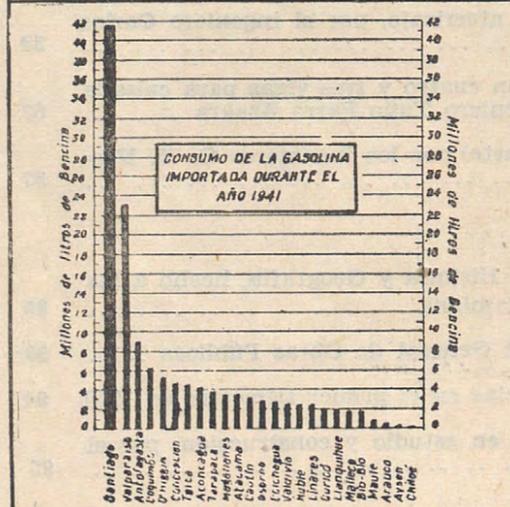
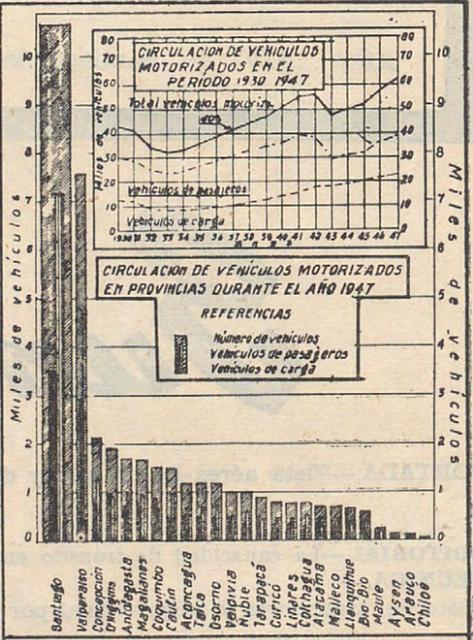
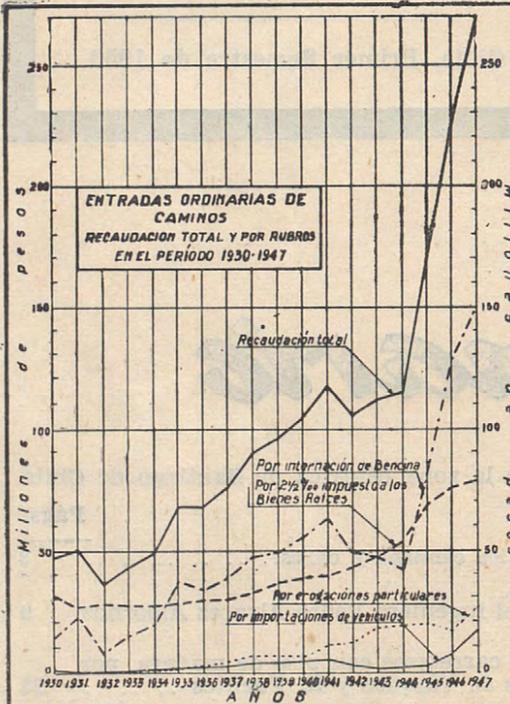
Cuadro de inversiones hechas en Provincias en el primer trimestre de 1950 94

Principales obras de caminos y puentes en estudio y construcción, por el Departamento de Caminos 95

PRENSA TECNICA 103

INDICE BIBLIOGRAFICO 106

Gráficos relacionados con los caminos chilenos



EDITORIAL

LA CAPACIDAD DE TRANSITO EN LOS CAMINOS Y CALLES

I

Las ciencias positivas siguen tomando cada año un lugar más prominente dentro del conjunto de los conocimientos humanos, pues, ellas, desde épocas muy lejanas vienen buscando con mayor afán, en cada período de la Historia, basadas en la observación y en la experimentación, la comprobación de los fenómenos que analizan o estudian. El examen de los fenómenos exclusivamente externos de los cuerpos; sus propiedades físicas y químicas dieron nacimiento a las Matemáticas, a la Mecánica y a la Astronomía, y después, con el correr de los años, su adaptación más completa al medio físico. Han transcurrido varios siglos antes que la transformación de los objetos exteriores se haya realizado, y la evolución sigue su curso en la transformación del medio a las necesidades y comodidades del hombre. Hagamos un estudio de alguna de esas transformaciones, y que como signos de progreso a diario nos impresionan.

Cuando se analizan en el laboratorio, o bien, desde el gabinete de estudio, las diversas fases de los trabajos viales, se llega a la conclusión que todas ellas tienden a un solo fin: el uso de las carreteras y de las calles, en forma tal, que ellas proporcionen el movimiento rápido, económico y seguro del tránsito de vehículos. El trazado, la construcción y la conservación de las carreteras son actividades y operaciones que conducen en esencia a realizar un servicio de transporte económico y seguro, y esas operaciones se gobiernan por las leyes de la Economía. En cambio, desde el punto de vista del usuario, lo fundamental para el que transita, son las características y las dimensiones visibles de la carretera, tales como, el alineamiento, la visibilidad, las pendientes, el ancho, etc., es decir, aquellos factores que están estrechamente relacionados con la técnica del tránsito y su seguridad, y que en conjunto involucran el diseño geométrico de la carretera.

Los principios de la Física, la Dinámica y la Hidráulica, que de tiempo en tiempo se han aplicado al movimiento del tráfico (1) en las calles y en los caminos, ha producido un limitado éxito, pero, en general, estos conocimientos han servido para inducir al Ingeniero de laboratorio a buscar

(1) Usaremos indistintamente la palabra tránsito o tráfico, a pesar de que esta última tiene según nuestra lengua una aplicación más restringida.

nuevas leyes y principios aplicables al tránsito por carreteras. En una era en que la técnica impone su fuerza en toda la gama de las actividades humanas, y la velocidad es la característica más visible de esa técnica, el precio o tributo pagado al progreso como destructor de la vida humana tiene su índice más elevado en el tránsito de los vehículos motorizados, tributo que para muchos es ya excesivamente pesado. Los numerosos y variados factores que contribuyen a la mayor o menor seguridad del tránsito rural y urbano nos señalan que la solución de este magno problema es susceptible de ser obtenida mediante la ampliación del estudio sistemático y científico del tránsito en todos sus aspectos y la puesta en práctica de las normas que de dicho estudio se deducen.

11

El tránsito por carreteras, considerado en su aspecto mecánico, es el resultado de tres elementos fundamentales: camino, conductor y vehículo. Un accidente en el tránsito es el síntoma inequívoco de cierta debilidad orgánica de alguno de estos elementos; cualquiera de ellos que falle en el momento crítico, produce el accidente. Sin embargo, entre nosotros, el menos responsable es el vehículo, que es veloz y es seguro; que está construído para desarrollar altas velocidades y para detenerse dentro de una distancia mínima compatible con esas velocidades. Nos corresponde, en consecuencia, entrar al análisis de los otros dos elementos, y lo natural es que desarrollemos el tema de nuestra especialidad: el camino, la calle o la carretera.

Se ha dicho y repetido en la gran mayoría de los países, por no decir en todos, que el camino que hoy se denomina "moderno" no satisface las dos necesidades del tránsito actual: velocidad y seguridad, o por lo menos, que el porcentaje en longitud que las satisface es excesivamente reducido, principalmente, porque las mejoras que anualmente en ellos se ejecutan no van al mismo ritmo que el crecimiento del tráfico, con lo cual el problema se agudiza cada año. La seguridad en los transportes viales depende principalmente de que el conductor pueda tener una visual libre, con una distancia suficiente de detención. Esto hace posible el control del vehículo cuando se encuentran obstáculos inesperados en su ruta y cuando se pasan a otros vehículos en el mismo sentido del tránsito. Una distancia visual insuficiente es una característica física negativa de suma importancia, pero que interviene en forma indirecta en la mayoría de los accidentes del tránsito. La seguridad en el transporte por caminos y calles ha conducido a la ciencia y arte caminero, en todos los países, a extremar su interés por descubrir todas las fallas de que hoy día adolece: disciplina y orden en el tráfico; estudio científico de los trazados; régimen de las velocidades, etc. Hace apenas dos décadas que se estudia con verdadero tesón el tránsito metropolitano, y con ello todas las soluciones que permitan el uso de las rutas de acceso a las grandes ciudades sin riesgos ni demoras, evitando complicaciones en los cruzamientos urbanos y fijando sitios de estacionamiento para evitar las congestiones.

En el 4º Congreso Pan-Americano de Carreteras, realizado en México, en Septiembre de 1941, se insistió en la conveniencia de hacer unifor-

me la legislación sobre tránsito en los diversos países que concurrieron a dicho Congreso y se acordó "reafirmar los acuerdos sobre accidentes del tránsito tomados en el 3.er Congreso Pan-Americano realizado en Santiago de Chile". Al estudiar la velocidad con que deben diseñarse las carreteras de Chile". Al estudiar la velocidad con que deben diseñarse las carreteras, no debe asumirse una velocidad de proyecto constante, sino que ella debe hacerse depender de las variaciones topográficas o del desarrollo del terreno, con la condición de que no se establezcan variaciones bruscas de esta velocidad que puedan constituir peligro para el tránsito, y que, por medio de un señalamiento adecuado, se mantenga al conductor continuamente informado de estas variaciones". A la velocidad del proyecto, un conductor de habilidad media, manejando con razonable atención, puede recorrer una carretera con entera seguridad, es decir, es la velocidad segura para la circulación normal, y para la que, en general, todos los elementos del trazado deben procurarse diseñarse considerando las variaciones topográficas de los diversos sectores, y ella debe corresponder aproximadamente a la velocidad uniforme que utilizarán el grupo veloz de los conductores normales. Las distancias visuales adecuadas para pasar con seguridad; el carácter y volumen del tránsito; el tiempo de "percepción-reacción" nerviosa del promedio de los conductores de vehículos, son otras de las variables importantes que se deben de considerar en el examen del diseño geométrico. En ningún punto de un camino debe ser la distancia de visibilidad hacia adelante menor que la distancia de visibilidad sin pasada, es decir, la distancia segura de frenaje; en resumen, debe existir siempre una distancia mínima necesaria para detener cómodamente un vehículo que marcha a una velocidad dada. En el otro aspecto, para que la maniobra de la pasada del vehículo se efectúe en condiciones de seguridad, el conductor debe ver claramente una distancia del camino hacia adelante, lo suficientemente grande, y denominada distancia de visibilidad de paso, de manera que si aparece un vehículo en sentido contrario, cuando ya empezó a pasar, y está ocupando la calzada de la izquierda, tenga el tiempo suficiente para completar la maniobra y volver a la calzada del lado derecho antes de encontrar al vehículo que viene en el otro sentido.

La técnica vial americana ha proscrito ya el camino de tres vías; ni siquiera se acepta allá como un ensanche temporal de la doble vía. A este respecto dicen los americanos: "En un camino de dos vías, un conductor empeñado en una maniobra de pasada, tiene que invadir la vía de la izquierda que está destinada definitivamente para el tráfico en sentido contrario. Cuando lo hace, sabe plenamente que su pasada sólo se realiza contra los derechos superiores de los conductores de la vía opuesta. En el caso del camino de tres vías, especialmente, cuando el tráfico está igualmente dividido en las dos direcciones, no hay distinción definida de derecho de tránsito. Un vehículo que se mueve en una dirección tiene tanto derecho a la vía central como otro que se mueve en la dirección contraria, y las pasadas en este caso, pueden involucrar riesgos mucho mayores".

Como se vé, uno de los factores que en forma más preponderante influye sobre la seguridad de la circulación en los caminos rurales, es indudablemente la visibilidad. En cambio, en las áreas urbanas, el factor que

influye más directamente en el tránsito, es como lo veremos, las intersecciones a nivel. Para muchos, las velocidades máximas fijadas por el reglamento sólo se respetan cuando las condiciones del camino no permitan excederlas. Estos son los partidarios decididos de la velocidad libre, como existen en numerosos países que consideran que no es razonable imponer a los caminos costos elevados, en forma que en todos sus sectores puedan desarrollarse sin peligro las más altas velocidades. Pero, en las áreas céntricas y urbanas el problema cambia completamente de aspecto y se hace muchísimo más complejo. En el primer caso, la única interferencia en el tráfico la crea el movimiento transversal de vehículos; en cambio, en las zonas céntricas, la circulación de peatones, las vías de acceso, la detención de los autobuses, el estacionamiento de vehículos, los tranvías, los trolebuses, etc., restringen el flujo del tráfico a límites que hasta hace poco tiempo eran desconocidos, produciendo las congestiones con todos los inconvenientes y peligros, que más adelante o en otro estudio señalaremos. Por las razones expuestas, ningún Ingeniero de Tránsito acepta atravesar zonas urbanas con carreteras de gran velocidad.

|||

Hace aproximadamente dos décadas, que se confeccionaron en los EE. UU. los primeros programas completos de Ingeniería de Tránsito, y en los cuales se incluyeron los estudios iniciales y especiales que sobre la capacidad de las carreteras ya se tenían y que establecían las cifras del grado de transporte de los diversos tipos de caminos según sus anchos y sus características geométricas. El estudio de la capacidad de un camino o de una calle, es el estudio de su eficiencia o de su eficacia; es una expresión genérica que señala la aptitud de un camino para acomodar tráfico; envuelve, además, el estudio de las condiciones locales dentro de las cuales se sirve el tráfico, las características de operación de los vehículos y de los conductores, y las medidas de control que la circulación indica como necesarias en cada caso. En general, la capacidad de un camino depende de las características físicas de éste y de la composición del tráfico que lo utiliza

La capacidad de las calles y de los caminos no es un concepto fácilmente comprendido, sin un conocimiento previo de los diversos factores que afectan al movimiento de los vehículos. Es conveniente señalar, desde luego, cuáles son los factores que reducen la capacidad de una calle urbana y en especial de una calle céntrica. Existe uno, desde luego, que ya señalamos, y que tiene una importancia primordial: son los cruces o intersecciones a nivel, y que entre nosotros denominamos "boca-calles". Esto de por sí indica la complejidad que encierra el tránsito en las áreas urbanas, donde como ya lo manifestamos, circulan peatones sin disciplina para transitar; donde los coches guiados por toda clase de conductores, unos educados para el tránsito y otros sin ella, entran y salen por la corriente de tráfico de las vías de acceso; donde hay línea de tranvías y los millares de autobuses se detienen para descargar y tomar pasajeros.

Es posible encontrar hasta hace una década cierto confusiónismo entre los términos "densidad" y "volumen de tráfico". Muchos han usado

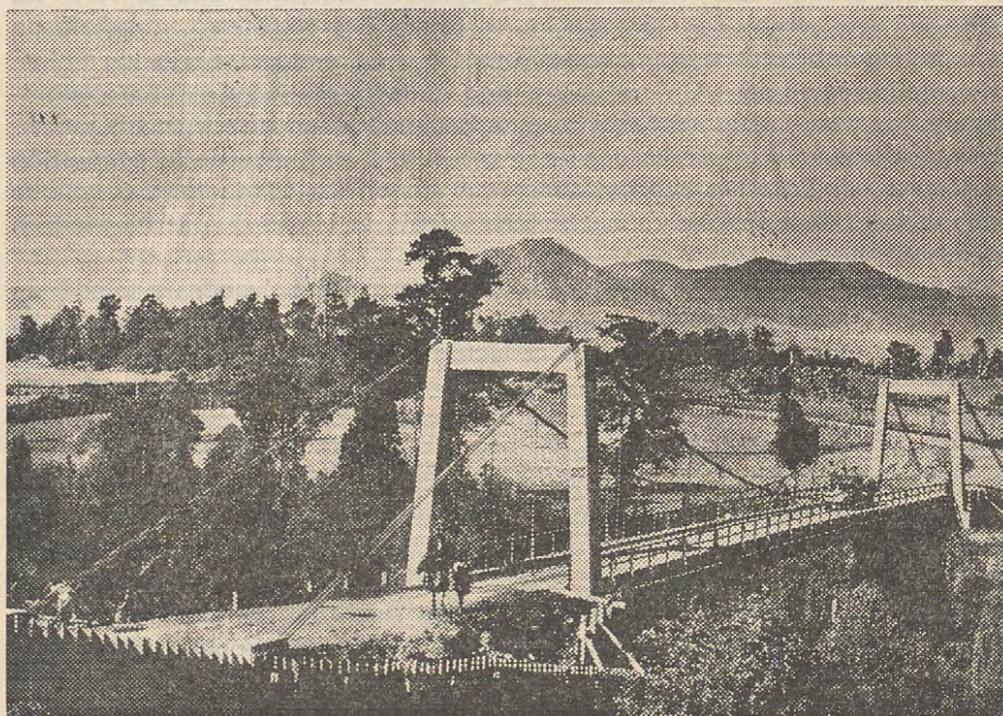
estos vocablos en forma sinónima, lo que naturalmente no ha sido correcto. El volumen de tráfico es el producto de la densidad y de la velocidad de tráfico; es el número de vehículos que se "mueven" en una dirección o direcciones especificadas, en una vía o camino dado, que pasa por un punto dado, durante un período señalado de tiempo, por ejemplo, una hora, un día o un año. Es posible tener un volumen muy bajo con una alta densidad, cosa que ocurre cuando los vehículos están prácticamente detenidos, es decir, la velocidad en tal caso, es aproximadamente igual a cero. La densidad, en cambio, se expresa en vehículos por kilómetro, y señala en número de vehículos que "ocupan" esa longitud unitaria de la vía en un instante determinado. Un camino o una calle puede considerarse congestionada cuando los $\frac{3}{4}$ de todos los conductores deben gobernar sus velocidades por las velocidades de los otros vehículos; un índice de la congestión es la disponibilidad de oportunidades que tienen los conductores para que los vehículos se alcancen y pasen a vehículos más lentos que se mueven en la misma dirección.

Cuando los caminos principales de acceso a las grandes poblaciones han llegado a un grado de mejoramiento satisfactorio, debe procederse a la clasificación de las calles que conectan con las carreteras principales, operación que es esencial para el movimiento de un gran volumen de tráfico de vehículos. En las ciudades, el problema es principalmente el de proporcionar calles de suficiente capacidad, y conocer en cada caso el valor de aquella capacidad. La eficiencia y capacidad de las calles en una zona urbana puede mejorarse mediante el uso de señales que reglamentan el flujo del tráfico, y con lo cual disminuye la congestión. El mayor impedimento que existe hoy día para mejorar las condiciones del tránsito urbano es el estacionamiento de vehículos, pues mientras aumenta el número de vehículos anualmente, disminuye por otra parte el espacio urbano disponible para el estacionamiento de ellos.

El problema de la circulación del tránsito urbano y sub-urbano de vehículos en nuestra capital ha ido haciéndose cada día más complejo. Santiago de Chile, con cerca de un millón doscientos mil habitantes, pero, planificado en una época lejana, sufre hoy día todos los inconvenientes de la vieja escuela con que fué diseñada: trazado lineal y rectangular, calles angostas, esquinas sin visibilidad, barrios alejados del centro de la ciudad, y en consecuencia, transporte urbano de largo recorrido, que exige una cantidad extraordinaria y variada de medios de locomoción. El "centro" de la ciudad, sin estar en una ubicación desproporcionada con respecto a la periferia de la zona comercial y densamente poblada, debe recibir y contener a ciertas horas del día tal número de habitantes y vehículos que ha hecho aún más estrecha la gran mayoría de sus calles céntricas. Por otra parte, el trazado de nuevas arterias y el ensanche de las antiguas obliga a verificar cambios constantes en los reglamentos que rigen el tránsito con todas las dificultades que ello trae consigo, incluso el aspecto económico que requiere la inversión de sumas muy elevadas para extender el cerco de su área intensamente comercial.

H. E. T.

Puente Quepe, en Cherquenco, provincia de Cautín, inaugurado recientemente



Este puente queda ubicado sobre el río Quepe, a la salida del pueblo de Cherquenco hacia la zona cordillerana de Llaima, de gran producción maderera y de interés turístico. Reemplaza a un antiguo puente de madera.

La circunstancia de que en esta parte el río va profundamente encajonado, indicó como más adecuada la solución que se adoptó, de pasar con un tramo colgante.

El puente tiene 65 metros de luz entre pilas, calzada de 3,50 m. y 2 pasillos de 50 cm. Va suspendido de 3 cables a cada lado de 1 3/4", cada cable, los que están apoyados sobre pórticos de hormigón armado, de 9 m. de altura, y anclados en 4 macizos de hormigón de 130 toneladas de peso cada uno. Tiene tirantes de suspensión de 1 3/8" de diámetro cada 3,60 m., travesaños y longuerinas de perfiles doble T de acero de 15 y 9 pulgadas de altura, respectivamente. Las vigas atiesadoras son también doble T de 24" de alto. La calzada es de hormigón armado de 16 cm. de espesor y lleva un pavimento asfáltico.

El proyecto de esta obra se modificó durante el período de construcción, para hacerlo capaz de soportar el paso de camiones transportadores de trozos de árboles, con un peso total de 30 toneladas por camión.

La construcción del puente se adjudicó, en propuesta pública, a la firma Maderera Hernández S. A. (hoy Bosques e Industrias Madereras S. A.), en contrato cuyo valor final fué de \$ 644.600, suma de la cual la misma firma erogó una tercera parte. Además, el Fisco proporcionó los cables y perfiles metálicos, cuyo valor ascendía a \$ 284.400, de manera que el valor total del puente resultó de \$ 929.000, o sea \$ 14.300 por metro lineal.

Técnica

Costo de transporte de un camino y consideraciones sobre el largo virtual:

Por el ingeniero Pedro Alvarez Albornoz

Hasta ahora en Chile se ha considerado el largo virtual como representativo de los gastos de explotación de un camino. Para ver si esto es efectivo, vamos a analizar el problema desde el comienzo.

Es necesario recordar que los gastos de explotación de un camino por sí solo no son suficientes para estudiar el problema de seleccionar diferentes rutas. Sería de utilidad para el caso de dos caminos de igual costo de construcción y conservación anual o para estudiar las tarifas para explotar un determinado camino.

Además, para establecer el costo anual de transporte en este caso, habría que multiplicar el largo virtual por el costo medio p. veh. Km. en horizontal y por el número de vehículos que transitan al año.

Para considerar su verdadero valor, haremos un estudio de los diferentes métodos adoptados para determinar el largo virtual y analizaremos los aspectos del problema que efectivamente representa.

Primer procedimiento:

En los textos de enseñanza de Caminos utilizados en Chile, se define el largo virtual, como sigue:

“Es el largo de un trazado ideal, en recta y horizontal, que puede considerarse equivalente a un camino dado. **Y como criterio para fijar esa equivalencia se considera precisamente el de los costos de transporte o de recorrido**, es decir, serán equivalentes o tendrán un mismo largo virtual dos caminos en los cuales los gastos de transporte de un vehículo a tracción mecánica sean iguales”.

Según esta definición los gastos de transporte de un camino efectuados por un vehículo representarían el largo virtual, o sea el largo en horizontal del camino analizado.

Más adelante veremos que para deducir las fórmulas del largo virtual no se ha utilizado el criterio de gastos de transporte, sino el trabajo realizado, lo que es diferente.

¿Cómo se representan los gastos de transporte de un camino?

Sabemos que en los gastos anuales de un vehículo se distinguen dos partes: una fija que no depende del recorrido; intereses, patentes, garaje, seguros, etc., y otra que es función de los kms. recorridos, como ser gasolina, lubricante, neumáticos, reparaciones o mantención y una parte de amortización.

Sin embargo, si se suman los gastos fijos más los variables y se dividen por la longitud recorrida al año, resultan en definitiva afectados por los kms. recorridos.

Es por esto que para determinar el costo p. vh. Km. de un vehículo motorizado, hay que considerar aquel valor que, con un determinado número de kms. al año, dé el mejor aprovechamiento del capital invertido y los otros gastos fijos, sin exajerar las reparaciones.

A pesar de las aclaraciones dadas aquí en los textos se dice lo siguiente:

“De los gastos de recorrido hay varios que son proporcionales al trabajo que realiza el motor, encontrándose en este caso directamente los que corresponden a bencina y lubricantes, ya que mientras más trabajo realice el motor, mayor será el consumo de esos materia es. Indirectamente, los desgastes de llantas, mantenimiento, etc., son en situaciones normales proporcionales también al trabajo efectuado”.

“De aquí que es perfectamente lógico pasar de un criterio de gastos a uno de trabajo realizado, y decir: un camino A, tendrá un largo virtual más grande que uno B, cuando el trabajo realizado por el motor de un vehículo que recorre el primero de ellos, es mayor que el realizado en el segundo”.

A mi juicio este criterio adolece del error de considerar los gastos de transporte equivalentes a los trabajos realizados.

Los trabajos realizados serán equivalentes a los consumos de bencina; pero estos representan sólo una parte de los gastos de un veh. Km.

Nada influye en los gastos fijos el hecho que un coche suba o baje una pendiente o pase una curva.

El desgaste de neumáticos es proporcional a los kms. que efectivamente ruedan y no a los kms. virtuales que representan trabajo del motor.

El aceite en estricto rigor no se consume mayormente, pues él depende de la velocidad de circulación del motor y no del vehículo, y sabemos que en caso de gradientes el motor gira a una velocidad semejante a la que lleva en recta y horizontal a costa de la velocidad del vehículo. Si la potencia del motor ha llegado al máximo habrá que hacer cambios y pasar a otra marcha.

Como nadie pretende hacer trabajar motores al máximo, no se hace andar el motor a una marcha más forzada que la natural y se prefiere hacer un cambio en la relación de transmisión.

Veamos ahora cuál es la expresión que representa el largo virtual, o sea, el trabajo del motor que se realizaría en un camino en horizontal equivalente al necesario para subir una gradiente.

$$L_v = L + \frac{l(1+i+r)}{2(c+s)} \quad (\text{prestando por ahora del efecto de las curvas}).$$

La deducción de esta fórmula ha sido la siguiente:

El esfuerzo de tracción para producir el movimiento de subida de un vehículo es:

$$F = W(c + i + s)$$

El trabajo es el esfuerzo por la longitud recorrida.

$$\begin{aligned} \theta &= F l \\ \theta &= W(c + i + s) l \end{aligned}$$

Si llamamos l_v el largo virtual del trozo l de camino con gradiente i , podemos decir que el trabajo θ_v es el que se realiza en un camino en horizontal: $i = 0$; y que valdrá $\theta_v = W(c + s) l_v$.

Si por definición partimos del principio que el trabajo de subida θ es igual al trabajo en horizontal θ_v .

$$\phi = \phi v.$$

$$W (c + i + s) l = W (c + s) l v.$$

$$l v = \frac{(c + i + s) l}{c + s}$$

$$l v = \left(1 + \frac{i}{c + s} \right) \cdot l$$

$$l v = 1 + l \frac{i}{c + s} \quad (1)$$

Esta expresión representa el largo virtual de subida. Como habrá igual número de vehículos que bajen es justo calcular el largo virtual de bajada y el promedio de estos valores nos darán el largo virtual verdadero de un determinado sector de camino.

El trabajo de bajada del motor no es igual a cero, pues, generalmente se baja enganchado.

Se supone que este trabajo es una parte n del trabajo de subida.

En la consideración de la fórmula que analizamos se dice que el largo virtual de bajada será:

$$l'v = 1 + n l \frac{i}{c + s} \quad (2)$$

Y el largo virtual efectivo, el término medio.

$$L v = \frac{l v + l'v}{2}$$

$$L v = \frac{1 + l \left(\frac{i}{c + s} \right) + 1 + n l \left(\frac{i}{c + s} \right)}{2}$$

$$L v = \frac{2l + \frac{i \cdot l}{c + s} (1 + n)}{2}$$

$$L v = 1 + \frac{l i}{2 (c + s)} (1 + n) \quad (3)$$

Sin embargo quiero hacer presente que al calcular el largo virtual de bajada se ha dicho que el trabajo de bajada es una parte n del trabajo de subida y en cambio en la fórmula (2) se hizo igual al trabajo en horizontal más una parte n de:

$$l \frac{i}{c + s}$$

En consecuencia voy a deducir el largo virtual de bajada y no aceptar el que se ha indicado en la fórmula (2).

Este trabajo de subida era:

$$\Theta = W (c + i + s) l$$

El trabajo de bajada será una parte de él:

$$n \Theta = b \Theta = W (c + i + s) \cdot n \cdot l$$

El trabajo representativo en horizontal de este trabajo de bajada será:

$$\Theta' b = W (c + s) l v''$$

Por definición Θb debe ser igual a $\Theta b'$, o sea, $W (c + i + s) n \cdot l = W (c + s) l v''$.

$$l v'' = \frac{c + i + s}{c + s} n l$$

$$l v'' = \left(1 + \frac{i}{c + s} \right) \cdot n l \quad (4)$$

El largo virtual verdadero $L'v$ es el promedio del de subida y bajada.

$$L'v = \frac{l v + l v''}{2} = \text{fórmulas} \frac{(1) + (4)}{2}$$

$$L'v = \frac{1 + 1 \frac{i}{c + s} + 1 n + 1 \frac{n \cdot i}{c + s}}{2}$$

$$L'v = \frac{1 \cdot (1 + n) + 1 \frac{i}{c + s} \cdot (1 + n)}{2}$$

$$L'v = \frac{1 \cdot (1 + n) \cdot \left(1 + \frac{i}{c + s} \right)}{2}$$

$$L'v = 1 (1 + n) \frac{(c + s + i)}{2 (c + s)} \quad (5)$$

A esta expresión (5) del largo virtual se puede llegar haciendo también la consideración que sigue:

El trabajo de subida es $W (c + s + i) l$ más el trabajo de bajada que es una parte del de subida $n W (c + s + i) l$, todo dividido por 2 nos da el promedio de los trabajos de subida y bajada. Esto será igual al trabajo en horizontal realizado en una longitud $l v$.

Escribamos:

$$\frac{W (c + s + i) l + n W (c + s + i) l}{2} = W (c + s) lv.$$

$$\frac{(c + s + i) l (1 + n)}{2} = (c + s) . lv.$$

$$lv = (1 + n) x \frac{(c + s + i)}{2 (c + s)}$$

Y esta fórmula es igual a (5).

Se ve que la expresión (3) difiere de la (5).

Para verlo más claramente voy a poner un ejemplo:

Se trata de un camino pavimentado de 1 Km. en recta que tiene una gradiente de 4% = 0,040.

C= coeficiente de rodadura en pavimento de concreto 15 Kg. p. ton.

S= resistencia al viento a 50 km. p. hora 6,2 Kg. por ton.

n= Es el trabajo del motor de bajada, dividido por el trabajo del motor de subida. Como estos trabajos están en relación con los consumos de bencina, de experiencias americanas se deduce que para una gradiente de 4% los consumos están en la proporción de 0,36

Aplicando estos valores a la fórmula (3) tenemos:

$$Lv = 1 \text{ Km.} + \frac{1 \times 0,040 (1 + 0,36)}{2 (0,015 + 0,0062)}$$

$$= 1 \text{ Km.} + \frac{1 \times 0,040 \times 1,36}{2 \times 0,0212}$$

$$= 1 \text{ Km.} + 1 \times \frac{54,4}{42,4}$$

$$= 1 + 1 \times 1,28.$$

$$= 1 + 1,28 = 2,28 \text{ Km.}$$

Es decir el aumento por gradiente significó 1,28 Kms.
Aplicando la fórmula (5).

$$L = 1 (1 + 0,36) \times \frac{0,015 + 0,0062 + 0,040}{2 (0,015 + 0,0062)}$$

$$= 1 \times 1,36 \times \frac{61,2}{42,4}$$

$$= 1,36 \times 1,44 = 1.958 \text{ Kms.}$$

Desde luego se ve una diferencia. Ahora si en vez de camino de concreto consideramos que este mismo Km. de 4% tiene un afirmado de grava, el denominador de las fórmulas (3) y (5) aumentará y en consecuencia el largo virtual será menor, lo que parece un absurdo. Igual sí; pero menor no.

En todo caso con estas fórmulas se ha querido medir trabajo del motor que se relaciona con el consumo de bencina y no con el costo p. veh. Km.

Esto nos indica que el mayor recorrido virtual sólo significa un mayor consumo de bencina cuyo valor representa una parte del costo p. veh. Km.. Esta parte es del orden del 21% de costo p. veh. Km.; en consecuencia, el gasto de transporte de un camino sería igual a:

$$G = [L. \text{ real } \times C \text{ veh. Km.} + (L. \text{ virtual} - L. \text{ real}) 0,21 \times C. \text{ veh. Km.}] \times N.$$

$$G = [L. \text{ real} + (L. \text{ virtual} - L. \text{ real}) 0,21] \times C. \text{ p. veh. Km.} \times N.$$

N = Es el número de vehículos al año.

Segundo procedimiento:

Este procedimiento es el que figura en las Normas de Estudio vigentes en el Departamento de Caminos.

Su diferencia principal consiste en que se considera que el trabajo de subir y bajar hasta un 3% de gradiente es igual al trabajo realizado en horizontal en la misma longitud de camino, por lo tanto solamente los sectores con gradientes mayores de 3% producirán un largo virtual mayor que el largo real.

$$\text{Trabajo} = L_v F = L. \text{ real } \times F + P \frac{h}{2}$$

F = Son las fuerzas que se oponen al movimiento en horizontal, es decir (e + s)

P = Peso del vehículo.

h = Altura a que asciende el peso P a causa del exceso de pendiente sobre 3%.

Trabajo virtual — trabajo de subida más trabajo de bajada y dividido por dos.

$$\text{Trabajo de subida} = L. \text{ real } \times F + P h.$$

$$\text{Trabajo de bajada} = L. \text{ real } \times F + O.$$

$$\frac{2 L. \text{ real } \times F + Ph.$$

$$\text{Trabajo virtual} = \frac{2 L. \text{ real } \times F + Ph.}{2}$$

$$L_v F = L. \text{ real } \times F + \frac{1}{2} Ph.$$

Es decir el trabajo de bajada se ha considerado igual al de la horizontal lo que no es efectivo, pues, es inferior cada vez en relación con la pendiente.

$$h = l (\text{tg } \alpha - 3); \text{ pero } \text{tg } \alpha = i$$

$$h = l \left(\frac{i - 3}{100} \right) \text{ expresados } i \text{ y } 3 \text{ en } \%$$

$$\frac{1}{2} Ph = \frac{1}{2} P l \frac{i - 3}{100} = P l \frac{i - 3}{200}$$

La fórmula general queda entonces:

$$L. \text{ virtual } (e + s) = L. \text{ real } (e + s) + P l \frac{i - 3}{200}$$

$$F. = (c + s) = 0,025 P .$$

$$Lv. \times 0,025 P = L. \text{ real} \times 0,025 P + P \cdot 1 \cdot \frac{i - 3}{200} \quad \text{dividimos}$$

por 0,025 P.

$$Lv. = L. \text{ real} + 1 \frac{i - 3}{0,025 \times 200} = \boxed{L. \text{ real} + 1 \frac{i - 3}{5}} \quad (6)$$

He suprimido la expresión que representa al mayor trabajo por curva, porque está basado en buscar su equivalencia en sectores con gradiente y para el caso de discutir el concepto de largo virtual en nada infuye.

Si comparamos la fórmula (3) con la (6), vemos que se difiere sólo en el segundo término.

$$1 \cdot \frac{i(1+n)}{2(c+s)}; \text{ y } 1 \cdot \frac{i-3}{5}$$

Desde luego el término $2(c+s)$ sería igual al número 5; pero el numerador difiere grandemente, pues para la fórmula (3) i se multiplica por una cantidad $(1+n)$ mayor que 1 y en la fórmula 6 i es disminuída en 3, o sea, que ésta segunda fórmula dará resultados menores para el largo virtual.

Comparemos el mismo caso anterior:

Según la fórmula (3) el largo virtual fué de 2,28 Km. Con la fórmula (6) será de:

$$Lv. = 1 + 1 \times \frac{4-3}{5}$$

$$= 1 + 1 \times 0,2$$

$$= 1,2 \text{ Kms.}$$

Se ve que hay una diferencia casi del simple al doble.

¿Es razonable disminuir los efectos de las gradientes hasta 3%?

Como más adelante, veremos los consumos medios de bencina subiendo y bajando 1%, 2% y 3% para automóvil, equivalen a un 2,4 y 6% más del consumo de bencina que en horizontal pero para camiones estos valores son mucho mayores de modo que esta consideración de quitar 3% no está ajustada a la realidad.

De lo expuesto hasta aquí para los dos procedimientos se ve que en nada se ha considerado el mayor tiempo que se demoran los vehículos en circular, gradientes de modo que no es efectivo lo que algunos quieren encontrar considerando el efecto del tiempo en estas fórmulas.

Hay otras personas que creen que al largo virtual hay que agregarle una mayor longitud que representarán las pérdidas de tiempo en gradiente, curvas y aún por obstrucciones debido a puentes angostos o ciudades.

Esto creo que no cabe en este concepto. Si bien las consideraciones citadas en un camino significan mayor tiempo en recorrerlo y esto puede originar un mayor gasto, que es diferente para cada persona y para los diferentes tipos de vehículos, en todo caso sería una suma en pesos que podría estimarse y agregarse al gasto anual de transporte de un camino; pero no al largo virtual que significa longitud de trabajo en horizontal.

De lo expuesto se deduce, claramente que las fórmulas hasta aquí adoptadas para expresar el largo virtual y por ende los gastos de explotación de un camino no son satisfactorias.

Lo que se desea conocer son los gastos de explotación que representa un camino con gradiente y curvas; pues bien, busquemos el valor de los mayores gastos que significan estos factores.

Tercer procedimiento:

Como dijimos anteriormente las gradientes y las curvas significan mayores gastos en el costo por vehículo Km. en aquellos ítems que representan el consumo de energía, o sea, en la bencina.

Luego si experimentalmente medimos los consumos de bencina a diferentes gradientes, tanto de subida como de bajada, podremos tener el consumo medio y él será mayor que el consumo horizontal para la misma longitud.

El mayor gasto de bencina se lo agregamos al costo por vehículo Km. en horizontal y tendremos los costos por vehículo Km. a diferentes gradientes.

Enseguida, si cada trozo del camino lo multiplicamos por el costo por vehículo Km. que corresponde a su gradiente y efectuamos las sumas, tendremos el gasto total de transporte del camino.

En las fórmulas (3) o (5) se han hecho intervenir el valor n que es la relación entre el consumo de bencina de bajada y el de subida, o sea, que se han conocido estos consumos por experiencias lo que era suficiente para determinar la equivalencia en horizontal del camino que era recorrido en gradiente.

Efectivamente si consideramos que el consumo de subida es C_1 y el de bajada C_2 el consumo medio será:

mo en grandiente.
$$\frac{C_1 + C_2}{2}$$
 y lo llamaremos C_g , consu-

Por otro lado habremos determinado el consumo de bencina en horizontal C_h luego el equivalente en horizontal de un camino con gradiente g es:

$$E = \frac{C_g}{C_h}$$

Este equivalente que siempre será mayor de 1, multiplicado por la longitud l en gradiente, sí que podríamos llamar largo virtual de un camino; pero en ningún caso representa gasto de transporte sino es la relación entre los consumos de bencina.

Conocido el mayor consumo de bencina en gradiente, podemos ver su relación con el consumo en horizontal, expresándolo en % $\frac{C_g - C_h}{C_h}$

Estos % se han puesto en los gráficos N.º 1, que se adjuntan.

Se ve que para automóviles que circulan a 45 millas por horas, 64 Km. p. h. este aumento es en línea recta, por lo menos hasta gradiente de 6% (pendiente máxima con que se hicieron las experiencias americanas, Estado de Oregón, que nos han servido de base).

Para los camiones estos aumentos crecen más rápidamente dependiendo del peso del vehículo siendo mayores los aumentos para los vehículos más pesados. Esto se debe en parte a la reducción de velocidad que experimentan los vehículos pesados y por lo tanto demoran más en recorrer

igual distancia y en consecuencia los motores consumen por esta causa mayor bencina que en horizontal.

Conocidos estos porcentajes en que aumenta la bencina, se introducen para saber el costo p. veh. Km. en gradiente en la siguiente forma:

C. gradiente = C. p. veh. Km. en horizontal + g. bencina en horizontal x %.

La bencina representa un valor g. en pesos en el costo por veh. Km. en horizontal.

Si por transitar en gradiente este consumo sube un determinado %, en igual forma subirá este valor.

Como cada tipo de vehículo tiene diferentes % de mayores consumos en gradiente se hacen gráficos que muestran las variaciones del costo p. veh. Kms. con la gradiente, (ver gráficos N.º 2).

Conocidos estos costos, la longitud de sectores de igual gradiente, y el número de vehículos anuales de los diferentes tipos que pasan por un camino, se efectúan los productos y en seguida, se suman lo que nos dará el gasto anual de transporte.

En el caso del estudio comparativo de las soluciones estudiadas para mejorar el camino de Santiago a Valparaíso, entre Santiago y Los Panguiles para reemplazar la Cuesta de Barriga por un túnel en Lo Prado, se empleó los dos últimos sistemas con un segunda interpretación para el procedimiento usado en las Normas de Estudios.

Veamos el costo de transporte en el mismo Km. con 4% de gradiente antes considerado.

Los costos por veh. Km. para 4% serán:

Para auto	\$ 4,216
Para camión de 5 toneladas	7,113
Para camión de 10 toneladas	10,378
Para trailer ton.	12,110

Si consideramos que pasan en número n_1 — n_2 — n_3 — y n_4 de vehículos de cada clase el costo de transporte en este Km. será:

$$\begin{array}{rcl}
 1 \text{ Km.} \times 4.216 \times n_1 & = & \\
 1 \text{ Km.} \times 7.113 \times n_2 & = & \\
 1 \text{ Km.} \times 10.378 \times n_3 & = & \\
 1 \text{ Km.} \times 12.110 \times n_4 & = & \text{-----}
 \end{array}$$

Según la fórmula (3) el largo virtual era de 2.280 Km. para este mismo Km., luego el gasto anual para estos vehículos serían:

$$G = 2.280 \times \text{Costo medio p. veh. Km. en horizontal} \times N.$$

Siendo $N = n_1 + n_2 + n_3 + n_4$.

Según la fórmula (6) sería:

El largo virtual en este caso era de 1,2 Km.

$$G = 1,2 \times \text{costo medio p. veh. Km. en horizontal} \times N.$$

Para adoptar este procedimiento con mayor exactitud convendría revisar los consumos por medio de nuevas experiencias con los tipos de vehículos que actualmente transitan, trabajo que parece lo realizará un estudiante del 6.º año de Ingeniería de la U. de Chile como tema de memoria final.

La influencia de las curvas se podrían agregar como sigue:

Se suma los diferentes desarrollos de las curvas de igual radio, $d_1 + d_2 + d_3 \dots$

Estas longitudes se consideran que están en gradiente, debido a la resistencia en curvas, la que equivale a 10^9

Conocida la gradiente se busca en los gráficos el costo p. veh. Km. correspondiente y este valor multiplicado por la suma de los desarrollos de curvas de igual radio nos da el mayor gasto por curvas.

Quiero aclarar finalmente, que al discutir las fórmulas del largo virtual, su efectivo significado y la mejor forma para determinar el gasto anual de transporte de un camino, me anima no un espíritu de crítica a otros colegas, sino un aporte al estudio y resolución práctica sobre estas materias.

Si conocemos en forma efectiva el costo anual de transporte de un camino, podemos resolver el problema de comparar rutas, agregando a cada uno de ellos el valor anual de cada camino, es decir, los gastos que representan los intereses, amortizaciones, reparaciones periódicas y la conservación de un camino.

Ya que hemos explicado los procedimientos para calcular el costo anual de transporte de un camino, veamos por qué ocurren estas diferencias.

Para esto consideramos siempre 1 Km. de camino pavimentado con 4% de gradiente y con la misma distribución de tránsito que el establecido para el camino a Valparaíso, es decir:

Autos	138.000.
Camión 5 toneladas	30.000
Camión 8-10 toneladas	117.000
Camión trailer	15.000
	300.000.
vehículos	

Para este tránsito el costo medio p. veh. Km. es de \$ 6,60.
De acuerdo con la fórmula (5), ya vimos que el largo virtual para este Km. de 4% resultó ser 1,958 Km.

El gasto de transporte según el antiguo criterio sería:

$$G = 1,958 \times 6,60 \times 300.000 = \$ 3.876.840,00.$$

Si consideramos que el largo virtual sólo representa el trabajo del motor, o sea, que la mayor longitud entre largo real y virtual sólo afecta al ítem bencina, los gastos anuales de transporte serán:

$$G_2 = [1 \text{ Km.} + (1,958 - 1) \times 0,21] \times 6,60 \times 300.000.$$

$$= [1 + 0,2012] \times 1.980.000.$$

$$= 1,2012 \times 1.980.000 = \$ 2.378.376.$$

Si usamos el procedimiento de medir experimentalmente el aumento de consumo de bencina en relación con las gradientes y ver en cuanto aumentan los costos p. veh. Km. obtenemos el siguiente resultado:

Para 1 Km. de 4%:

C. auto = \$ 4,216; Camión 5 = \$ 7,113; C. camión 8-10 = 9.498;
C. trailer = 12,11.

1	x	4,216	x	138.000	=	581.808.—
1	x	7,113	x	30.000	=	213.390.—
1	x	9,498	x	117.000	=	1.111.266.—
1	x	12,11	x	15.000	=	181.650.—
					G =	\$ 2.088.114.—

Desde luego se vé la gran diferencia entre el primer procedimiento y el último.

La razón es que el largo virtual, representa trabajo, o sea, gasto de bencina y debe usarse su fórmula como se indican en el segundo procedimiento, cuya diferencia con el último cálculo no es tan apreciable.

La gran diferencia de la fórmula 5, está en el avalúo del trabajo de subida: + -

$$\text{La fórmula N}^\circ 1; L_v = 1 + 1 \cdot \frac{i}{c + s}$$

tual de subida y si le ponemos los valores usados, anteriormente para $c = 0,015$ ton. y $0,0062$ ton., tenemos para $i = 4\%$; $l = 1$ Km. que

$$L_v = 1 + 1 \cdot \frac{0,040}{0,0212} = 1 + 1 \times 1,9 = 1 + 1,9 = 2,9.$$

Es decir el exceso de trabajo por subida es 1,9 del que se hace en horizontal.

Si comparamos los consumos de bencina de subida en gradiente, de 4% con los consumos en horizontal, veremos que los excesos en el caso de automóviles, no son tan grandes.

Consumo de subida en 4 %	=	0,1900 lits. p. kms.
Consumo en horizontal	=	0,1207 lits. p. kms.
Diferencia	=	<u>0,0693</u> lits. p. kms.

Esto está demostrando que, según el gasto de bencina, el trabajo sería $1 + 0,0693 = 1 + 0,572$, es decir el exceso de trabajo por subida es sólo

$$0,1207$$

un 57,2%, del trabajo en horizontal; en cambio, la fórmula (1), establece un 190% de exceso.

Como para deducir el largo virtual medio de subida y bajada, se estableció que el trabajo de bajada era una parte del de subida, la fórmula (5), entera está excedida en relación con los datos experimentales.

Si en vez de ser un automóvil se tratara de un camión la fórmula (1), daría otro valor mayor para el largo virtual de subida, pues, el valor s , por ser menor la velocidad, es menor. Además, la fórmula (5), o sea, el largo virtual medio, resulta afectada por el valor de n que para camiones es diferente que para automóviles. En consecuencia su aplicación resulta restringida.

Por estas últimas consideraciones y por las anotadas anteriormente, estimo que su aplicación debe suprimirse reemplazándola por la idea de calcular experimentalmente los consumos de subida y bajada, calcular los % en que aumenta el consumo de bencina y esto introducirlo en el costo p. veh. Km., calculado para horizontal.

Esto se haría para cada tipo de vehículo, lo que, permitiría multiplicar las diferentes longitudes en gradientes por su respectivo costo p. veh. Km. y por el número anual de estos vehículos, como se vió anteriormente, y sumando estos productos obtener el costo anual de transporte del camino.

Algunas personas, piensan que hay mayor gasto de aceite y reparaciones en el caso de subir en gradientes. La verdad, es que, además, de las explicaciones dadas anteriormente no tenemos experiencias que indiquen cómo se produciría ese aumento y en qué proporción. Nada nos autoriza para decir que ello subiría en igual proporción que sube el consumo de bencina.

Podemos si decir, que en el costo p. veh. Km. el aceite representa un 1,6% y el ítem reparaciones en 13% término medio. Si ellos subieron como la bencina que varía desde 2% en gradiente de 1% para automóviles hasta 31% en gradiente de 6% para trailer, éstos valores en conjunto serían inferiores a los efectos de la bencina.

El mismo camino de 1 Km. citado anteriormente; pero recorrido en horizontal da un gasto de transporte de:

1 Km.	x	4,15	x	138.000	==	572.700.—
1 Km.	x	6,76	x	30.000	==	202.800.—
1 Km.	x	8,83	x	117.000	==	1.033.110.—
1 Km.	x	11,24	x	15.000	==	168.600.—
						\$ 1.977.210.—

Recorrido con 4% el gasto eran \$ 2.088.114.

Mayor gasto == \$ 110.904.

O sea es un 5,6% mayor que el gasto anual de transporte en horizontal.

Como los gastos de aceite y reparaciones son en total, un 14,6% del costo p. veh. y la bencina un 21%b ellos están en la relación de

$$\frac{14,6}{21} = 0,69.$$

Si estos gastos varían como la bencina, el gasto anual de transporte, en el ejemplo anterior, subiría por este capitulo en:

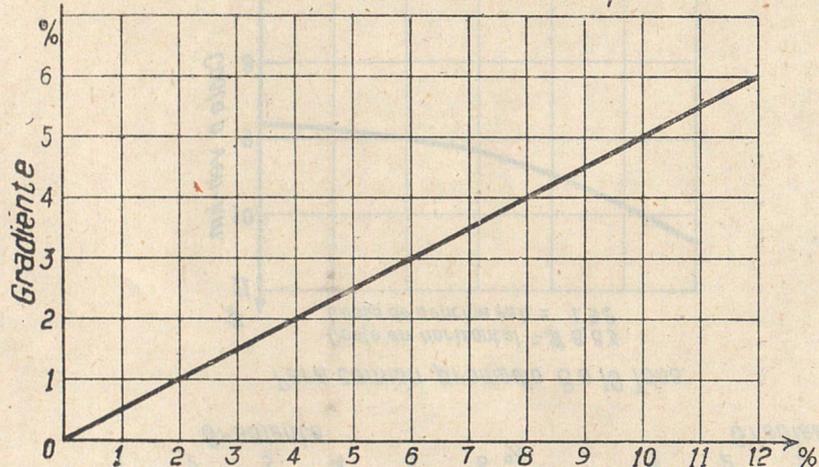
$$5,6\% \times 0,69 = 3,88\%.$$

Si \$ 110.904 representa el 5,6% el 3,88 %, representa el valor de \$ 76.000, más, o sea, el total de aumentos por gradientes de 4% sería de \$ 186.900 en un gasto total en horizontal de 1.977.000, o sea, un 9,48%.

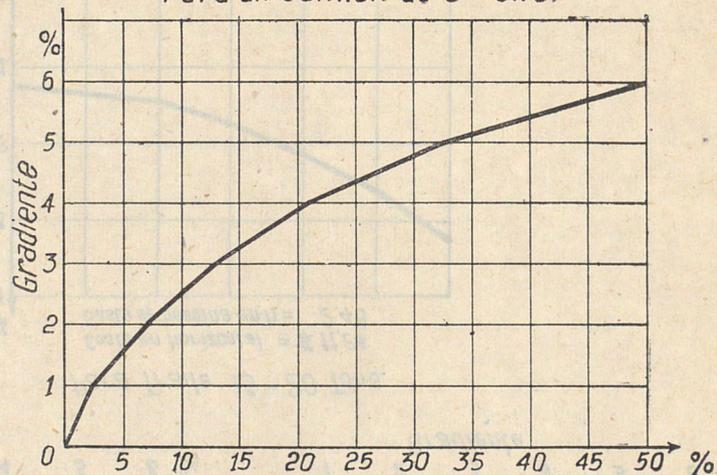
Se ve que en ningún caso estos valores se asemejan a los obtenidos por la fórmula (5) aplicada directamente o como, un 0,21 del exceso de largo virtual.

PORCENTAJE EN QUE SUBE EL CONSUMO DE BENCINA CUANDO SE SUBE y BAJA UNA GRADIENTE

Para un automovil circulando a 64 Km. por hora

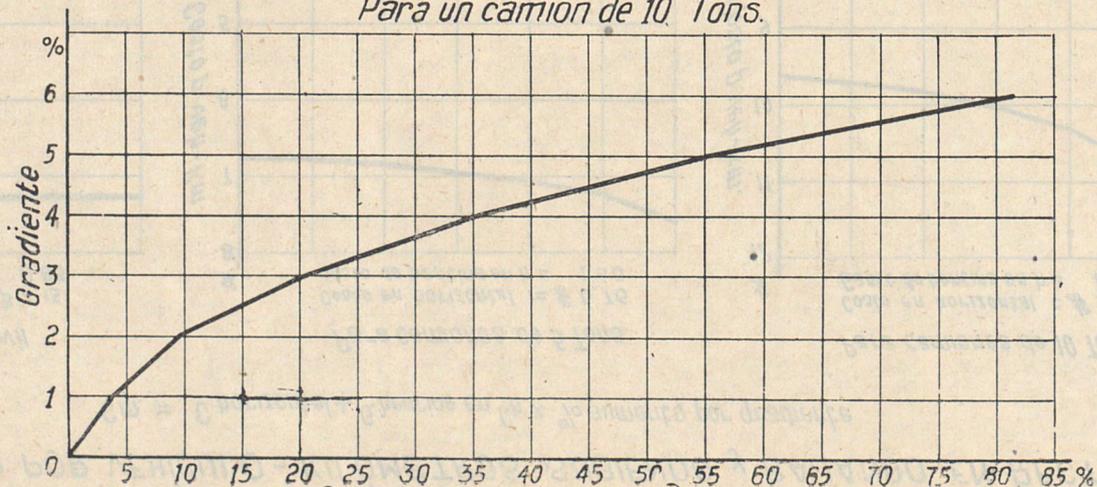


Para un camión de 5 Tons.



AUMENTOS DEL CONSUMO DE BENCINA EN % DEL CONSUMO EN HORIZONTAL

Para un camión de 10 Tons.

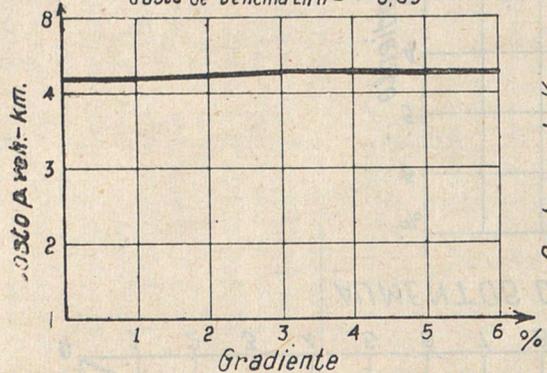


COSTO MEDIO POR VEHÍCULO - KILÓMETROS SUBIENDO y BAJANDO EN RECTA

$$C_m = C_{\text{horizontal}} + G_{\text{bencina en } h} \times \% \text{ aumento por gradiente}$$

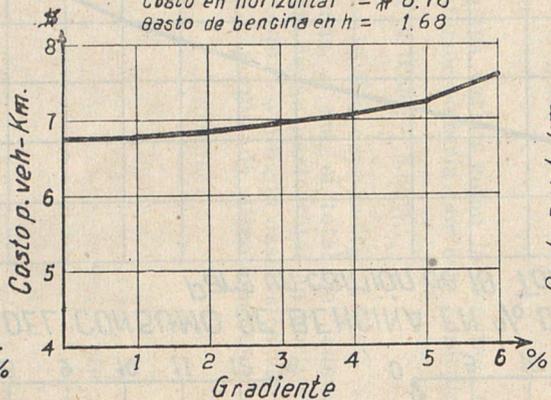
Para automovil

Costo en horizontal = \$ 4,15
Gasto de bencina en h = 0,83



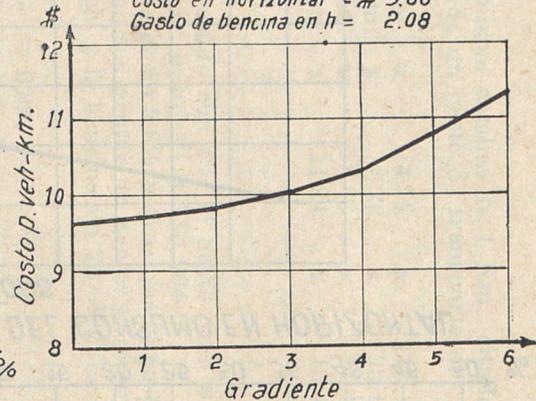
Para camiones de 5 Tons.

Costo en horizontal = \$ 6,76
Gasto de bencina en h = 1,68



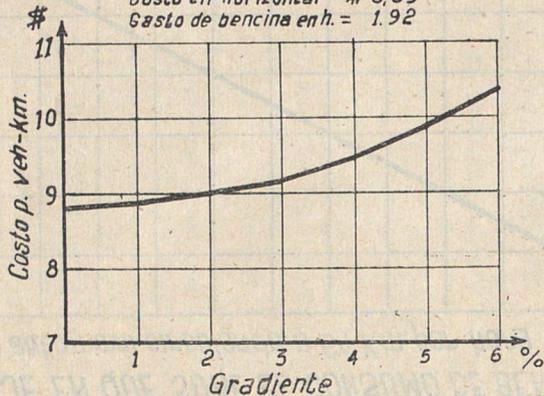
Para camiones de 10 Tons.

Costo en horizontal = \$ 9,66
Gasto de bencina en h = 2,08



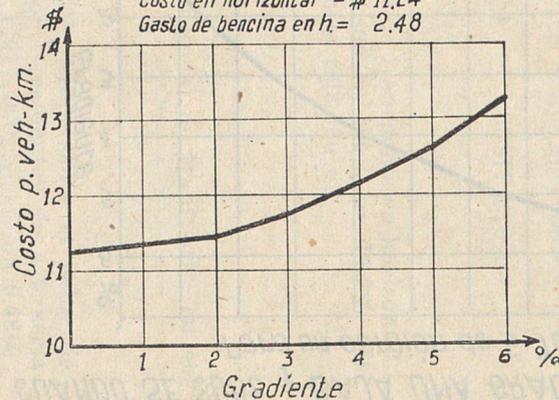
Para camión promedio 8 a 10 Tons.

Costo en horizontal = \$ 8,83
Gasto de bencina en h = 1,92



Para Traile 15 - 20 Tons.

Costo en horizontal = \$ 11,24
Gasto de bencina en h = 2,48



Recubrimiento bituminoso en los puentes con piso de madera

Por el ingeniero **Edmundo Thomas N.** y los técnicos **Luis Vásquez M.** y **René Fuentes G.**

Uno de los grandes problemas de la Sección Puentes del Departamento de Caminos es la mantención de puentes con pavimento de madera; es así como en el puente sobre el Bío-Bío se debe reponer anualmente un 20 a 30% del tablonaje, lo cual cuesta al Departamento de Caminos entre 40 y 60 pesos por metro cuadrado de reposición de los tablones.

El tránsito moderno de vehículos pesados y a gran velocidad ejerce sobre los tablones cargas concentradas que pronto aflojan el sistema de tablones, además se producen efectos de vibración que se transmiten a toda la estructura del puente, acelerando con esto su destrucción. Si a esto se agregan los inconvenientes que tienen que sufrir los vehículos al pasar por los puentes, por los efectos del tablonaje suelto o quebrado, se ven las grandes dificultades y gastos que demanda la conservación de estos puentes y si a esto hay que agregar el clamor público, se podrá comprender la urgente necesidad de proceder a la colocación de una carpeta estable sobre ellos.

La Sección Laboratorio estudió todos los antecedentes relacionados con la posible colocación de una carpeta protectora para puentes con calzada de madera; para estos estudios se efectuó un recorrido de los principales puentes. Se estudiaron las distintas maderas, el grado de pudrición en que se encontraba el tablonaje, el ajuste de los tablones, etc. Entre los distintos puentes estudiados se consideró especialmente el puente San Ramón en el camino de Puente Alto a Puntilla. Llamó la atención este puente por tener un arco de considerable luz sometido a tránsito pesado de camiones y carretones cargados con ripio y arena del Maipo, además, por efecto del viento, se produce en este puente una vibración muy intensa (elongación máxima de 0,75 cm.). Con el objeto de establecer el grado de vibración se instalaron instrumentos especiales para medir la elongación máxima de esta vibración. En igual forma se procedió con los puentes Lo Gallardo en Lloileo, Los Morros, Río Claro en Molina, Paula en Curicó, etc.

De los antecedentes acumulados se pudo deducir que el puente San Ramón presenta la máxima deformación por efectos de la vibración y tiene un tránsito pesado superior a los otros puentes considerados. A esto habría que agregar que las experiencias de pavimentación hechas hasta entonces, no habían dado ningún resultado favorable en este puente.

A base de los estudios antes indicados se fueron eliminando los distintos tipos posibles de pavimento que se podían efectuar con los medios de que disponía la Sección Laboratorio.

El tipo de pavimento aceptado fué una mezcla en frío con emulsión bituminosa de cinco centímetros de espesor, colocadas sobre un tablonaje previamente ajustado por un sistema de cuñas especiales y tirafondos. El defecto más mínimo en el ajuste del tablonaje trae consigo inmediatamente partiduras en la carpeta bituminosa. En la revisión de los tablones de la antigua capa de rodado se hacía necesario eliminar todo tablón quebrado o con principios de pudrición.

Las especificaciones de los materiales usados para esta carpeta bituminosa deben ajustarse a los siguientes valores:

Emulsión bituminosa:

a) Para imprimación de los tablonces:

Emulsión P, de quiebre rápido de las siguientes características:

Viscosidad Saybolt-Furoll de 60 cc. a 25°C. en segundos	20—100
Residuo por destilación	55—60%
Sedimentación, 5 días	3
Demulsibilidad 35 cc. 0,02 N de Ca Cl ₂	60 + %
Tamizado, no más de	0,10%
Miscibilidad en agua	No coagula

Pruebas sobre el residuo:

Penetración, 100 gramos, 5 seg.	100 — 200
Solubilidad en sulfuro de carbono de petróleos asfálticos no más de	97,5%
Solubilidad en sulfuro de carbono de asfalto nativos, no menos de	95%
Cenizas, no más de	2%
Peso específico a 25°C, no menos	1,0

b) Para la mezcla bituminosa en frío:

Emulsión lenta tipo H. P. M.

Viscosidad Saybolt-Furoll, 60 cc. a 25°C en segundos	20—100
Residuos por destilación	57—62%
Sedimentación, 5 días	3
Tamizado, no más de	0,05
Ensaye mezcla de cemento, no más de	2,0%
Miscibilidad en agua	No coagula
Miscibilidad modificada en agua	Dif. máxima 4,5%

Pruebas sobre el residuo:

Penetración, 100 grs., 5 seg.	100—200
Solubilidad en sulfuro de carbono de petróleos asfálticos, no más de	97%
Solubilidad en sulfuro de carbono de asfaltos nativos, no menos de	95%
Cenizas no más de	2%
Ductibilidad a 25°C, no menos de	60 cm.
Peso específico a 25°C, no menos de	1,0

c) Para el agregado mineral pétreo de la mezcla:

Pasa por	por ciento
1¼"	100
¾"	45—80
½"	14—33
N.º 19	5—20
N.º 40	2—10
N.º 200	2—8
Desgaste Deval no más de 5% en peso.	

2.º.— **Reparación sin interrupción del tránsito.**— Aquí las operaciones son las mismas, pero se retira y repone inmediatamente el tablonaje de rodado. El cambio de los tablones de resistencia es un trabajo sumamente lento y es preferible efectuarlo de noche que es cuando no hay tránsito.

De la vigilancia de la colocación de los tirafondos depende el buen éxito de la reparación, pues éstos no deben clavarse sino atornillarse con llaves especiales. Esta operación se puede efectuar de dos maneras:

1.º Se inicia la colocación del tirafondo con dos o tres golpes de martillo, o bien se perfora el tablón con una mecha de $\frac{1}{4}$ " , en ambos casos debe a continuación atornillarse con llave sin interrupción para no malograr el tirafondo; en ningún caso debe permitirse que éste se introduzca o remate a golpes de combo, tendencia a la cual el obrero muestra marcada preferencia. Una vez terminada la reparación del piso de madera que sirve de base al pavimento, se colocan las vigas guardaruedas que se fijan por medio de pernos.

CARPETA BITUMINOSA

Antes de colocar la carpeta bituminosa se interrumpe el tránsito para poder lavar y limpiar con escobillones el piso de madera y se deja secar. Una vez seco se calafatean con material pétreo las juntas entre tablones en aquellas partes en que se considere necesaria. Terminado el calafateo y siempre que las condiciones atmosféricas (temperatura sobre 15°C. sin neblina) lo permitan se procede a imprimir el piso de madera con emulsión P, a razón de aproximadamente dos litros por metro cuadrado. Esta imprimación se deja libremente al aire hasta su total quiebre, es decir, hasta que toda la superficie cambie del color café al color negro del bitumen; el tiempo que demora esta operación es función de las condiciones climáticas.

Después de esto se procede a colocar la carpeta bituminosa que se puede preparar en dos formas distintas:

a) Procedimiento a mano sobre una plancha metálica.

b) Por medio de una betonera en forma de pera.

La cantidad de emulsión en peso se puede calcular en primera aproximación de acuerdo con la siguiente fórmula:

$$P = 0,5 a + 0,1 b + 0,5 c.$$

en que a = porcentaje del agregado pétreo retenido en el tamiz de 10 mallas.

b = porcentaje del agregado pétreo que pasa tamiz de 10 mallas y es retenido en tamiz de 200.

c = porcentaje del agregado, pétreo que pasa el tamiz de 200 mallas.

La cantidad exacta se fija experimentalmente de acuerdo con la naturaleza del elemento pétreo y del poder de cubrimiento correspondiente al tipo dado de roca. Con el objeto de aclarar un poco ésto, consideremos un ejemplo de cernido de material.

Pasa por	I Chancado grueso	II Chancado mediano	III Chancado fino	Resultante de la mezcla
1½"	100%	—	—	100
1¼"	91%	—	—	94
¾"	39%	100%	100%	61
¼"	7%	62%	99%	29
N.º 10	1,3%	14%	97%	18
N.º 40	1,1%	2%	62%	10
N.º 200	0,9%	1,5%	35%	6
Desidad aparente	—	1,4%	1,4%	—

Dosificados estos tres grados de chancado en la proporción en peso de 64% del grueso, 21% del mediano y 15% del fino, se obtiene la composición granulométrica indicada en la columna IV y que cumple con la banda de especificación. Estos valores en peso se reducen a valores en volumen dividiendo simplemente por sus densidades aparentes respectivas, indicadas en el cuadro. De esta manera se soluciona un problema de mezclas en el terreno donde pueden servir las carretillas como unidades de medida.

Aplicando la fórmula para la cantidad de emulsión tenemos:

$$a = 0,05 \times 82 + 1,2 \times 0,1 + 0,5 \times 6 = 8,3\% \text{ de emulsión en peso.}$$

Se ve entonces que, para esta carpeta se necesitaría aproximadamente un 8,3% de emulsión en peso. Aceptando una densidad de 1,8 del chancado rodillado y 5 cm. de espesor, tendríamos por metro cuadrado, 90 kilogramos de chancado, lo que representa más o menos 7,5 litros de emulsión por metro cuadrado. Dado que el valor exacto queda determinado por el poder de recubrimiento del chancado y por la naturaleza de la roca, anteriormente citado, este valor sube a más o menos ocho litros por metro cuadrado.

Una vez fijada la cantidad exacta de emulsión se procede a efectuar la revoltura, ya sea a mano o en betonera, y debe efectuarse en tal forma que la emulsión no se acumule en el fino, tendencia que no se puede evitar en las betoneras de tambor.

Colocación y repartición de la mezcla bituminosa

Los agregados preparados como se ha especificado, deberán ser íntimamente mezclados con dos por ciento de agua en peso, hasta que todas las partículas del agregado estén cubiertas, no debiendo haber agua en exceso. Después se le agrega la emulsión y se revuelve todo aproximadamente un minuto en la betonera y en caso de mezcla a mano sobre planera, se revolverá el tiempo necesario para obtener un recubrimiento adecuado, pero con rapidez.

La mezcla se extrae de la betonera o de la plancha metálica y se trasladada en carretillas a las superficies previamente imprimida del puente donde se reparte uniformemente a pala, teniendo cuidado de distribuir uniformemente el material fino que se aglomera con la emulsión. Para que el espesor de la carpeta avence parejo, se hace uso de reglillas y se van corriendo adelante dejando a nivel de ellas la mezcla. El espesor del material colocado deberá ser tal, que una vez compactado se obtenga los perfiles longitudinales y transversales requeridos. No deben existir variaciones superiores a 6 mm. en una longitud de 5 metros.

La superficie de la carpeta será rodillada con un rodillo metálico preferentemente de 4 a 6 toneladas, de dos cilindros (tanden) y se moverá lentamente a lo largo del puente y empezando por las orillas y desplazándose hacia el centro. Durante esta operación pueden quedar en descubierto algunas fallas debidas generalmente, a acumulaciones de material fino mal repartido en la mezcla y que se corrigen inmediatamente con mezcla nueva. Las posibles pegaduras del material asfáltico en el rodillo se evitan colocando gravilla sobre el pavimento. Al notarse un desplazamiento del material asfáltico al paso del rodillo, indica que el quiebre de la emulsión no está terminado y que deberá esperarse hasta que se complete.

Sello: La carpeta bituminosa así preparada hay que sellarla, para lo cual se riega la superficie con 1,5 a 2 litros de emulsión quiebre rápido (P). Este riego para una repartición uniforme es conveniente efectuarlo por medio de una bomba y boquilla repartidora. A continuación se cubre la superficie con gravilla especificada, a razón de 6 a 8 litros por metro cuadrado. Termina por rodillarse con un rodillo liviano de 6 toneladas y se entrega al tránsito.

Hasta la fecha, la Sección Laboratorio e Investigaciones del Departamento de Caminos ha logrado hacer trabajos de pavimentación en los puentes que se indican; por orden cronológico:

Fecha	Nombre	Provincia	Clase	Largo	Ancho
XI—44	Río Claro, (Talca) ..	Talca	H.	440	3,5
V—45	San Ramón	Stgo.	F.M.	46	4,0
XI—45	Río Claro, (Molina).	Talca	F.	240	3,7
II—46	Bío Bío	Concep.	H.M.	1.658	7,0
X—46	El Membrillo	Stgo.	F.M.	69,5	3,2
IX—46	Ventarrón	Stgo.	M.	12	6,0
IX—46	Atajo	Stgo.	M.	12	6,0
I—47	Lo Gallardo, costero ..	Stgo.	F.	551	3,2
VIII—47	Lo Velásquez	Stgo.	F.M.	56	3,5
X—47	Bulnes	Stgo.	F.M.	90	3,2
IX—47	Los Morros	Stgo.	F.M.	160	3,6
I—48	Mataquito	Curicó	M.	165	4,0
V—48	Paula	Curicó	H.F.M.	594	4,0
XI—48	Lo Espinza	Stgo.	F.M.	90	3,1

H = Hormigón

F = Fierro

M = Madera

En fecha reciente se tomaron fotografías de algunos de estos puentes. Así la fotografía N.º 1, que corresponde al puente sobre el río Maipo en Lo Gallardo, y que fué pavimentado en Enero de 1947, se observa que en su aspecto general no presenta diferencias fundamentales en sus calzadas: la de concreto y la bituminosa.

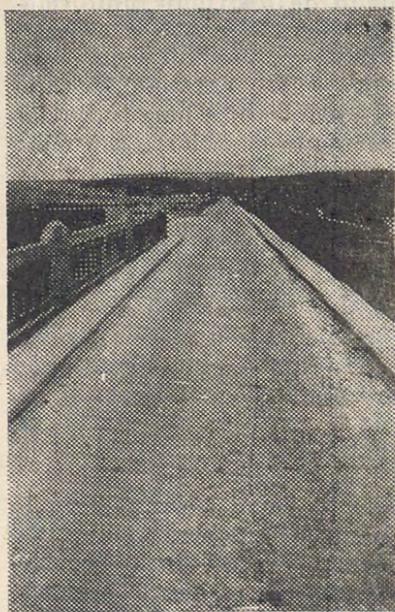


Foto N.º 1

La fotografía N.º 2 tomada en el primer tramo de estructura de fierro de este mismo puente, muestra una de las pocas fallas de la carpeta: Nótese la trizadura del pavimento precisamente en el mismo sentido de las juntas de los tablonces de rodado.



Foto N.º 2

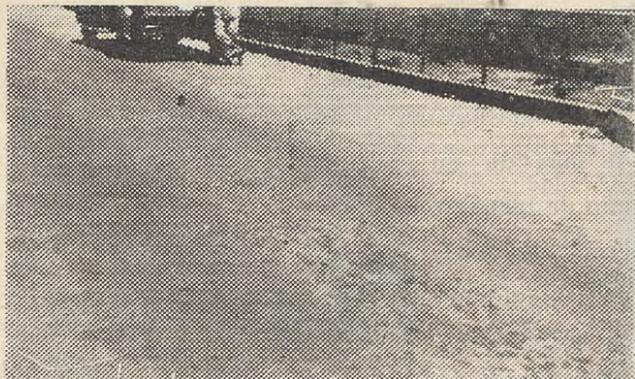


Foto N.º 3

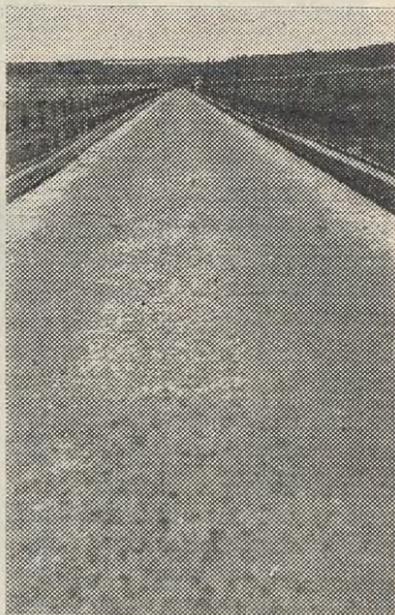


Foto N.º 6



Foto N.º 4

En las fotos N.º 3, 4, 5, 6, y 7, también de este mismo puente, podemos apreciar con claridad el estado en que se encuentra el pavimento después de casi tres años de tránsito.



Foto N.º 5

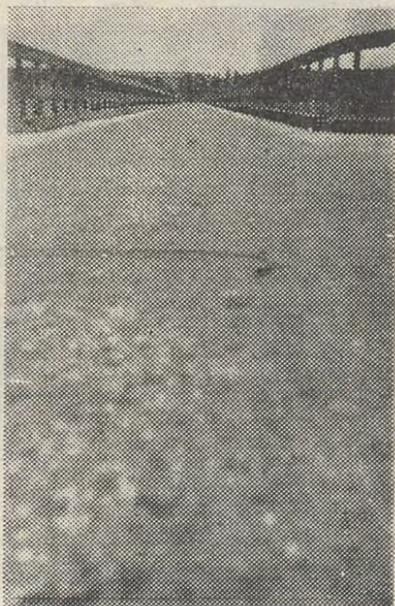


Foto N.º 7

En la fotografía N° 8, que corresponde al puente Lo Espinoza, y que cruza el río Mapocho en Carrascal, apreciamos el buen estado general de la

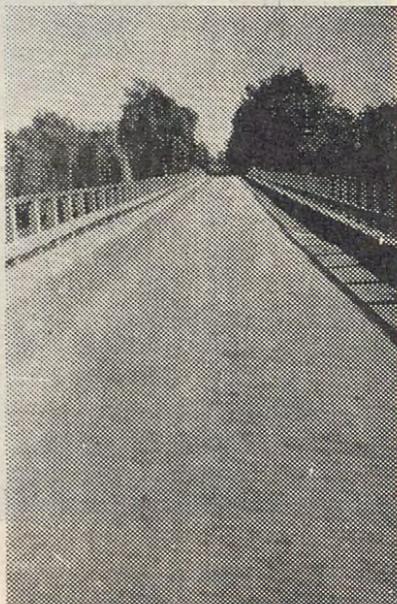


Foto N.º 8

carpeta después de más de un año de tránsito, casi exclusivo, de vehículos pesados con llantas de fierro (carretones areneros).

Las fotografías N.os 9 y 10, muestran el aspecto general del puente sobre el río Maipo en Los Morros, pavimentado en Septiembre de 1947, apreciándose el buen estado de la carpeta asfáltica.

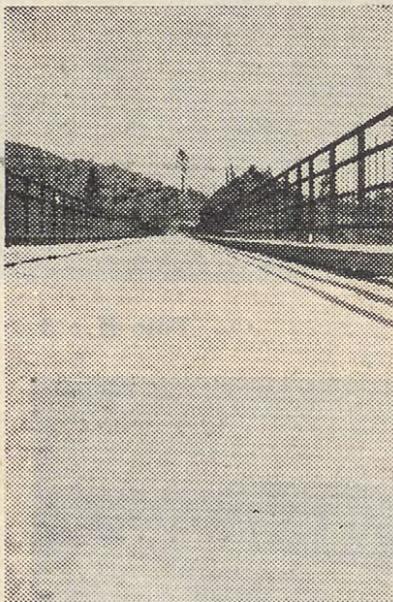


Foto N.º 10

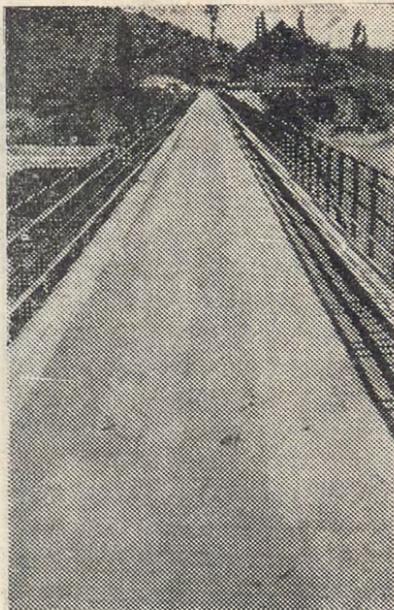


Foto N.º 9

La foto N° 11, del mismo puente deja ver la única falla: pavimento agrietado que permite adivinar dos tablo- nes de rodado sueltos.



Foto N.º 11

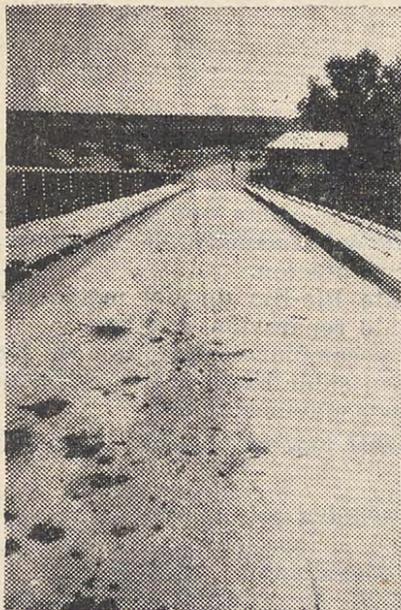


Foto N.º 12

Las fotografías N.ºs 12 y 13, muestran claramente el estado actual de la carpeta del puente San Ramón pavimentado en Mayo de 1945. Nótese tres grietas longitudinales que se extienden en casi toda la longitud del puente, y corresponden a las juntas de los tableros centrales que no sufren la



Foto N.º 13

acción directa del tránsito. Como se recordará en este puente se iniciaron las primeras experiencias de pavimentación con este tipo de carpeta.

La fotografía N.º 14, corresponde al puente Bulnes, donde se aprecia una falla local que no ha afectado el buen estado general del pavimento, después de más de dos años de intenso tránsito.



Foto N.º 14

En términos generales, se puede decir que la colocación de una carpeta bituminosa sobre antiguos puentes de madera ha sido un franco éxito, ya que ninguno de estos puentes se ha deteriorado por el tránsito, aún aquellos como el puente San Ramón, Bulnes y Lo Espinoza, donde existe un intenso tránsito de vehículos con llanta metálica.

El puente San Ramón ya tiene casi cinco años de uso y se encuentra en buenas condiciones de tránsito, habiéndose arreglado pequeños parches y colocado una ligera capa de sello. En cuanto a los demás puentes no han tenido reparaciones.

Este mismo procedimiento sobre una base rígida de concreto como el puente Claro en Talca con tránsito de llanta metálica, no ha dado resultado efectivo. Pero si el tránsito es con llanta de goma, puente Maipo en Lo Gallardo el comportamiento es bueno.

Costos.— El costo por metro cuadrado de carpeta bituminosa sin arreglo del tablonaje, sería el siguiente aproximadamente:

Emulsión: 12 litros	\$ 51.60
Chancado: 65 litros a \$ 150 m3.	9.70
Gravilla	1.20
Petróleo, bencina, mano de obra, etc.	50.—
TOTALES	\$ 112.50

Si consideramos que en el puente Bío-Bío se gasta anualmente alrededor de cuarenta pesos por metro cuadrado en reposición de tablonaje, tenemos que en tres años está pagada la pavimentación.

La carpeta experimental sobre el puente Bío-Bío de 100 metros de largo, construída hace cuatro años, no ha tenido reparación efectiva.

Sin embargo, cuando se debe arreglar y cambiar el tablonaje de los puentes, los valores por metro cuadrado pueden subir hasta \$ 300, estimando que en estas condiciones aún se justifica esta pavimentación.

Cálculo de pavimento de una pista de aterrizaje

PISTA DE CERRO MORENO.— ANTOFAGASTA

Por el ingeniero Carlos Alliende Arrau

I.—Consideraciones Generales.

1.—**Peso de los aviones y otros datos.**—La presente Memoria se refiere al cálculo de la Pista de Aterrizaje para el aeródromo de Cerro Moreno (Antofagasta), actualmente en construcción; y en ella se estudia solamente el caso de aviones con un peso total de 200.000 Lbs., sobre dos ruedas. Se trata de aviones que pertenecen a un porvenir no muy lejano, y que ya se han considerado en el cálculo de algunos importantes aeropuertos modernos.

Los expertos creen aún en la posibilidad de la circulación relativamente próxima de aparatos de 200.000 a 300.000 Lbs., pero es muy posible que los pavimentos proyectados para aparatos de 160.000 Lbs. (peso total), serán adecuados para soportar aquellos pesos. (1) Esto es debido a que en vez de dos ruedas se establecerán, seguramente, ruedas duales para los aviones iguales o superiores a 160.000 Lbs., lo que permitirá hacer en buenas condiciones la transmisión de las presiones al sub-suelo.

Otros datos indispensables para el cálculo se refieren a la **presión** de los neumáticos y a la **superficie** ocupada por la rueda que de acuerdo con la experiencia corriente, se expresan como sigue:

$$I = \text{Presión del neumático} = 120 \text{ Lbs. por } 1''^2 \text{ (8,5 K./cm}^2\text{)}.$$

$$A = \text{Superficie ocupada por la rueda} = 0,9 \frac{W}{I}$$

$$\text{Aquí } I = 120 \text{ Lbs. por } 1''^2.$$

$$W = \text{peso por rueda de los aviones.}$$

En conformidad con la práctica generalmente adoptada para los pavimentos de concreto, en los cálculos que siguen se considerarán espesores diferentes para el centro de las losas, en relación con el espesor de los bordes. (Ver Fig. N.º 2).

Finalmente, queremos dejar constancia que nos ha sido imperioso emplear en nuestros cálculos la libra, la pulgada y otras medidas inglesas, en vista de figurar estas unidades en las fórmulas usadas.

2.—**Bases de cálculo.**—El cálculo se hará de acuerdo con la teoría de Westergaard, y las fórmulas deducidas por Bradbury. (2).

Las fórmulas suponen que se da el espesor de la losa y se calcula la tasa máxima de flexión. Ellas son:

(1) Folleto de la U.S. Department of Commerce. 1946.

(2) Reinforced Concrete Pavements. Pág. N.º 31.—

$$S_c = \frac{3 \cdot W}{h^2} \left[1 - \left(\frac{a}{l} \right)^{0,6} \right] \quad (1)$$

S_c es la tasa máxima de flexión en Lbs., por $1''^2$, en una esquina del pavimento.

$$S_e = \frac{0,572W}{h^2} \left[4 \log \frac{l}{b} + 0,359 \right] \quad (2)$$

S_e es la tasa máxima de flexión en Lbs., por $1''^2$, en el borde exterior del pavimento.

$$S_i = \frac{0,3162W}{h^2} \left[4 \log \frac{l}{b} + 0,633 \right] \quad (3)$$

S_i es la tasa máxima de flexión en un punto interior de la losa.
(Ver Fig. N.o 1.).

Los símbolos de las fórmulas son:

a = radio de la circunsferencia en que se hace la distribución del peso, por rueda, en pulgadas.

$$a = \sqrt{\frac{A}{\Pi}}$$

h = espesor del pavimento en pulgadas.

l = coeficiente de rigidez relativa.

$$l = \sqrt[4]{\frac{E h^3}{12 (1-u^2)k}} = \Delta \sqrt[4]{h_1^3} \quad (4)$$

E = 3.500.000 Lbs./ $1''^2$ (módulo de elasticidad del concreto).

u = Relación de Poisson para el concreto = 0,15.

k = Módulo de reacción del sub-suelo. De las experiencias realizadas en el terreno, se desprende que el valor de k es muy grande, mayor que 1.000, lo que es debido a que la sub-base del pavimento ha sido muy bien preparada. Tomaremos para k el valor de 1.000 considerado, que al pasar de 800 a 1.000 o 1.200 no se producen variaciones importantes en los resultados. Esto resultó de las experiencias hechas en el terreno mismo, usando el método de California, que mide deformaciones del suelo en relación con el peso aplicado.

Las fórmulas (1), (2) y (3) pueden resumirse en una sola:

$$S = \frac{W}{h^2} \cdot Q \quad (5)$$

Q = Coeficiente de fuerza. Según se trate de carga en el interior, en el borde o en las esquinas, estos coeficientes se denominarán Q_i , Q_e , Q_c , respectivamente.

Los valores de Q_1 , Q_e y Q_c han sido calculados por Bradbury...
(Tablas 4 y 5. Págs. N.os 33 y 34 del Libro citado).

Las tensiones dadas por la fórmula (5) serían entonces:

$$S_c = \frac{W}{h^2} Q_c \quad (1.a)$$

$$S_e = \frac{W}{h^2} Q_e \quad (2.a)$$

$$S_i = \frac{W}{h^2} Q_i \quad (3.a)$$

En la Fig. N.º 1 las tensiones están colocadas en sus respectivas situaciones, sobre la losa de largo L y ancho B .

En el caso (1) la tensión máxima se produce en la cara superior, y en los casos (2) y (3) se produce en la cara inferior.

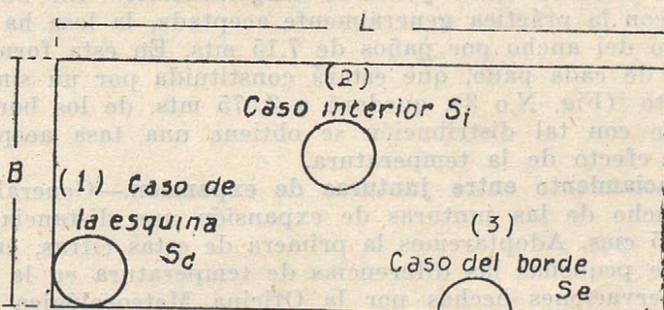


Figura N.º 1

Como el pavimento debe ensancharse en los bordes podrían adoptarse los dos tipos generales indicados en Fig. N.º 2.

En ambos, el ancho de la pista se divide en paños de 6 a 7 metros, y más adelante veremos cómo en nuestro caso conviene adoptar un ancho individual por paño de 7,15 mts.

En el tipo a) de Fig. N.º 2, el ensanche sólo se hace en los bordes exte-

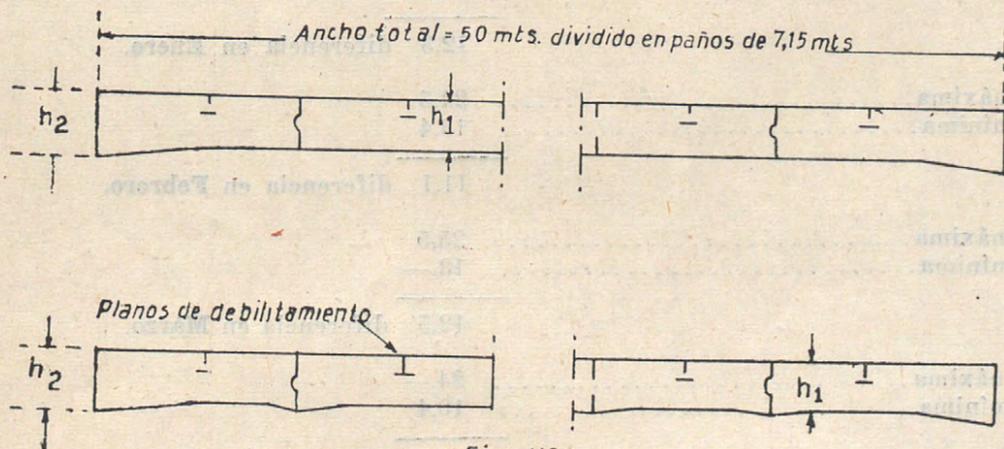
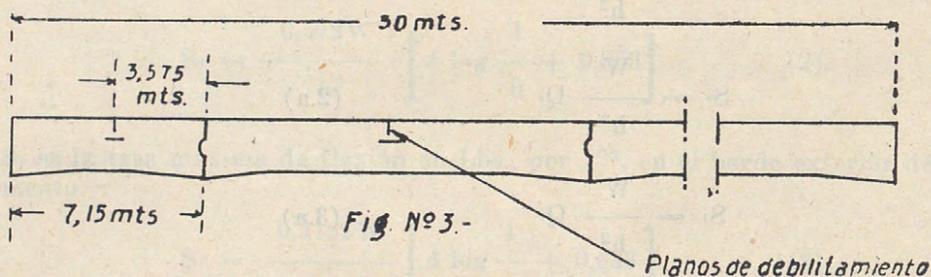


Fig. N.º 2

riores, mientras que en tipo b) el ensanche se realiza en cada paño. Es preferible adoptar este último sistema, cuando las cargas caen accidentalmente en las juntas. En nuestros cálculos se ha adoptado el tipo b).

La determinación exacta de la distancia entre juntas se hace de acuerdo con las consideraciones siguientes:



3.—**Distancia entre juntas.**—Debemos calcular o estimar el espaciamiento entre juntas longitudinales, entre juntas de expansión y entre juntas de contracción.

a) **Espaciamiento entre juntas longitudinales.**—En nuestro caso, y de acuerdo con la práctica generalmente aceptada, la losa ha sido formada en el sentido del ancho por paños de 7,15 mts. En esta forma, la junta longitudinal de cada paño, que estará constituida por un simple plano de debilitamiento (Fig. N.º 3), quedará a 3,575 mts. de los bordes del paño. Veremos que con tal distribución se obtiene una tasa aceptable de trabajo por el efecto de la temperatura.

b) **Espaciamiento entre juntas de expansión.**—Generalmente, se toma como ancho de las juntas de expansión una distancia comprendida entre 2 y 2,5 cms. Adoptaremos la primera de estas cifras, en vista de ser relativamente pequeñas las diferencias de temperatura en la región.

Las observaciones hechas por la Oficina Meteorológica de Chile dan para Cerro Moreno los siguientes resultados, durante 10 meses del año 1947.

T A B L A I

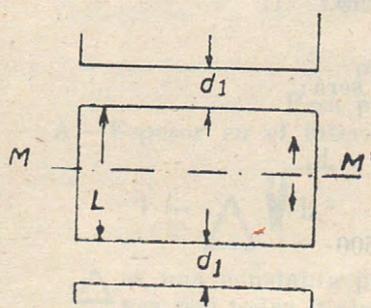
1947		Temperaturas Grados Centígrados	
máxima.....	27,3		
mínima.....	15.—		
		12,3	diferencia en Enero.
máxima.....	24,5		
mínima.....	13,4		
		11,1	diferencia en Febrero.
máxima.....	25,5		
mínima.....	13.—		
		12,5	diferencia en Marzo.
máxima.....	24.—		
mínima.....	10,4		
		13,6	diferencia en Abril.

máxima.....	22,5	
mínima.....	9.—	
		13,5 diferencia en Mayo .
máxima.....	20.—	
mínima.....	9.—	
		1.— diferencia en Junio .
máxima.....	22.—	
mínima.....	6.—	
		16.— diferencia en Julio .
máxima.....	21.—	
mínima.....	6,2	
		14,8 diferencia en Agosto .
máxima.....	21,8	
mínima.....	8.—	
		13,8 diferencia en Septiembre .
máxima.....	22.—	
mínima.....	9.—	
		13.— diferencia en Octubre .

La mayor diferencia mensual corresponde a Julio, y llega a 16°, y la mayor diferencia absoluta es de 21,3°, producida entre el máximo de Enero y el mínimo de Julio. Como es absolutamente improbable pensar que las concretaduras se hagan en épocas correspondientes a los mínimos y máximos absolutos, no parece lógico tomar en nuestros cálculos el valor de 21,3°, sino más bien, la diferencia entre las temperaturas mínima y media.

Temperatura media	16,3°
Temperatura mínima	6°.—
Diferencia	10,3°

Tomemos en definitiva $t = 15^\circ$, para colocarse en una situación desfavorable:



Llamemos:

$t =$ diferencia de temperatura = 15°

$e =$ coeficiente de dilatación para el concreto por grado centígrado = 0,00001

$d_1 =$ ancho de la junta = 0,02 mts.

$L =$ largo del paño.

Figura N.º 3'.

Se tendrá como largo total del alargamiento el valor L e t , y este valor debe hacerse igual a la mitad de d_1 , ya que el alargamiento se reparte igualmente a ambos lados de la línea media MM' del paño considerado. (Ver Fig. N.º 3').

Se tiene en suma:

$$L e t = \frac{d_1}{2}$$

$$L = \frac{d_1}{2et} = \frac{0,02}{2 \times 0,00001 \times 15} = 66m.$$

Adoptemos:

$$L = 60 \text{ mts.}$$

(No hay inconveniente en adoptar una cifra menor).

c) **Espaciamiento entre juntas de contracción.**

Sea:

q = peso de la losa por m² = h₁ x 1 x 2.500 (Kgrs.).

c = coeficiente de fricción de la losa con el suelo = 1,5 a 2.

L' = distancia entre las juntas de contracción.

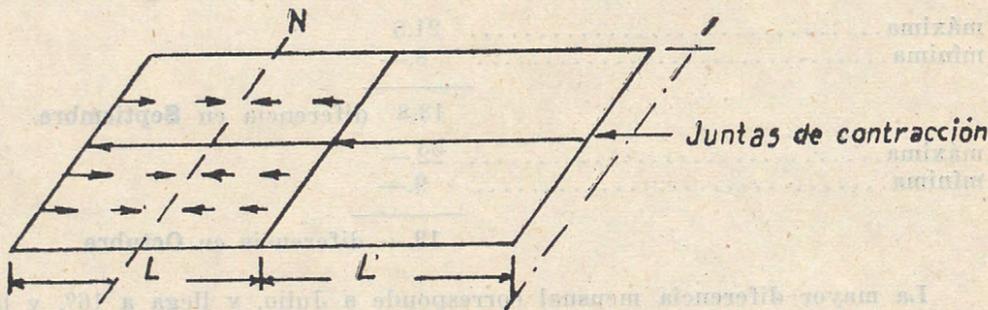


Fig. N^o 4 -

En la línea central N N' (Fig. N.º 4) del paño de largo L' se producirá la fuerza de fricción máxima, y ésta vale:

$$q c \frac{L'}{2} \text{ por metro de ancho.}$$

Para que no haya ruptura del pavimento, esta fricción debe ser soportada por la resistencia unitaria a la tracción del concreto, que denominaremos S_r. Por metro de ancho esta resistencia será:

$$S_r \times 1 \times h_1$$

mos S_r. Por metro de ancho esta resistencia será:

$$q c \frac{L'}{2} = S_r \cdot 1 \cdot h_1$$

Reemplazando:

$$q = h_1 \cdot 1 \times 2.500$$

$$h_1 \cdot 1 \times 2,500 \times c \left[\frac{L'}{2} \right] = S_r \cdot 1 \times h_1$$

$$L' = \frac{2 S_r}{2.500 c}$$

Tomaremos para S_r y c los valores siguientes:

$$S_r = 2 \left[\frac{\text{Kgs.}}{\text{cm}^2} \right] = 20.000 \left[\frac{\text{Kgs.}}{\text{m}^2} \right]$$

$$C = 2$$

Introduciendo estos valores en (8), queda:

$$L' = \frac{2 \times 20.000}{2.500 \times 2} = \frac{20}{2,5} = 8 \text{ mts.}$$

Para hacer más desfavorable la situación de cálculo, tomaremos:

$$L' = 5 \text{ mts.}$$

Esto significa que se acepta para S_r un valor:

$$S_r = \frac{2.500 \cdot c}{2} \quad L' = \frac{2.500 \cdot x \cdot 2}{2} \times 5$$

$$S_r = 12.500 \left[\frac{\text{Kgs.}}{\text{m}^2} \right]$$

$$S_r = 1,25 \left[\frac{\text{Kgs.}}{\text{cm}^2} \right]$$

Además, en esa forma, como veremos más adelante, se disminuye la tensión por temperatura.

Así, pues, no obstante que el cálculo nos da para L' un valor de 8 mts., no hay inconveniente en adoptar valores menores, ya que esto favorece la situación resistente del pavimento y disminuye la tensión producida por la temperatura, si bien, aumenta el número de juntas.

II.—Cómputo de tensiones y espesores.

Peso total = 160.000 Lbs.

Peso por rueda = 80.000 Lbs.

A.—Espesor en el interior de la losa. (Caso 2, Fig. N.º 1).

$$1 = \triangle \sqrt[4]{h_1^3} = \sqrt[4]{h_1^3} = 4,16$$

\triangle es una constante para todos los casos, y puede calcularse de una vez por todas. Vale:

$$\triangle = \sqrt[4]{\frac{3.500.000}{12 (1-0,15^2) 1.000}} = 4,16$$

h_1 en pulgadas	h_1^3	$\sqrt[4]{h_1^3}$	$l = \Delta \sqrt[4]{h_1^3}$
12"	1728	6,45	26,8 "
12,5	1953	6,63	27,7 "
13	21197	6,85	28,5 "
14	2744	7,27	30,2 "
15	3375	7,62	31,7 "
16	4096	8.—	33,3 "
17	4913	8,37	34,8 "

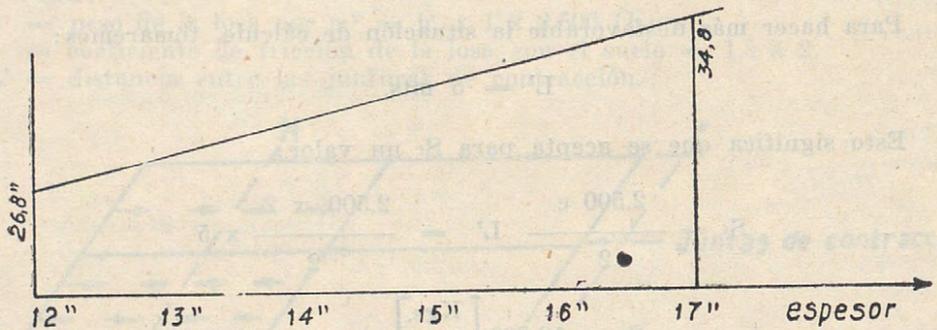


Fig. N.º 5.-

Tomaremos:

$$h_1 = 12''$$

Resulta:

$$l = 4,16 \sqrt[4]{h_1^3} = 26,8$$

$$b = \sqrt{1,6 \times a^2 + h_1^2} - 0,675 h_1$$

Hemos visto que a es el radio de la circunferencia en que se hace la distribución del peso.

$$a = A = \frac{0,9 \times 100.000}{120 \times 3,14} = 16''$$

Se obtiene, entonces:

$$b = \sqrt{1,6 \times 256 + h_1^2} - 0,675 h_1$$

Como primera aproximación tomaremos $h_1 = 14''$

Resulta para b :

$$b = 410 + 196 - 0,675 \times 14'' = 606 - 9,45 = 24,617 - 9,45$$

$$b = 15,2'' \quad \frac{l}{b} = \frac{30,2}{15,2} = 2$$

En la tabla 4, calculada por Bradbury, en su libro, Pág. N.º 33, se encuentra que para $\frac{l}{b} = 2$ se tiene:

$$Q_1 = 0,58$$

En suma :

$$S_1 = \frac{W}{h_1^2} \cdot 0,58 = \frac{58000}{196} = 285 \text{ Lbs./1"}^2$$

Si consideramos como tasa de ruptura a la flexión, la de 700 Lbs./1"² (50 Kgs./cm²), se tendrá que el coeficiente de seguridad para el caso considerado es de :

$$\frac{700}{285} = 2,45$$

Como el valor aceptable no tiene para qué ser mayor de 2, resultaría, aparentemente, una seguridad excesiva; pero hay que considerar las tensiones producidas por la temperatura, que son bastante fuertes. Más adelante, veremos que esta tensión es de 140 Lbs. por pulgada cuadrada. La suma de las tensiones llega así a 425 Lbs., tasa que es un poco alta, y por este motivo, tomaremos en definitiva :

$$h_1 = 15''$$

Veremos más adelante, que la tasa de 431 Lbs. por pulgada cuadrada es aceptable.

II tanteo. Haremos el cálculo para $h_1 = 15''$.
Se tiene ahora, según Tabla II, para $h_1 = 15''$.

$$l = 31,7''$$

$$b = 410 + 225 - 0,675 + 15 = 15,08 = 15,1''$$

$$\frac{l}{b} = \frac{31,7}{15,1} = 2,1$$

Para $\frac{l}{b} = 2,1$ la tabla citada da: (Bradbury, Pág. N.º 33).

$$Q_c = 0,623$$

$$S_1 = \frac{100.000}{225} = 0,623 = 277 \text{ Lbs./1"}^2$$

Conclusión: $h_1 = 15''$

B.) Tensión producida por la carga $W = 100.000$ Lbs. en el borde exterior de la losa y espesor de la misma. (Caso 3. Fig. 1).

T A B L A II

Se tomara $h_2 = 17''$, y se tiene:

$$l = 34,8''$$

$$b = 1,6 a^2 + 289 - 0,675 \times 17 = 15,97$$

$$\frac{l}{b} = 2,19$$

La tabla da:

$$Q_c = 0,980$$

$$y \quad S_c = \frac{100.000}{289} \times 0,980 = \frac{98.000}{289} = 339,5 \frac{\text{Lbs.}}{\text{pulg.}^2} = 340 \frac{\text{Lbs.}}{\text{pulg.}^2}$$

B') Tensión producida por la carga $W = 100.000$ Lbs. en el borde interior, correspondiente a la junta de expansión.

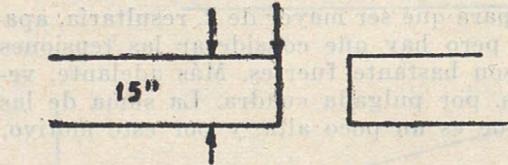


Fig. N.º 6.-

En este caso hemos visto que:

$$h_1 = 15'' \quad y \quad \frac{l}{b} = 2,1$$

Para $\frac{l}{b} = 2,1$ el valor de Q_c es:

$$Q_c = 0,93$$

$$\text{Resulta: } S'_c = \frac{100.000 \times 0,93}{225} = 413 \frac{\text{Lbs.}}{\text{pulg.}^2}$$

Resulta una tasa alta, y esto, como veremos más adelante, obligará a hacer una transferencia de peso a la losa vecina.

CONCLUSION: $h_1 = 15''$

C.) Tensión producida por la carga $W = 100.000$ Lbs., en las esquinas y espesor de la losa. (Caso 1, Fig. N.º 1).

Dejaremos el valor $h_2 = 17''$, adoptado para el borde exterior, y calcularemos la tasa S_c , que vale:

$$S_c = \frac{W}{h_2^2} \cdot Q_c$$

Hay que calcular el valor $\frac{l}{b}$ para aplicar la Tabla 5 de Bradbury. (Pág. N.º 34).

$$\frac{a}{b} = \frac{16''}{34,8} = 0,46$$

Para $\frac{a}{l} = 0,46$ el valor de Q_c es:

$$Q_c = 1,116$$

$$S_c = \frac{100.000}{172} \times 1,116 = \frac{111600}{289} = 386 \text{ Lbs./1}''^2$$

Se acepta: $h_2 = 17''$

D.) Tensiones ocasionales por diferencias de temperatura.

1.—Son producidas por el hecho de que las caras superficiales y de base de los pavimentos de concreto tienen, simultáneamente, temperaturas diferentes, lo que hace que los paños de que se componen estos pavimentos tiendan a flexionarse, tomando la forma de una bóveda cóncava o convexa.

Si un pavimento que tiene una temperatura uniforme, en un momento dado, sufre la acción de los rayos solares, necesariamente concentra súbitamente mayor calor en su cara superficial, y como este calor demora en propagarse hacia la cara de base, resultará que ambas caras tendrán temperaturas diferentes.

A consecuencia de lo anterior, se producirá cierta tensión, debida al bombeo cóncavo o convexo de las losas.

A lo largo del borde de las losas la tensión S_t vale:

$$S_t = \frac{E e t}{2} \times C \quad (9)$$

Aquí:

S_t = Tensión producida por la temperatura (fuerza producida por la tendencia al bombeo). La expresaremos en Lbs./1''².

E = 3.500.000 Lbs./1''².

e = Coeficiente de dilatación del concreto para grados Fahrenheit = 0,000.005.

t = Diferencia de temperatura entre las caras en grados Fahrenheit.

C = Un coeficiente que depende del valor de 1.
En la parte interior la tensión S_t vale:

$$S_t = \frac{E e t}{2} \frac{C_1 + u C_2}{1 - u^2} \quad (10)$$

C_1 = Coeficiente que tiene el mismo significado de C , y se refiere al largo de la losa y en esta dirección.

C_2 = Coeficiente análogo a C_1 , que se refiere a la dirección perpendicular al largo.

Los coeficientes C_1 y C_2 han sido calculados por Westergaard, y puestos en un gráfico, según el valor de B .

El valor B , es el largo o ancho de la losa y 1 es el coeficiente de rigidez relativa. (Ver gráfico de Bradbury, Pág. N.º 40).

2.—Valor de S_t en el interior de la losa. (Caso 2, Fig. N.o 1).

Hay que aplicar la fórmula (10). Se tiene:

$$B_1 = \frac{\text{Longitud de los paños en pulgadas}}{1} = \frac{200''}{31,7''} = 6,3$$

$$B_2 = \frac{\text{Ancho de los paños en pulgadas}}{1} = \frac{140''}{31,7''} = 4,4$$

Para $\frac{B_1}{1} = 6,3$, el gráfico de Pág. N.o 40 da $C_1 = 0,96$

Para $\frac{B_2}{1} = 4,4$, el gráfico da $C_2 = 0,55$

Nota: El valor B_1 es el mismo valor L_1 de fórmula (8) y el valor B_2 es el ancho 3,575 mts., comprendido entre el plano de debilitamiento de la losa y el lado exterior.

En las fórmulas (9) y (10) hay una indeterminación en cuanto a t , por lo cual es preciso hacer algunas suposiciones. En Antofagasta la temperatura varía poco entre el día y la noche; hay cierta uniformidad y, en consecuencia, no puede haber gran diferencia de calor entre las caras superficiales y de fondo, en un momento dado del día o de la noche.

Ante la falta de observaciones, y colocándonos en un término prudente, creemos que podemos tomar como diferencia de temperatura una diferencia inferior a la que existe entre la máxima y la mínima absoluta de cada mes. El valor medio de estas diferencias es de 13,16 Grados Centígrados, por lo que tomaremos para t un valor de 8 Grados Centígrafos; o sea; 15 grados Fahrenheit, aproximadamente.

La aplicación de la fórmula (10) da:

$$S_t = \frac{3.500.000 \times 0,000,005 \times 15^{\circ}\text{F.}}{2} = \frac{0,96 + 0,15 \times 0,55}{0,9775}$$

$$S_t = 131 \frac{0,96 + 0,08}{0,9775} = 131 \frac{1,04}{0,9775} = 131 \times 1,064 = 139,4 \frac{\text{Lbs.}}{\text{pulg.}^2}$$

Hemos visto que en el interior de la losa la tensión producida por la carga de 100.000 Lbs. es de 277 Lbs./1''². En consecuencia, la tensión total es:

$$S_r = S_1 + S_t = 277 + 140 = 417 \text{ Lbs./1''}^2$$

Entre tanto la tasa de trabajo admisible es:

$$S_r = \frac{700}{2} = 350 \text{ Lbs./1''}^2$$

Sin embargo, hay un factor que debe considerarse ahora para aceptar el valor de 417 Lbs./1''² a que ha llegado, y éste es el factor "Frecuencia" del

tránsito. Si suponemos una duración de 20 años para el pavimento, y una frecuencia diaria de 6 aviones para el tipo de $W = 100.000$ Lbs., se tendrá que en los 20 años la frecuencia será de:

$$E = 6 \times 365 \times 20 = 44.000 \text{ aviones.}$$

Para esta frecuencia, según lo establecido por las Investigaciones de Illinois, en cuanto a las curvas de fatiga, se puede tomar como coeficiente de seguridad el 59% del módulo de ruptura, o sea, 413 Lbs./1''². (700 x 0,59).

Pero es preciso considerar que el aterrizaje se produce en un ancho de 50 metros, en forma que el tránsito está repartido en las diferentes bandas del pavimento, y, en consecuencia, la frecuencia por banda o paños es inferior a la calculada.

Prudencialmente, podemos calcular que habrá una banda, la central, seguramente, que recibe un 50% de los aterrizajes, o sea, unos 20.000 a 25.000 aviones, lo que nos permite tomar como tasa de trabajo, según lo establecido en las Investigaciones de Illinois, un 61% de la tasa de ruptura, es decir, unas 427 Lbs. por 1''² (0,61 x 700).

Además, todo lo anterior supone coincidencia de los aterrizajes con la diferencia máxima de temperatura, lo que no es probable. Seguramente, la frecuencia de esta coincidencia no llegará más allá de un 10% del aterrizaje total, o sea, de unos 10.000 aviones y, entonces, puede tomarse para S_T un 63% de la ruptura, es decir, 440 Lbs./1''².

Aceptaremos, en definitiva, como tasa de trabajo combinada (cara vertical y temperatura), un valor:

$$S_T = 430 \text{ Lbs./1''}^2$$

3.—Valor de S_T en el borde exterior de la losa.

(Caso 3. Fig. N.o 1)

Debe aplicar la fórmula (3). Se tiene:

$$h_2 = 17$$

$$l = 34,8''$$

$$\frac{B}{l} = \frac{200}{34,8} = 5,8 \quad C = 0,88$$

$$S_T = 131 \times 0,88 = 115 \text{ Lbs./1''}^2.$$

La tasa total es de:

$$S_T = 340 + 115 = 455 \text{ Lbs./1''}^2$$

La diferencia con la tasa aceptada se compensará en exceso con la transferencia de pesos a la esquina vecina, de lo cual se hablará en el acápite E., que seguirá.

4.—Valor de S_T en el borde interior de las losas, en la vecindad de las juntas de expansión.

Debe aplicarse la fórmula (9). Se tiene:

$$h_1 = 15''$$

$$l = 31,7''$$

$$\frac{B}{l} = \frac{.200''}{31,7''} = 6,32$$

$$C = 0,95$$

$$S_r = 131 \times 0,95 = 125$$

$$S_r = 413 + 125 = 538 \text{ Lbs./1''}^2$$

Como la tasa aceptable es de 420 Lbs./1''², es preciso transferir parte del peso, a la losa vecina, lo que se determina como sigue:

S _r	= 538
Tasa aceptable	= 430
Valor a transferir	= 108 Lbs./1'' ²

Como 108 Lbs./1''² es el 26% de 413 Lbs. debe transferirse un 26% del peso actuante, o sea, 100.000 x 26.

Peso a transferir: **26.000 Lbs.**

E.) Cálculo de las Barras de transferencia.

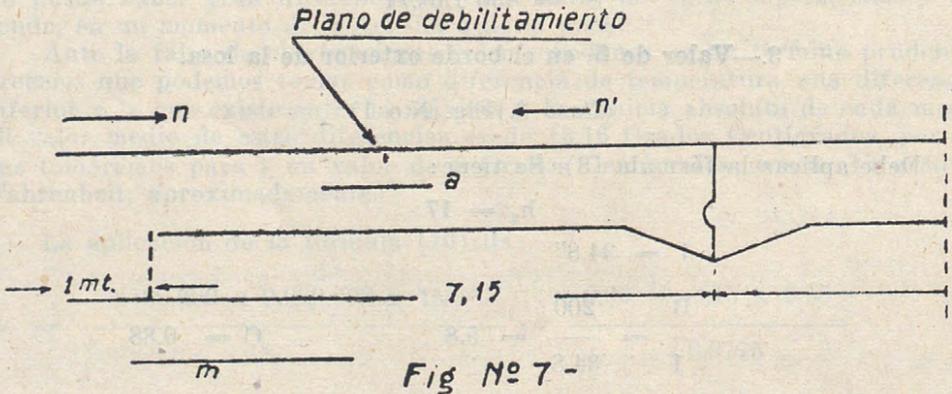


Fig No 7 -

.1.—Barras bajo el plano de debilitamiento o junta longitudinal

(Barras a.)

Es indispensable mantener íntimamente unidas las dos mitades de los paños de un pavimento, y ésto puede realizarse eficazmente por medio de barras que pasen a través de las juntas. Para calcular el número y dimensiones de las barras se estudia lo que ocurre cuando la acción de la temperatura tiende a producir expansiones o contracciones del concreto. Si, por ejemplo, consideramos que hay tendencia a la contracción, y no existieran las barras **a** en la junta longitudinal (Fig. N.o 7), la contracción tendería a producirse desde el exterior del paño hacia el interior, en dirección de las flechas **n** y **n'**. Si se colocan las barras **a**, la contracción tratará de producirse en una sola dirección, desde el extremo libre del paño hacia el interior, siguiendo la flecha **m**. (Fig. N.o 7).

Para esto es preciso igualar la resistencia a la fricción del pavimento sobre el suelo, con la tensión admisible que ligan los dos trozos del paño, separados por la junta.

Sea:

As = Sección en m² de la suma de barras que se colocarán por metro corrido.

R = Tensión admisible a la tracción de las barras empleadas por cm². en el momento de alcanzarse el límite de elasticidad.

q = Peso del concreto por m².

L' = Distancia en metros desde la junta al extremo libre.

c = Coeficiente de fricción del concreto sobre la sub-rasante.

La tensión total que resistan las barras será:

$$As \cdot R$$

La resistencia a la fricción del concreto sobre la sub-rasante será:

$$q \times L' \times c$$

Para que se cumpla la condición anunciada más arriba en cuanto a que la contracción se produzca en dirección de la flecha *m*, es preciso que

$$As \cdot R = q \cdot L' \cdot c \quad (11)$$

$$As = \frac{q \cdot L' \cdot c}{R} \quad (12)$$

El valor de *q* es aproximadamente:

$$q = \frac{0,400 \text{ mts.} \times 1 \times 2.500 \text{ Kgs.}}{7.15} = 1.000 \text{ Kgs./m}^2$$

$$L' = \frac{7.15}{2} = 3.575$$

$$c = 2$$

R = la mitad de la tasa de ruptura del acero.

(entre 18 y 20 Kg/mm².)

Se tomará 18 Kg/mm² = 18.000.000 Kg/m².

Introduciendo en ecuación (12) se tiene:

$$As = \frac{1.000 \times 3.575 \times 2}{18.000.000} = 0,000.40 \text{ m}^2$$

As = 4 cm² por metro corrido.

Si se usan barras de 3/4 con sección de 2,83 cm², bastarán aproximadamente (con exceso) 1,4 barras por metro corrido. En consecuencia las barras irán a 0,70 mts. unas de otras. La longitud de la barra será igual a 40 diámetro por lado, es decir de 160 cms.

Podrán usarse barras de 5/8", pero en este caso deberá colocarse un 20% más de barras, es decir, éstas irán a 0,60 cms., y su longitud será de 130 cms.

2.—Barras de transferencia en juntas de expansión.

El cálculo de estas barras ha sido hecho con todo detalle en un artículo de Bradbury publicado en Highway Research Board del año 1932. (Pág. 105 y siguientes).

Las barras no deben quedar adheridas ni en uno ni en el otro lado de la junta, por lo cual, deben pintarse previamente y luego engrasarse totalmente antes de efectuar la hormigonadura de los paños; además para permitir con toda libertad el libre juego de la dilatación es indispensable proveer en un extremo de las barras, un espacio para tal objeto, que irá recubierto por una cápsula de metal, hueca, de paredes muy delgadas. (Fig. N° 8).

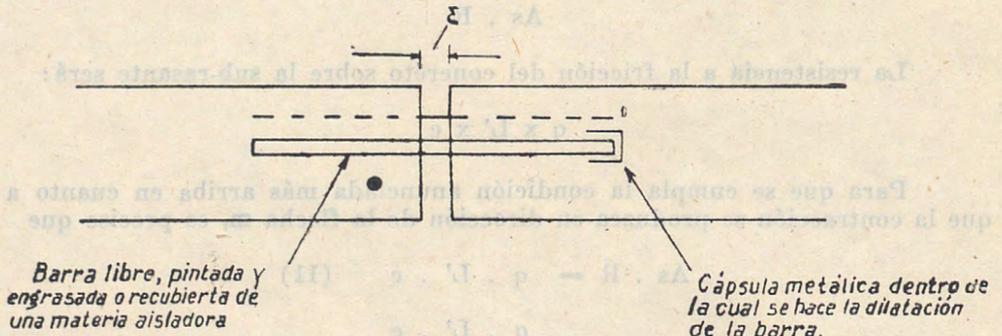


Fig. N° 8.—

Las barras están sometidas a flexión y cizalle, llegándose a las dos fórmulas siguientes:

$$P = \frac{2 d^3 f_s}{h + 8,8z} \quad (13)$$

$$e = \frac{20 f_s}{f_c} \cdot d \quad (14)$$

En estas fórmulas los distintos símbolos representan:

- P = Capacidad de la transferencia de una barra en Lbs.
- e = Largo de la barra en pulgadas.
- z = Ancho máximo de las juntas en pulgadas.
- f_s = Esfuerzo de tensión del acero en el momento de alcanzarse el límite de elasticidad = 30.000 Lbs./1"².
- f_c = Fuerza de compresión del concreto en una viga sometida a flexión = 1.200 Lbs./pulg.² (40% de la resistencia a compresión).
- d = diámetro de la barra en pulgadas.

Supongamos que se van a usar barras de 1 1/4". La aplicación de fórmula (13), nos da:

$$P = \frac{2 \times 1,25^3 \times 30.000}{(h + 8,8z)}$$

La aplicación de fórmula (14) da:

$$h = \frac{20 f_s}{f_e} \cdot d = \frac{20 \times 30.000}{1.200} d = 22,5 d$$

$$h = 22,5 \times 1,25 = 28,2''$$

El largo total es:

$$h = e + z$$

z = ancho de la juntura máxima.

$$e = 2 \text{ cms. } 600 \times 150 \times 0,000,01 = 2,99 \text{ cms.}$$

$$h = 1,2'' \text{ (aproximadamente).}$$

$$h = 28,2 + 1,2 = 29,4.$$

El valor de P es:

$$P = \frac{2 \times 1,953 \times 30.000}{29,4 + 8,8 \times 1,2} = 2,920 \text{ Lbs.}$$

El cálculo anterior nos indica que una barra de $1 \frac{1}{4}''$ es capaz de transferir un peso de 2.920 Lbs., en las condiciones que se han supuesto.

Las barras que caen directamente bajo el peso de la carga W son evidentemente las que reciben más porción de peso; y de acuerdo con los estudios de Bengt F. Friberg (1), la capacidad de transferir los pesos va disminuyendo hasta hacerse igual a cero a una distancia de 1,8 l . En nuestro caso no habría transferencia a una distancia:

$$i = 1,8 \times 31,7'' = 57''$$

(Recordemos que $h = 15''$, $l = 31,7''$)

Esto ocurrió a ambos lados del punto en que obra la carga.

Hemos visto que el peso por transferir es de 26.000 Lbs. En O , a plomo del peso, la barra transferirá un peso de 2.920, y las barras situadas a la derecha e izquierda de O , en dirección de p y p' , respectivamente, irán tomando cada vez menos capacidad de transferencia. En p y p' la capacidad se habrá anulado; pudiéndose suponer que la capacidad disminuye de acuerdo a una ley lineal. (Fig. N.º 9).

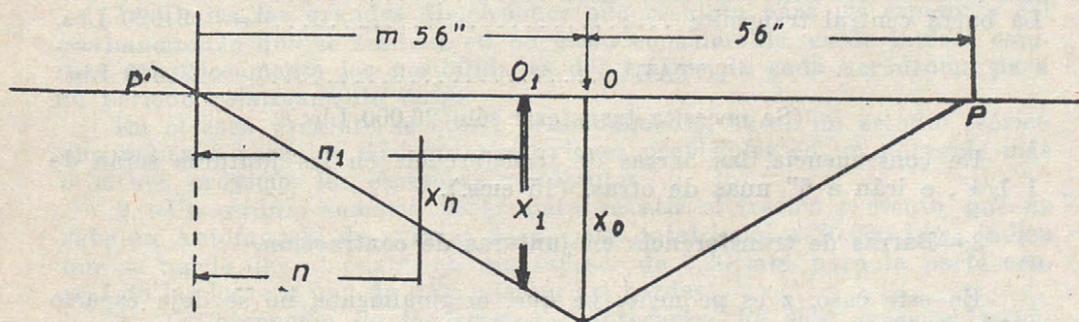


Fig. N.º 9.-

(1) Proceedings, American S. of C. I. y Concrete Paviments Desing, publicado por la Asociación de Cemento Portland en 1946, pág. 74.

La barra situada en el punto O_1 será capaz de transferir una cantidad de peso x_1 , dada por la siguiente relación:

$$\frac{x_0}{m} = \frac{x_1}{n_1}$$

$$x_1 = x_0 \frac{n_1}{m}$$

Si $x_0 = 2.920$ Lbs. y $m = 56''$

$$x_1 = \frac{2.920}{56} \cdot n_1 = 52 \cdot n$$

En general, se tendrá:

$$x_n = 52 \cdot n$$

Si adoptamos como distancia entre barras la de $8''$ se tendrá:

$$\begin{aligned} x_1 &= 52 \times 48 \\ x_2 &= 52 \times 40 \\ x_3 &= 52 \times 32 \\ x_4 &= 52 \times 24 \\ x_5 &= 52 \times 16 \\ x_6 &= 52 \times 8 \end{aligned}$$

$$x_5 = 52 \times 168$$

Las 6 barras a la izquierda transmitirán: 52×168	=	8.700 Lbs.
Las 6 barras de la derecha transmitirán	=	8.700 Lbs.
La barra central transmitirá	=	2.920 Lbs.

TOTAL

20.320 Lbs.

Si se acercan a $6''$ las barras, resulta:

Las 7 barras de la izquierda transmiten =	
$52 (50 + 44 + 38 + 26 + 20 + 14 + 8 + 2)$	= 12.200 Lbs.
Las 7 barras de la derecha transmiten	= 12.200 Lbs.
La barra central transmite	= 2.920 Lbs.

TOTAL

27.320 Lbs.

(Se necesita transferir sólo 26.000 Lbs.)

En consecuencia, las barras de transferencia en las juntas serán de $1 \frac{1}{4}''$, e irán a $6''$ unas de otras. (15 cms.).

3.—Barras de transferencia en juntas de contracción.

En este caso, z es pequeño, ya que, originalmente, no se deja espacio entre juntas.

$$z = 5 \times 15 \times 0,000,01 = 1 \text{ mm.}$$

Tomaremos

$$\begin{aligned} z &= 0 \\ &= 22,5 \text{ d} \end{aligned}$$

Adoptaremos

$$d = 3/4''$$

Luego

$$= 22,5 \times 3/4'' = 17''$$

$$P = \frac{2 \times 075^3 \times 30.000}{17''} = 1.500 \text{ Kgs.}$$

Peso teórico a transferir = 26.000 Lbs. Debido a que la separación entre las losas es muy pequeña, parte de la transferencia se hace directamente por la traba del material pétreo. Es muy común no usar barras de transferencia sino en las juntas vecinas a las juntas de expansión. Sería éste nuestro criterio, y en cuanto a la determinación de la dimensión y número de barras, se hará a base de suponer que sólo se transfiere por este medio el 50% del peso, es decir, unas 13.000 a 14.000 Lbs.

Seguiremos el mismo procedimiento indicado en Fig. N.o 8:

$$x_0 = 1.500 \text{ Lbs.}$$

$$x_1 = \frac{n_1}{m} x_0$$

$$m = 56''$$

$$x_1 = \frac{1.500}{56} \cdot n_1 = 28 n_1$$

Supongamos que las barras se colocan a la misma distancia que el caso de las juntas de expansión. Resulta:

Las 7 barras de la izquierda transfieren:

$$28 (49 + 42 + 35 +$$

$$28 + 21 + 14 + 7) = 28 \times 196 \dots\dots\dots = 6.500 \text{ Lbs.}$$

$$\text{Las 7 barras de la derecha transfieren} \dots\dots\dots = 6.500 \text{ Lbs.}$$

$$\text{La barra central transfiere} \dots\dots\dots = 1.500 \text{ Lbs.}$$

$$\text{Total} \dots\dots\dots 14.500 \text{ Lbs.}$$

En suma, las barras que transfieren los esfuerzos en las juntas de contracción, vecinas a las juntas de expansión, quedarían a 7". (18 cms.).

CONCLUSIONES:

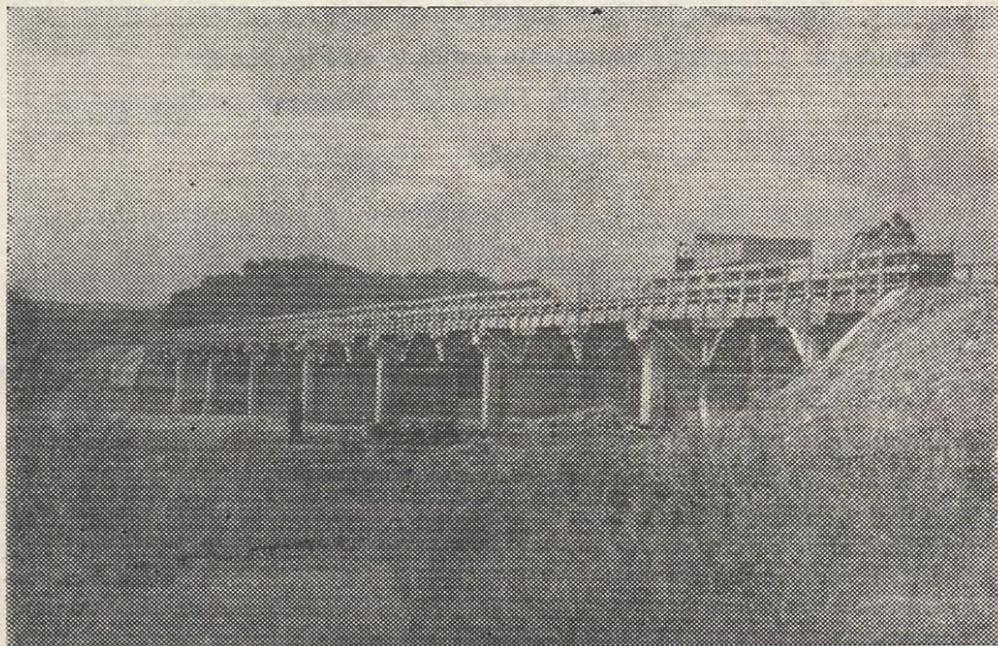
1.—Dadas las grandes dimensiones que resultan para los espesores del pavimento, lo que se traduce en un costo considerable, es de interés estudiar minuciosamente las posibilidades del tráfico de cada aeródromo para un período relativamente largo.

En el caso presente se quiso, principalmente, hacer un estudio teórico que indicara para los más grandes aviones previsibles en un porvenir más o menos próximo, los espesores resultantes.

2.—Un estudio sumario hecho para resistir el tráfico presente, que no sube en Antofagasta de aviones de un peso total igual a 30.000 Lbs., indica que se puede dar al pavimento un espesor de 0,20 mts. para la parte central de las losas y uno de 0,25 mts. en los bordes.

3.—La obtención de los espesores anteriores, ha sido conseguida, suponiendo que el pavimento debe apoyarse sobre una base de la mejor calidad. Es recomendable siempre propender a esablecer bases de este tipo, ya que el pavimento resulta caro, y puede aumentar considerablemente de precio por cada pulgada de espesor.

Puente Laja, en Tucapel, en el límite de las provincias de Ñuble y Bío-Bío, recientemente entregado al tránsito



Este puente queda ubicado en el río Laja, frente a la localidad de Tucapel, en el camino de Chillán a Los Angeles.

Con la construcción de este puente, se desvió el tránsito del Camino Longitudinal Sur por Tucapel, haciéndose la actual ruta de Chillán a los Angeles en forma expedita, en toda época.

Está compuesta de 8 tramos tipo Finck, de madera, de 18 metros cada uno, con infraestructura definitiva. La calzada es de 3,50 mts. de ancho, con dos pasillos de 0,50 m. de ancho cada uno. La obra fué contratada por el ingeniero Alberto Liberona Sánchez. El costo de la obra, incluso 1,6 Km. de camino de acceso y tres obras de arte, tales como: puente sobre el Canal del Laja, puente sobre el Canal Cruz Piedra, y puente sobre un brazo del río, por la suma de \$ 3.061.089,48. Se inició en Mayo de 1946 y se le dió término en Diciembre de 1949.

Algunas comparaciones entre puentes con cuatro y tres vigas para calzada de siete metros

Por el ingeniero Tulio Parra Azagra

En los puentes carreteros de hormigón armado que se han construido en nuestro país, se han empleado 3 vigas para la calzada de 7 metros de ancho. Actualmente se está iniciando la construcción del puente Tinguiririca en el Camino Longitudinal, el cual ha sido proyectado con 4 vigas para el mismo ancho de calzada.

Al introducir esta modificación, he tenido en cuenta, principalmente, una mejor repartición de las cargas de camiones en las vigas, y también una reducción en el peso propio del puente, lo que tiene gran importancia, ya que se dispone de tramos relativamente largos, que alcanzan a 24 metros.

El puente Tinguiririca ha sido proyectado según las "Standard Specifications for Highway Bridges", de The American Association of State Highway Officials (A. A. S. H. O.), del año 1944, con modificaciones de acuerdo con los experimentos y análisis teóricos realizados posteriormente por las instituciones norteamericanas: Engineering Experiment Station "University of Illinois", "Illinois Division of Highways" y "United State Bureau of Public Roads" (1) "Desgraciadamente, no es posible realizar sobre esta base una comparación con el puente de 3 vigas que se ha empleado en el Departamento de Caminos, a causa de que los experimentos son válidos solamente para puente de 4 o más vigas. Además, las distancias entre ejes de vigas deben estar comprendidas entre 5 y 8 pies, distancias que resultan bastante menores que los 3 metros que hay entre cada una de las 3 vigas.

Por lo anterior, no podemos utilizar para hacer comparaciones cuantitativas precisas el procedimiento que hemos empleado en el proyecto del Tinguiririca. Lo más propio es, sin duda, comparar proyectos confeccionados según los mismos métodos, las mismas seguridades y los mismos trenes de cargas. En esto casos puede desarrollarse el procedimiento expuesto por H. Tachan (2), en el que se trazan curvas, mediante las cuales se establece la distancia entre vigas que produce el peso propio mínimo del puente para diferentes longitudes de tramos. El estudio lo presenta Tachan para puentes con vigas de perfiles doble T, sobre las que se apoya una losa de hormigón armado, y deduce que la distancia está comprendida entre 4 y 5 pies. Comentando esto, Newmark dice: "El costo mínimo cae en alguna parte del espacio entre 5 y 8 pies, a causa de que la mayoría de los puentes con vigas doble T son construídos en este margen de dimensiones" (3).

(1) Con el título de "Highway Bridge Floors. A Symposium", apareció en el Proceeding de Marzo de 1948, de la "American Society of Civil Engineers", un interesante conjunto de artículos sobre estos experimentos y análisis, entre los cuales mencionaremos aquí los siguientes: "Laboratory Research on Concrete Bridge Floors", por F. E. Richart, y "Design of I Beam Bridges", por N. M. Newmark. Posteriormente a la confección del proyecto de Tinguiririca, se recibieron discusiones y comentarios en los Proceedings de los meses Septiembre, Octubre y Noviembre de 1948, y Abril y Junio de 1949.

(2) Proceeding de Octubre de 1948, de la A. S. C. E.

(3) Proceeding de Junio de 1949, de la A. S. C. E.

No obstante, podemos hacer algunas comparaciones utilizando solamente las Especificaciones de la A. A. S. H. O.

Para la losa del tablero, obtenemos así, al pasar del puente de 3 al de 4 vigas, una reducción del espesor de 2 cm., que representa una disminución del 10,5% en la losa. Considerando pavimento, la disminución de peso propio es del 8%.

Podemos también hacer una comparación de las cargas vivas que gravitan sobre las vigas, ajustándonos a las Especificaciones de la A. A. S. H. O., en las que se establece la siguiente fracción de carga de rueda para una viga interior.

$$\frac{S}{5}$$

Siendo S la distancia medida en pies entre ejes de vigas. Es de notar que el cálculo lo debemos hacer para las vigas interiores, ya que nosotros proyectamos las vigas iguales y hacemos que la calzada sobresalga en voladizo más afuera de las vigas exteriores.

En el puente de 4 vigas, podemos tener una distancia entre vigas igual o semejantes a 2/3 de la distancia que se presenta en el caso de 3 vigas.

Considerando la expresión de más arriba, deducimos que para el puente de 4 vigas la carga sobre cada una de ellas es 2/3 del valor que corresponde a cada viga en el caso de que haya 3.

Si se hubiera calculado con las "lanes loads" o vías de carga, se habría obtenido igual relación. Si la carga es 2/3 y hay 4 vigas, se tiene la carga total de 8/3, valor que es menos que el total para puente de 3 vigas, o sea, es menor que 3. Resulta a, para el puente de 4 vigas, una economía en las cargas vivas del 11%.

Es de notar que, según los estudios y experimentos presentados por Newmark, la proporción de la carga de rueda tomada por cada viga depende de la relación entre rigidez de viga y rigidez de losa, y vale:

$$K = \frac{b}{s}$$

siendo b, la distancia entre ejes de vigas, y s, el valor:

$$s = 4,6 \text{ (pies)} + 0,04 \frac{a}{\sqrt{H}}$$

en que a, es la longitud del tramo simplemente apoyado, y H vale:

$$H = \frac{E b I b}{a E I}$$

en que Eb e Ib, son el módulo de elasticidad y el momento de inercia de la viga, respectivamente, y E e I, son los valores correspondiente de la losa.

Como era de esperarse, a mayor rigidez de la losa resulta, aplicando las fórmulas, un menor recargo sobre cada viga. El agregado de travesaños produce un aumento del valor de I, aunque los resultados de esta consideración son sólo aproximados, ya que los experimentos fueron hechos con modelos sin travesaños. Al aumentar la longitud del tramo, sin variar las demás magnitudes, disminuye el coeficiente K, lo que es lógico, ya que las vigas se hacen más flexibles, y así la losa descansa sobre apoyos más

elásticos, o dicho con otras palabras, aumenta la rigidez relativa de la losa. En vigas continuas, se debe tomar para el valor de a la distancia entre los puntos de inflexión.

Este método de cálculo ha sido empleado en el puente Tinguiririca; pero no se puede aplicar, como lo he expresado, al puente de 3 vigas.

En lo anterior, hemos visto que para el puente de 4 vigas hay disminuciones en los pesos propios y en las sobrecargas que gravitan sobre las vigas. A causa de ésto, podemos reducir considerablemente la altura de ellas. En cuanto a los anchos, se puede conseguir en puentes grandes que la suma de los anchos de las 4 vigas sea igual o poco mayor que la suma de los anchos de las 3 vigas. En total, también se obtiene para estos casos, una disminución del peso propio de las vigas.

Resulta, por lo tanto, economía en material por varios conceptos, y, además, un mejoramiento en el aspecto estético del puente, motivado por la disminución de la altura de las vigas. A la economía señalada, debemos oponer mayores gastos en moldajes, confecciones y accesorios. Pero, en puentes de hormigón armado de grandes luces, es la consideración del peso propio la que tiene mayor importancia. En estos casos, según lo expuesto, se destacan las ventajas que presenta el puente con 4 vigas.

Camino de la zona austral



Camino de Punta Arenas a Puerto Natales. — Vista tomada en el invierno de 1948, a la altura del kilómetro 190.



Camino de Punta Arenas a Puerto Natales. — Vista tomada en el kilómetro 210, donde se puede apreciar el Cordón Arauco.

Capacidad de los caminos

N. de la R.— El trabajo sobre "Capacidad de los Caminos", cuya publicación iniciamos en el número anterior, ha sido publicado, en inglés, en la Revista "Public Roads" del mes de octubre de 1949, que edita en Washington el Departamento de Comercio de los Estados Unidos. Estos estudios fueron dirigidos por el Bureau de Caminos Públicos y el Consejo de Investigaciones de Caminos. Tanto la redacción como la clasificación del material de los diversos capítulos y títulos, se deben al Jefe de la Sección de Operaciones de Tráfico, señor O. K. Normann y al señor W. P. Walker, Ingeniero de Caminos, ambos pertenecientes a la rama de Investigaciones de Transporte por Caminos del Bureau de Caminos Públicos.

PARTE IV.— CAPACIDAD DE CAMINOS PARA FLUJO ININTERRUMPIDO

Introducción

Una forma lógica de presentar el material de capacidad de que se dispone, consistiría en informar sobre las más altas capacidades de tráfico obtenibles, bajo condiciones ideales, y en seguida mostrar, por etapas sucesivas, la magnitud cuantitativa con que afectan a estos valores últimos de capacidad las diversas condiciones de tráfico y de vía. Este es el procedimiento que se sigue en este capítulo. Se presentan **capacidades básicas** para las tres clases generales de caminos: de dos vías, de tres vías y de vías múltiples. Se discute, entonces, las **capacidades posibles** y, finalmente, se bosqueja un procedimiento sugerido para llegar a las **capacidades prácticas** en caminos de todas las descripciones, donde el movimiento del tráfico es ininterrumpido por intersecciones o uniones.

Como fuente de información para este informe, se dispone de resultados de estudios dirigidos por muchos individuos y organizaciones; en especial, los de los estudios amplios de la dinámica del movimiento de caminos conducidos por el Bureau de Caminos Públicos en cooperación con los departamentos de caminos del Estado en todos los sectores del país; sólo los datos obtenidos y analizados por el Bureau de Caminos Públicos incluyen información detallada, como por ejemplo sobre velocidades de vehículos individuales y espaciamiento entre vehículos en condiciones reales de operación en aproximadamente 500 puntos. Durante los períodos de estudio en estos puntos el tráfico aumentaba desde densidades comparativamente bajas a densidades máximas y en seguida disminuía nuevamente a un bajo nivel. Usando el equipo especial electro-mecánico diseñado y construido especialmente para este objeto, se ha registrado datos detallados para algo más de un millón de vehículos durante los últimos 10 años, en muchos de los caminos más fuertemente recorridos del país.

Los resultados de estos estudios han sido suplementados con investigaciones de operaciones de caminos motorizados, incluyendo la capacidad de subir gradientes y las distancias de frenaje y detención; estudios de las características de manejo de operadores de diversas clases de vehículos motorizados; estudios de prácticas de pasada en caminos de dos vías, en los cuales se registró información detallada para cerca de 20.000 maniobras de pasa-

da; y estudios del efecto en el comportamiento del tráfico, de diversos tipos de marcas en el pavimento y otros dispositivos de control. Estos estudios fueron adicionales a los estudios periódicos de velocidad hechos por los departamentos de caminos del Estado, que han incluido observaciones de velocidad en 2 millones de vehículos, en 787 puntos, desde 1939, y los recuentos de tráfico hechos manualmente y con contadores eléctricos de recuento horal, con el fin de obtener volúmenes anuales y máximos en todos los principales caminos a través de Estados Unidos.

CAPACIDADES BASICAS

El flujo ininterrumpido de tráfico, ocurre generalmente sólo en sectores urbanos de vía libre y en las secciones de caminos rurales que están libres de la influencia de intersecciones a nivel. Aun en estas secciones, ciertas condiciones de tráfico y de vía pueden causar una interrupción del flujo normal del tráfico. Sin embargo, es esencial en un estudio de capacidad de caminos, conocer la capacidad de un sector para condiciones de flujo ininterrumpido, a fin de hacer deducciones adecuadas sobre las condiciones que motivan que el flujo se interrumpa.

CAMINOS DE VIAS MULTIPLES

El mayor número de vehículos que pueden pasar por un punto, uno detrás de otro en una sola vía, bajo las condiciones más ideales que sea posible obtener, es entre 2.000 y 2.200 coches de pasajeros. Hasta donde se sabe, no se han registrado en más de dos puntos volúmenes anuales de vía dentro de este rango. En varias localidades sólo se han registrado volúmenes ligeramente superiores a 2.000 vehículos por hora por vía, pero todos los informes de capacidades de vía superiores a 2.300 vehículos por hora han resultado incorrectos.

Volúmenes de tráfico en las inmediaciones de 2.000 vehículos por vía por hora sólo pueden producirse si se satisfacen las cinco condiciones siguientes:

1.o.— Hay por lo menos dos vías para el uso exclusivo de tráfico que viaja en una dirección.

2.o.— Todos los vehículos se mueven aproximadamente a la misma velocidad, estando cada conductor restringido a la velocidad del vehículo que va adelante. Esta velocidad, que está gobernada por la velocidad de los conductores más lentos, debe quedar entre 30 y 40 millas por hora.

3.o.— Prácticamente no hay vehículos comerciales.

4.o.— El ancho de las vías de tráfico, espaldones y despejes hasta las obstrucciones verticales más allá del borde de las vías de tráfico son adecuados.

5.o.— No hay visibilidades restrictivas, gradientes, curvas impropriamente peraltadas, intersecciones o interferencias por peatones.

Como estas condiciones pueden satisfacerse en un camino de vías múltiples, el número máximo de coches de pasajeros que pueden pasar por un punto dado durante 1 hora bajo las condiciones de vía y de tráfico más aproximadamente ideales que es posible obtener, es decir, la capacidad básica de los caminos de vías múltiples, es 2.000 coches de pasajeros por vía y por hora.

Se ha supuesto con bastante latitud, que la capacidad en sectores de caminos de vías múltiples, disminuye con un aumento en el número de las vías. Esto no es necesariamente real. Por ejemplo, el Outer Drive en Chicago, con sus ocho vías, es uno de los caminos más eficientes. Ha acomodado un promedio de 1.958 vehículos por vía por hora en una dirección de viaje durante varios períodos en que se efectuaban recuentos manuales. Sin embargo, proporcionar carreteras adecuadas de acceso y salida de manera que pueda utilizarse la capacidad total de todas las vías de tráfico, se hace cada vez más difícil, a medida que aumenta el número total de vías.

CAMINOS DE TRES VIAS

En caminos de dos y tres vías no hay dos vías para el uso exclusivo de tráfico, que viaja en una dirección. El carácter de operación es, por consiguiente, completamente distinto en estos caminos que en caminos de vías múltiples, porque los vehículos que hacen maniobras de pasada, están obligados a usar una vía de tráfico proporcionada para vehículos que viajan en la dirección opuesta. En consecuencia, las capacidades básicas de caminos de doble y triple vía son mucho más bajas que las de carreteras de vías múltiples.

Cuando el tráfico en un camino de tres vías está bien dividido por las direcciones, cuando no hay distancias visuales restringidas y cuando otras condiciones son ideales, los vehículos pueden llenar completamente las dos vías exteriores utilizando la vía central para pasadas y llenando en esta forma los largos huecos que de otro modo se producirían en las vías exteriores cuando van delante de vehículos que se mueven con lentitud. De igual modo, es sólo cuando hay poco o ningún tráfico en una dirección, que la vía exterior y la central pueden llenarse de vehículos que viajan en la dirección contraria, de manera que las características del flujo pueden ser semejantes a las del tráfico que tiene una dirección en un camino de cuatro vías. La capacidad básica de un camino de tres vías en dos sentidos es, por consiguiente, de 4.000 coches de pasajeros por hora o un promedio de 1.333 coches de pasajeros por vía por hora. La capacidad básica para una dirección se limita a 2.000 coches de pasajeros por hora en cualquiera sección con una sola visibilidad restringida.

Estudios extensos han mostrado que no hay base para la suposición corriente de que la operación más eficiente en un camino de tres vías se realiza teniendo aproximadamente dos tercios del tráfico en una dirección. Los hechos demuestran que los altos volúmenes se pueden manejar con mayor eficiencia cuando el tráfico está equilibradamente dividido por la dirección, especialmente cuando no hay distancias visuales de pasada restringidas. Hasta ahora, el Comité no ha podido ubicar ningún recuento que se aproxime a 4.000 vehículos por hora en un camino de triple vía, y esto se debe, probablemente, a que hay suficientes distancias visuales restringidas en la mayoría de los caminos de tres vías para impedir que pueda llegarse a sus capacidades básicas. Sin embargo, se ha hecho un recuento total de 3.064 vehículos por hora en un camino de triple vía en New Jersey.

CAMINOS DE DOBLE VIA

En un camino de dos vías y en dos direcciones, los vehículos, para alcanzar y pasar a otros que viajen en la misma dirección, tienen que usar la vía usada normalmente por el tráfico que viene en contra. Habiendo pocos o ningún vehículo que viaje en la misma dirección, y no habiendo visibilidades restringidas, el tráfico en sentido opuesto, puede mantener una vía completamente llena, porque los huecos que se producen delante de los vehículos que se mueven más lentamente, pueden ser llenados casi inmediatamente por vehículos que realizan maniobras de pasada. Pero siempre que aparece un vehículo que viaja en el sentido del tráfico liviano, todos los que viajan en la dirección del movimiento pesado, tienen que juntarse en una vía de tráfico. Como la capacidad de una vía de tráfico está limitada a un máximo aproximado de 2.000 coches de pasajeros por hora, la capacidad básica del camino de doble vía en estas condiciones sería de 2.000 coches de pasajeros por hora.

Con tráfico igualmente dividido por direcciones, las oportunidades de alcanzar y pasar a los vehículos lentos están bastante restringidas por el tráfico en sentido opuesto para limitar el flujo en cada dirección a 1.000 coches de pasajeros por hora. Con este volumen de tráfico, se producen espacios adelante de los coches lentos, que no pueden ser llenados por otros

vehículos que realizan maniobras de pasada. En efecto, el tráfico en los dos sentidos tiende a formarse en "colas", que continúan aumentando de longitud hasta que los espacios entre las colas, se hacen lo suficientemente largos para permitir la ejecución de maniobras de pasada. Tan pronto como se han realizado unas pocas maniobras de pasada, los espacios entre las colas quedan parcialmente ocupados y ya no tienen el largo suficiente para poder realizar maniobras de pasada, comenzando inmediatamente a formarse de nuevo las colas.

Este efecto de acordeón, en que todos, salvo un número muy limitado de vehículos, viajan a la misma velocidad que el vehículo inmediatamente precedente, se produce en el mismo volumen total de tráfico, sin importar la separación por direcciones. Por consiguiente, la capacidad básica de un camino de dos vías en dos direcciones es un total de 2.000 coches de pasajeros por hora, sin importar la distribución por direcciones.

Se han registrado volúmenes totales de tráfico próximos a 2.000 vehículos por hora, en carreteras de dos vías y en dos sentidos, durante períodos en que la mayor parte del tráfico llevaba una dirección, y también durante períodos en que el tráfico estaba igualmente dividido por la dirección. En sólo tres casos se ha informado de caminos de dos vías, en los dos sentidos, que hayan podido acomodar más de 2.000 vehículos en 1 hora. Estos se produjeron en túneles donde las secciones de dos vías eran comparativamente cortas y formaban gargantas entre vías de mayor capacidad.

CAPACIDADES POSIBLES

Cuando las condiciones de vía y de tráfico son ideales, la capacidad posible de un sector de camino con flujo ininterrumpido, corresponde a su capacidad básica. Como las condiciones de vía y de tráfico son raras veces ideales, la capacidad posible de un camino o el número máximo de vehículos que pueden pasar por un punto dado en una vía o sector de un camino durante 1 hora, bajo las condiciones prevalecientes de vía y de tráfico, es generalmente más baja que la capacidad básica.

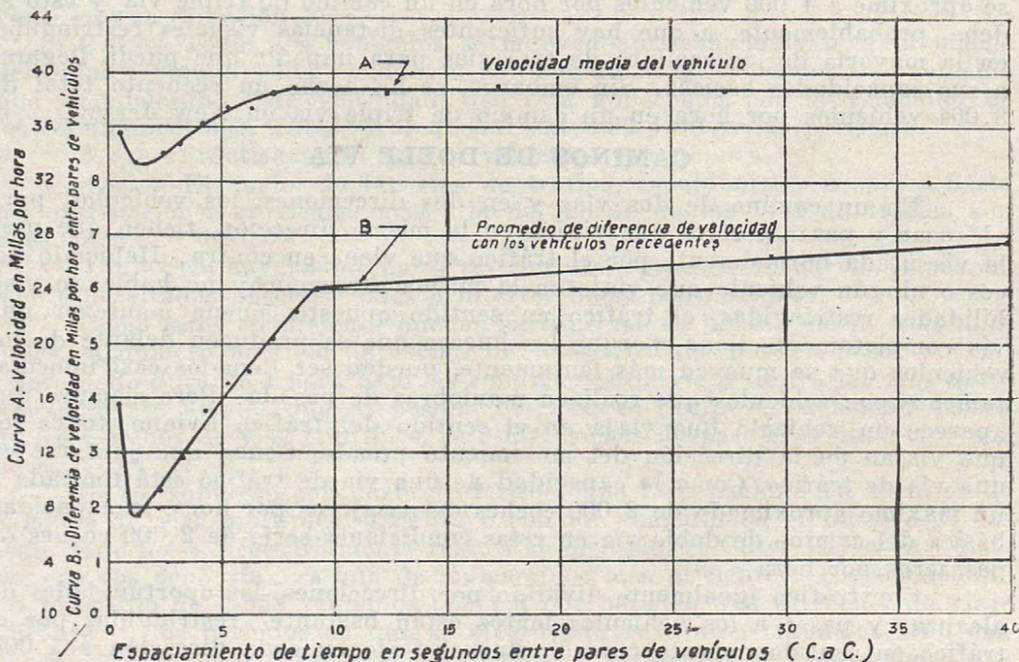


Fig. 8.- Características de velocidad de vehículos que viajan a espacios dados de tiempo de tras de vehículos que los preceden.

En la práctica, la única aplicación de la capacidad básica de un camino, es que constituye un punto de partida por el cual se puede estimar o calcular su capacidad posible, deduciendo el efecto de aquellas condiciones prevalecientes que no son ideales, mientras que la capacidad posible es una cantidad positiva que tiene aplicación directa en los numerosos problemas a que está abocado el ingeniero.

En la discusión de las capacidades prácticas se enumera cierto número de los factores más importantes que influyen en las capacidades de tráfico cuando el flujo es ininterrumpido. El efecto resultante que estos factores tienen en la capacidad de tráfico debe abstraerse de las capacidades básicas para obtener las capacidades posibles para las condiciones prevalecientes.

CAPACIDADES PRACTICAS

Todos los vehículos tienen que moverse aproximadamente a la misma velocidad cuando una calle o un camino está operando a su capacidad posible, estando cada conductor restringido por la velocidad del vehículo que va adelante, que generalmente es la velocidad del grupo más lento de conductores. En estas condiciones, la mayoría de los conductores, consideran que un camino está muy congestionado, porque la mayoría de ellos quiere viajar más rápido que el grupo más lento, y desean tener alguna libertad, para elegir sus velocidades individuales. El promedio de velocidad de vehículo en una vía, que opera a su capacidad posible o cerca de ella, es más bajo que la velocidad considerada como razonable por la mayoría de los conductores.

CRITERIOS DE CAPACIDADES PRACTICAS, BAJO CONDICIONES IDEALES

La capacidad práctica de un camino que lleva un flujo ininterrumpido de tráfico, se alcanza cuando un volumen más alto haga que los conductores estén indebidamente restringidos. "Indebidamente restringidos" es sólo un término relativo que variará para diferentes localidades. En áreas urbanas, por ejemplo, un conductor está dispuesto a aceptar regulaciones de su velocidad por otro tráfico en mayor proporción que en áreas rurales, mientras pueda seguir a una velocidad que considera razonable en esas circunstancias. Además, la restricción relativa y el promedio de tiempo de

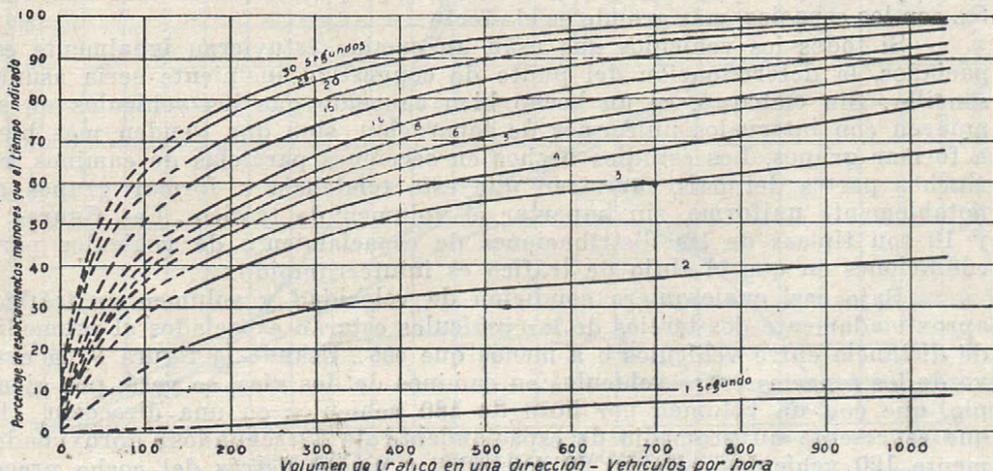


Fig. 9.- Distribución de frecuencia de espacios de tiempo entre vehículos sucesivos, a diversos volúmenes de tráfico en un camino rural típico de dos vías.

viaje, aumentarán uniformemente a medida que el volumen de tráfico en un camino aumente desde volúmenes bajos a la capacidad máxima posible del camino, no existe un volumen bajo, la capacidad máxima del camino, en el cual un nuevo aumento produzca un incremento notorio en la congestión o un decrecimiento en la velocidad. Esto se ha ilustrado con las figuras 5 y 7. Es necesario, por consiguiente, aplicar otros criterios para medir la congestión en la selección de capacidades prácticas para diversas condiciones.

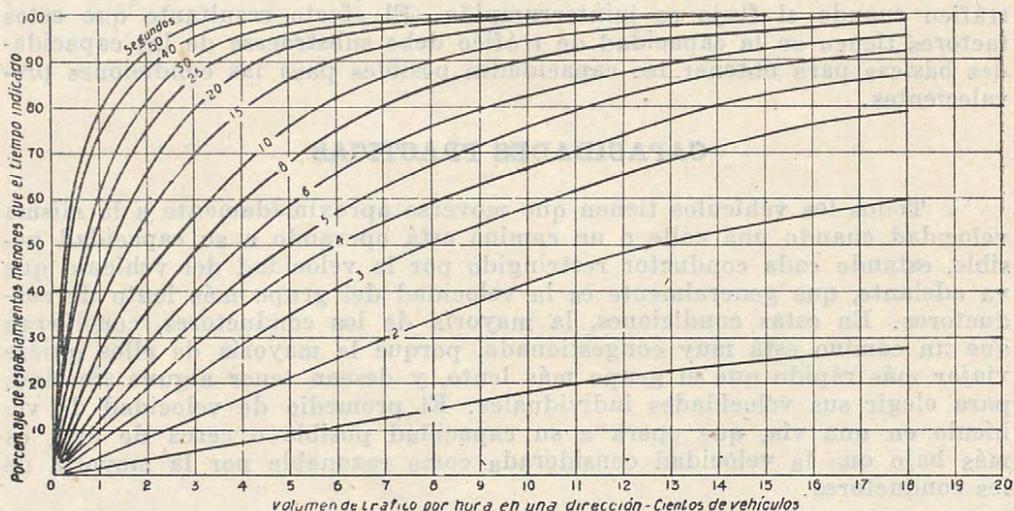


Fig. 10.- Distribución de frecuencia de espacios de tiempo entre vehículos sucesivos que viajan en la misma dirección, a diversos volúmenes de tráfico, en un camino rural típico de cuatro vías

ESPACIAMIENTO DE VEHICULOS

El índice más sensitivo de la congestión del tráfico en caminos de doble vía se muestra en la figura 8, (curva B). Esta figura muestra, que, a medida que el espacio entre vehículos disminuye, hay poco cambio en la diferencia de velocidad de vehículos sucesivos, hasta que el tiempo de espaciamiento se reduce a 9 segundos. Más bajo que esto, la velocidad del vehículo que sigue se aproxima con mucha rapidez a la del que precede, indicando que con un espaciamiento de 9 segundos, los conductores son afectados por la presencia del coche delantero, y que, mientras más son cortos los espacios, más grande es el efecto.

Si todos los vehículos que usan un camino estuvieran igualmente espaciados, la determinación del punto de congestión incipiente sería asunto sencillo. Sin embargo, es un hecho bien conocido que los vehículos no se mueven con intervalos uniformes de separación, sino que tienden más bien a formar grupos. Los estudios hechos en secciones paralelas de caminos, en muchas partes del país, muestran que esta tendencia a formar grupos es notablemente uniforme, sin importar el volumen de tráfico. Las figuras 9 y 10 son típicas de las distribuciones de espaciamiento de vehículos para condiciones en que el flujo de tráfico es ininterrumpido.

Bajo casi cualesquiera condición de velocidad y volumen de tráfico, aproximadamente dos tercios de los vehículos estarán espaciados al promedio de distancia entre vehículos o a menos que eso. Usando la figura 9, la curva de los espacios entre vehículos en caminos de dos vías, se verá, por ejemplo, que con un volumen por hora de 180 vehículos en una dirección, (lo que representa un promedio de espaciamiento de 20 segundos) aproximadamente 120 vehículos estarán 20 segundos o menos detrás del coche precedente, y de éstos alrededor de 90, o un 52 por ciento del total, estarán es-

pacitados a 9 segundos o menos y, por consiguiente, serán afectados en cierto grado por el coche precedente. A medida que el volumen de tráfico aumenta, el número así espaciado, aumenta. Con 200 vehículos por hora en una dirección, el 55 por ciento sentirá algunos efectos de la congestión; con 300 vehículos por hora, la cifra llega a 65 por ciento; con 400, se convierte en 72 por ciento, y así sucesivamente hasta que más del 90 por ciento de los vehículos es afectado cuando el volumen llega a 1.000 vehículos por hora en cada dirección.

Si se considera, que un camino está congestionado cuando el 72 por ciento de los conductores debe gobernar sus velocidades por las velocidades de otros vehículos, 800 vehículos por hora, es la capacidad práctica de un camino de doble vía.

OPORTUNIDADES DE PASADA

Otro índice de la congestión, es la disponibilidad de oportunidades para que los vehículos se alcancen y pasen a vehículos más lentos que se mueven en la misma dirección. Si la alineación de un camino no es un factor, la pasada en un camino de doble vía, está limitada solamente por el tiempo que está ocupada la vía normalmente usada por el tráfico en sentido contrario. La razón del número de pasadas requeridas por milla de camino para que los conductores mantengan su velocidad deseada, al número de pasadas que en realidad pueden hacer, es una medida de la congestión del tráfico. La figura 11, compara el número deseado de pasadas con el número real que pueden hacerse bajo condiciones típicas en un camino de dos vías con alineación paralela.

El número total de pasadas requeridas para que todos los conductores mantengan su velocidad requerida, aumenta como el cuadrado del volumen

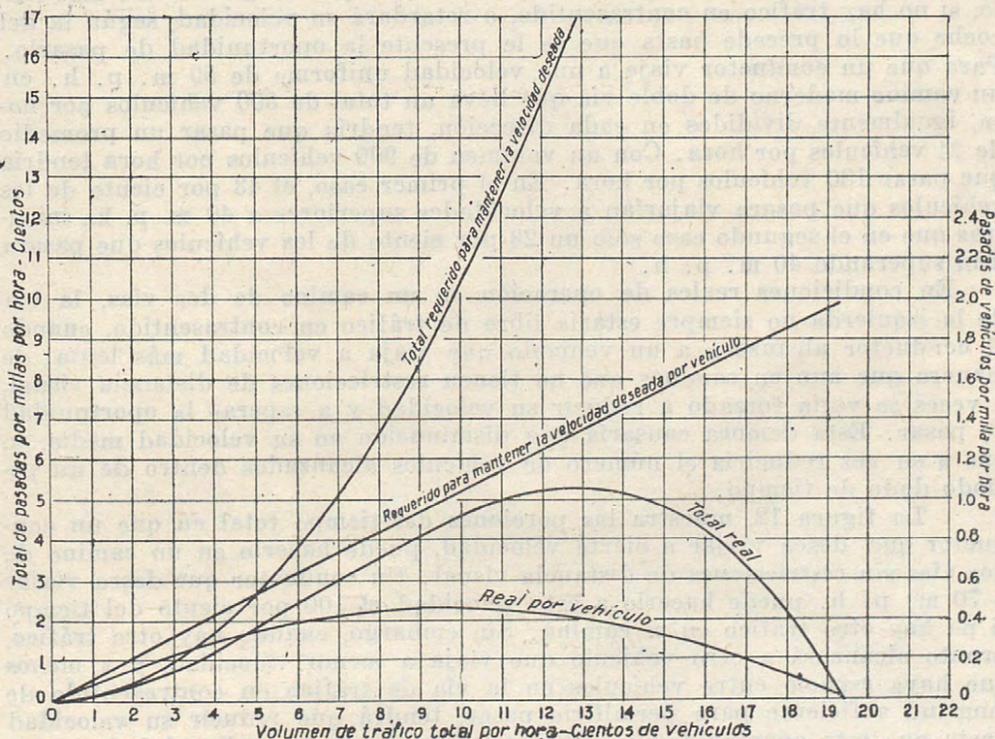


Fig. 11.- Comparación del número real de pasadas y del número que sería necesario a diversos volúmenes de tráfico para que todos los vehículos mantuvieran su libre velocidad en un camino de doble vía con dos tercios del tráfico total en una dirección.

del tráfico. Sin embargo, en la realidad, el número total de pasadas, que se producen, aumenta con un incremento en el volumen total de tráfico, hasta 1.300 vehículos por hora, y en seguida, disminuye rápidamente. Para mantener su velocidad libre, el número de pasadas que haría cada conductor, aumenta directamente a medida que aumenta el volumen del tráfico. Sin embargo, en la realidad, el número de pasadas hechas por el conductor corriente aumenta, a medida que aumenta la densidad hasta 800 vehículos por hora, se queda aproximadamente estacionario entre 800 y 1.200 vehículos por hora, y de ahí en adelante, disminuye con un mayor aumento en la densidad del tráfico. El hecho de que el conductor corriente en un camino de doble vía y paralelas, debiera aumentar el número de pasadas que hace cuando el volumen de tráfico sube de 800 vehículos por hora, pero no puede aumentarlas, debido a la densidad del tráfico; es un criterio muy importante en la determinación de las capacidades prácticas para caminos de dos vías. (Un volumen de tráfico de 800 vehículos por hora con el porcentaje normal de vehículos comerciales es equivalente a 900 coches de pasajeros por hora).

VELOCIDADES OPERATORIAS

El índice más significativo de la congestión del tráfico durante diferentes volúmenes de tráfico, en lo que respecta a los conductores, es la velocidad general (excluyendo las detenciones), que un automovilista corriente puede mantener cuando trata de viajar a la mayor velocidad segura. Esta velocidad general se denomina "velocidad operatoria", o velocidad de operación.

Un conductor en un camino paralelo de doble vía, puede viajar a una velocidad uniforme de, digamos, 50 millas por hora, hasta que alcanza a un coche que se mueve más lentamente. Entonces, o pasará al vehículo más lento, si no hay tráfico en contrasentido, o retardará su velocidad, según la del coche que lo precede hasta que se le presente la oportunidad de pasarlo. Para que un conductor viaje a una velocidad uniforme de 50 m. p. h. en un camino moderno de doble vía que lleva un total de 300 vehículos por hora, igualmente divididos en cada dirección, tendría que pasar un promedio de 24 vehículos por hora. Con un volumen de 900 vehículos por hora tendría que pasar 130 vehículos por hora. En el primer caso, el 43 por ciento de los vehículos que pasara viajarían a velocidades superiores a 40 m. p. h., mientras que en el segundo caso sólo un 23 por ciento de los vehículos que pasara irán superando 40 m. p. h.

En condiciones reales de operación en un camino de dos vías, la vía de la izquierda no siempre estaría libre de tráfico en contrasentido, cuando el conductor alcanzara a un vehículo que viaja a velocidad más lenta, de manera que aun en caminos que no tienen restricciones de distancia visual, a veces se vería forzado a reducir su velocidad y a esperar la oportunidad de pasar. Esta demora causaría una disminución en su velocidad media, lo que a su vez reduciría el número de vehículos alcanzados dentro de un período dado de tiempo.

La figura 12, muestra las porciones del tiempo total en que un conductor que desea viajar a cierta velocidad, puede hacerlo en un camino de dos vías sin restricciones de distancia visual. Un conductor que desea viajar a 70 m. p. h. puede hacerlo a esta velocidad el 100 por ciento del tiempo si no hay otro tráfico en el camino. Sin embargo, cuando hay otro tráfico, pronto alcanzará a otro vehículo que viaja a menor velocidad, y a menos que haya espacio entre vehículos en la vía de tráfico en contrasentido de longitud suficiente para permitirle pasar, tendrá que reducir su velocidad hasta que esta oportunidad se presente, después de lo cual podrá de nuevo aumentar su velocidad a 70 m. p. h. Con un volumen total de tráfico de

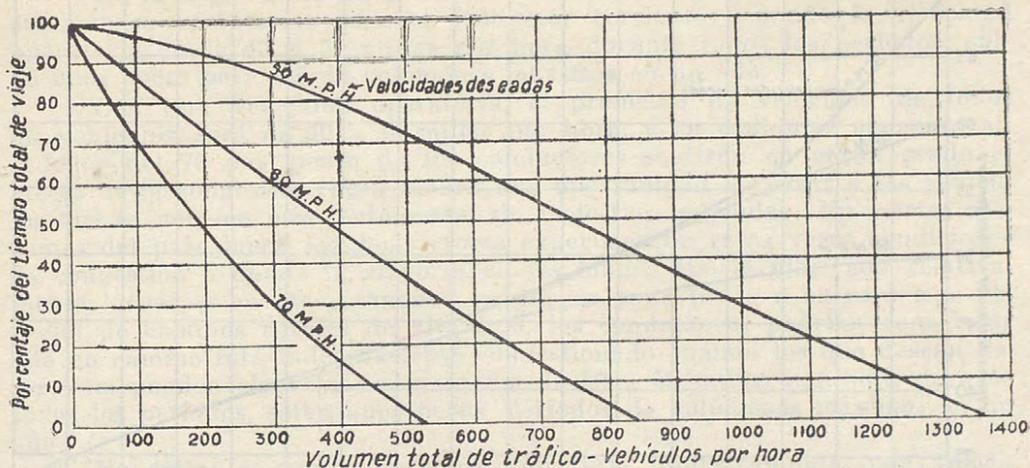


Fig. 12.- Porcentaje de tiempo a que se puede mantener la velocidad deseada en un camino plano de dos vías, sin distancias visuales restringida.

200 vehículos por hora, será posible para el conductor viajar a 70 m. p. h. durante 50 por ciento del tiempo si aprovecha al máximo sus oportunidades para pasar a los conductores más lentos. Con un volumen de tráfico aproximado a 550 vehículos por hora no podrá viajar a 70 m. p. h. ninguna parte del tiempo, porque después de pasar un vehículo tendrá que disminuir velocidad para evitar colisión con la parte trasera del vehículo precedente que viaja en la misma dirección o choque de frente con el tráfico en contrasentido de la vía de tráfico opuesto.

De igual modo, un conductor que trata de viajar a 60 m. p. h., puede mantener esta velocidad un 100 por ciento del tiempo cuando no hay otro tráfico, y un 50 por ciento del tiempo cuando el volumen del tráfico es de 400 vehículos por hora, pero no podrá en ningún momento alcanzar esta velocidad cuando el volumen excede de 850 vehículos por hora. Lo mismo un conductor que trate de mantener una velocidad de 50 m. p. h. lo puede hacer durante 50 por ciento del tiempo con un volumen de tráfico de 750 vehículos por hora, pero en ningún momento podrá viajar a esta velocidad cuando el volumen de tráfico exceda de 1.400 vehículos por hora.

Estas curvas en la figura 12 también muestran el porcentaje de tiempo en que los conductores tienen que viajar a diversas velocidades inferiores a las deseadas. Por ejemplo, con un volumen de tráfico de 400 vehículos por hora, un conductor cuya velocidad deseada es 70 m. p. h. puede viajar a esta velocidad un 15 por ciento del tiempo; entre 70 y 60 m. p. h., un 35 por ciento del tiempo; entre 60 y 50 m. p. h. un 30 por ciento del tiempo; y tendrá que disminuir su velocidad bajo 50 m. p. h. alrededor de un 20 por ciento del tiempo.

Un conductor que trata de ir a 70 m. p. h. no podrá viajar más rápido que otro que trate de ir a 60 m. p. h. cuando el volumen de tráfico exceda de 850 vehículos por hora. Los conductores de 60 y 70 m. p. h. no podrán ir más rápido que un conductor de 50 m. p. h. cuando el volumen de tráfico exceda de 1.400 vehículos por hora.

EFFECTO DE OTRO TRAFICO

La fig. 13, muestra el efecto de otro tráfico en la velocidad general de los conductores que tratan de mantener cierta velocidad deseada. En secciones paralelas de caminos existentes de dos vías y de alta velocidad, un conductor que trate de mantener una velocidad de 70 m. p. h. sin exceder esta velocidad, descubre que su velocidad general disminuye rápida-

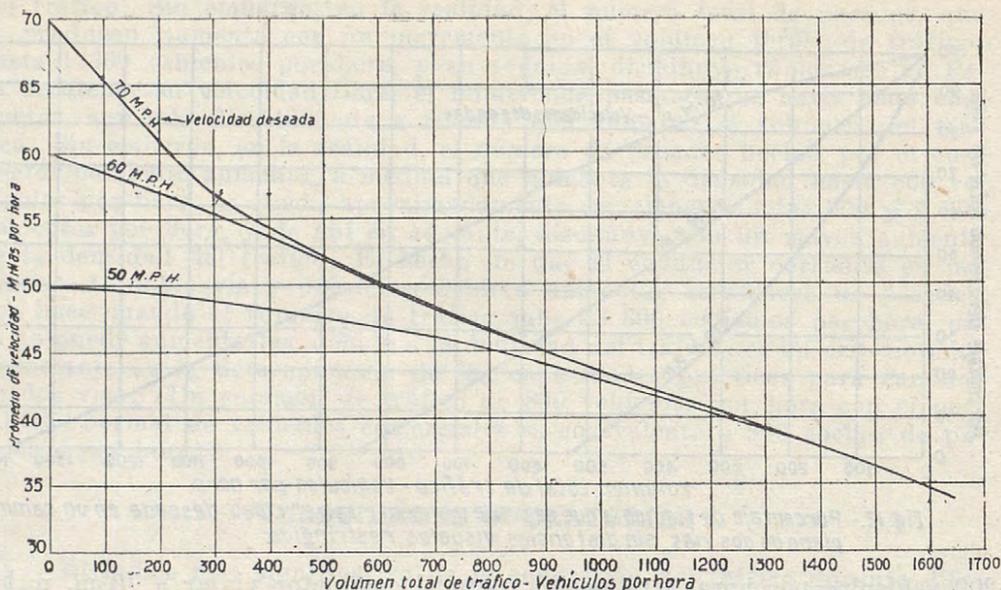


Fig. 13.- Promedios de velocidades para conductores que viajan a sus velocidades deseadas siempre que esto es posible, en un camino plano de dos vías, sin distancias visuales restringidas.

mente con un aumento en la densidad del tráfico. Con un volumen de tráfico de 200 vehículos por hora su velocidad general es reducida de 70 a 61 m. p. h., a las demoras mientras espera pasar a vehículos que se mueven más lentamente, y con 850 vehículos por hora su velocidad general será 46 m. p. h. o la misma que para un conductor que trata de mantener una velocidad de 60 m. p. h. Para todos los fines prácticos las velocidades para los conductores de 60 y 70 m. p. h., son las mismas cuando el volumen de tráfico excede de 300 vehículos por hora.

Con estas curvas, (fig. 13), se puede determinar el volumen del tráfico por hora que puede ser acomodado en un camino de doble vía a cualquiera velocidad operatoria especificada cuando no son un factor las restricciones de distancia visual. Si, por ejemplo, un camino de doble vía debe acomodar volúmenes máximos de 1.000 vehículos, la velocidad operatoria en dicho camino de doble vía, si no hay restricciones de distancia visual, será alrededor de 43 m. p. h. durante los períodos en que se producen los volúmenes máximos. Con los resultados de estos estudios de tráfico se puede predecir con alto grado de exactitud las condiciones operatorias que prevalecerán con cualquier volumen dado de tráfico en un camino con dos, tres o cuatro vías, cuando el flujo es ininterrumpido y otras condiciones son ideales. Para determinar la capacidad práctica de un camino o sección de camino, es necesario, primero, fijar las condiciones operatorias que la mayoría de los motoristas aceptarán como satisfactorias. Entonces, es necesario verificar la más alta norma de mejoras de caminos que puede soportar la jurisdicción estatal. Finalmente, se hace necesario conciliar las demandas del motorista con los medios disponibles para satisfacerlas. Así, en el análisis definitivo, la cuestión de especificar valores precisos para capacidades prácticas de caminos se convierte en un problema localizado. El Comité considera que es de importancia primaria relacionar exactamente los volúmenes de tráfico con las condiciones de operación que prevalecerán, a fin de que las agencias individuales, con un conocimiento completo de las condiciones específicas, puedan decidir sobre los volúmenes más prácticos que se puede manipular en un sector determinado. El Comité cree también que conviene sugerir capacidades prácticas basadas en los deseos normales de los conductores bajo ciertas condiciones.

En la mayoría de los caminos rurales, se consideran satisfactorias las condiciones operatorias para el conductor corriente cuando la velocidad operatoria es de 45 a 50 millas por hora durante todos los períodos salvo unos pocos períodos de volúmenes máximos en un año.

Con esta velocidad operatoria, el promedio de velocidad de todos los vehículos, será de 40 a 45 millas por hora, y en cualquier momento alrededor del 70 por ciento de los conductores sentirán en algún grado el efecto de la congestión, pero tendrá una oportunidad de pasar a los vehículos que se mueven más lentamente, sin molestias indebidas. En ciertas secciones del país donde los conductores experimentan raras veces condiciones de congestión o donde la mayoría de las longitudes de viaje son relativamente largas, y en otros caminos en que se paga peaje o en otro tipo especial de caminos rurales de alto tipo, los conductores podrían considerar que un camino está indebidamente congestionado cuando los que desean hacerlo no pueden alcanzar un promedio de 50 a 55 millas por hora durante todos los períodos, salvo unos pocos períodos de volúmenes máximos en un año.

En calles o caminos urbanos con flujo ininterrumpido, una velocidad operatoria de 35 a 40 millas por hora, que tiene resultado una velocidad media para todo tráfico de 30 a 35 millas por hora, se considera razonable.

CAMINOS DE DOBLE VIA

Bajo condiciones ideales de camino y de tráfico, un camino de doble vía en que las distancias visuales no son restringidas, acomodará 900 coches de pasajeros por hora y todavía permitirá desarrollar velocidades operatorias de 45 a 50 millas por hora. La cifra correspondiente para una velocidad operatoria de 50 a 55 millas por hora, es de 600 coches de pasajeros por hora. Los estudios han demostrado que la distribución del tráfico por direcciones en un camino de doble vía no tiene efecto práctico en las velocidades operatorias o en el promedio de interferencia entre vehículos y la relativa congestión que el conductor corriente experimenta. La capacidad práctica máxima de un camino rural de dos vías con flujo ininterrumpido es, por consiguiente, un total de 900 coches de pasajeros por hora, sin importar la distribución del tráfico por direcciones.

Dentro de áreas urbanas o áreas para conexiones de acceso entre plantas industriales y caminos principales, donde son satisfactorias las velocidades operatorias de 35 millas por hora, la capacidad práctica de un camino de doble vía sería de 1.500 coches de pasajeros por hora. En ciertas localidades en que se necesitan velocidades operatorias de 50 a 55 millas por hora, la capacidad práctica de un camino de doble vía sería de 600 coches de pasajeros por hora.

CAMINOS DE VIAS MÚLTIPLES

Un camino de vías múltiples proporcionará las mismas o comparables condiciones de operación con 1.000 coches de pasajeros por hora y por vía en la dirección del flujo del tráfico más pesado, que un camino de doble vía que no tenga distancias visuales restringidas y que opere a un volumen total de tráfico de 900 coches de pasajeros por hora. La capacidad práctica máxima de un camino rural de vías múltiples con flujo ininterrumpido es, por consiguiente, de 1.000 coches de pasajeros por vía y por hora en la dirección del flujo más pesado.

Un camino de vías múltiples con flujo ininterrumpido, proporcionará una velocidad operatoria, de 35 a 40 millas por hora cuando el volumen de tráfico en una dirección sea de 1.500 coches de pasajeros por vía

y por hora. La capacidad práctica máxima de caminos libres de vías múltiples en áreas urbanas, cuando las facilidades de acceso y salida no constituyen un factor, es de 1.500 coches de pasajeros por vía y por hora en la dirección del flujo más pesado. Con este volumen, los conductores que lo deseen pueden mantener con seguridad una velocidad general de 35 a 40 millas por hora, aunque la velocidad media de todos los vehículos será de 30 a 35 millas por hora. Asimismo, los volúmenes excepcionalmente altos, que ocurren frecuentemente por breves períodos, pueden ser manipulados sin que se produzca una congestión completa. También hay significación adicional en 1.500 vehículos por vía y por hora como la capacidad práctica máxima de caminos de vías múltiples, pues ésta es la escala más alta a que los vehículos, después de haberse detenido, pueden pasar por un punto en una sola fila.

CAMINOS DE TRIPLE VIA

La ubicación del pavimento de tres vías y en dos sentidos en el sistema de caminos, ha sido tema de discusión por largo tiempo. Se han construido caminos de tres vías para acomodar volúmenes de tráfico en exceso, de los que pueden ser manipulados eficientemente por caminos de dos vías, pero que no son suficientemente grandes para requerir cuatro vías. También han sido hechos como proyectos de construcción por etapas en el desarrollo de caminos no divididos de cuatro vías. Se ha expresado, sin embargo, la creencia de que volúmenes de tráfico que justifican más de dos vías, por crecimiento natural se hacen pronto suficientes para congestionar un ancho de tres vías. Además llegado el tiempo en que se puede proyectar una tercera vía, y construirse en un camino de dos vías ya congestionado, la demanda del tráfico requiere la mayor parte de la capacidad aumentada que proporciona la tercera vía, y así la vía agregada sólo proporciona un alivio temporal.

Con el cambio universal y algo reciente en favor de caminos divididos de cuatro vías en vez de no divididos, ha habido una tendencia marcada a eliminar la construcción de tres vías yendo directamente a un camino dividido de cuatro vías para volúmenes de tráfico en exceso sobre lo que se puede acomodar en un camino de doble vía. Un camino de tres vías no se presta para el desarrollo último, de un camino dividido de cuatro vías.

RIESGO PARA EL TRAFICO

Ha habido mucha discrepancia de opiniones respecto del riesgo para el tráfico en los caminos de tres vías. Por el resultado de los estudios más completos en la escala de accidentes en caminos de tres vías, comparados con otros tipos, ha habido una aceptación general de la creencia que un volumen de tráfico mayor que el que puede acomodarse en un camino de dos vías justifica la seguridad adicional que puede proporcionar un camino dividido de cuatro vías.

Desde el punto de vista del comportamiento del conductor, el camino de tres vías sufre una desventaja psicológica, que bien podría resultar en una escala de accidentes anormalmente alta. En un camino de dos vías, un conductor empeñado en una maniobra de pasada tiene que invadir la vía de la izquierda que está destinada definitivamente para el tráfico en contrasentido. Lo hace dándose plena cuenta de que su pasada sólo se realiza contra los derechos superiores de los conductores de la vía opuesta. En el caso del camino de tres vías, especialmente cuando el tráfico está igualmente dividido en las dos direcciones, no hay distinción definida de

derecho de tránsito. Un vehículo que se mueve en una dirección, tiene tanto derecho a la vía central, como otro que se mueve en la dirección contraria, y las pasadas pueden involucrar riesgos mucho mayores.

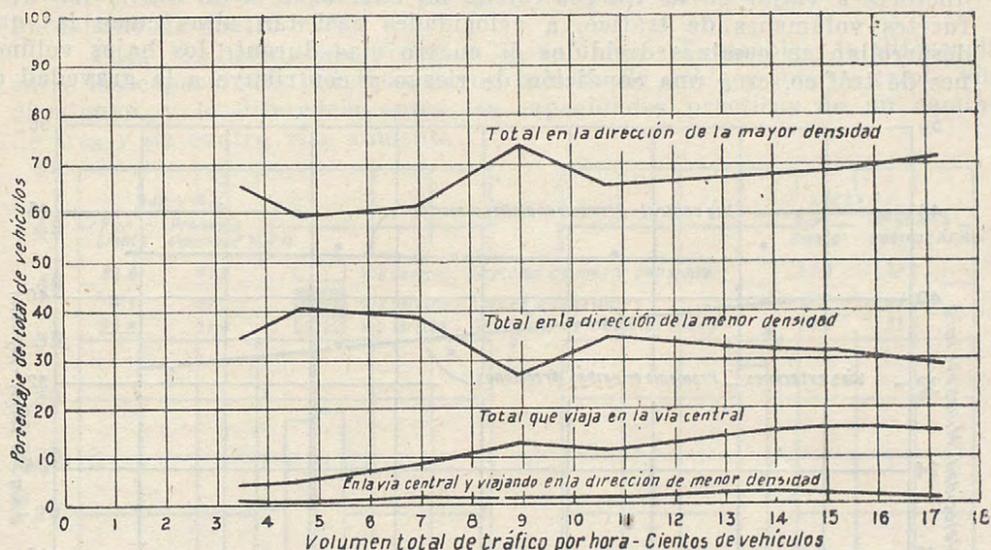


Fig. 14.- Distribución de vehículos entre vías en un camino plano, tangente, de tres vías.

EFICIENCIA

Se supone generalmente que un camino de tres vías, es más eficiente para localidades en que por lo menos dos tercios del tráfico se mueven en una dirección durante períodos de alto volumen. Esta suposición se basa en la idea de que el tráfico que viaja en la dirección del volumen más pesado usará dos vías, y el tráfico en la dirección opuesta usará una vía. Basada en datos obtenidos en caminos modernos de tres vías con buena alineación y buenos perfiles, la figura 14 muestra el porcentaje de vehículos que usan cada vía cuando aproximadamente dos tercios del tráfico van en una dirección. El porcentaje de vehículos que viajan en la vía central en cualquier lugar, aumenta a medida que el volumen total aumenta a 1.500 vehículos por hora. A este volumen, sólo un 15,9 por ciento de los vehículos estaban en la vía central, un 13,8 por ciento viajaban en una dirección y un 2,1 por ciento, en la otra. Un conductor tenía el mismo derecho que otro para usar la vía central de un camino de vía triple y, sin considerar el volumen de tráfico opuesto, dicho conductor aparentemente ejercitaba ese derecho. Un máximo estimado de aproximadamente 300 vehículos por hora, o un 15 por ciento, usaba la vía central a un volumen de 2.000 vehículos por hora, lo que es bastante superior a la capacidad práctica de un camino de tres vías.

La figura 15, muestra velocidades medias en caminos de tres vías para vehículos que viajan en las vías central y exteriores, a diferentes volúmenes totales. Hay una disminución notoria en la velocidad media de vehículos que viajan en las vías de la derecha cuando aumenta el volumen total, mientras que la velocidad media para vehículos en la vía central no cambia cuando aumenta el volumen. La figura 16, ilustra, además, la tendencia de los conductores a viajar con altas velocidades cuando usan vía central de un camino de vía triple. Esta figura muestra la distribución de velocidades por vías y dirección a un volumen total de tráfico bajo y alto. Aunque sólo un 15,2 por ciento de los vehículos estaba en la vía

central con el mayor volumen de tráfico, 41,7 por ciento de los que viajaban a más de 40 millas por hora, 58,3 por ciento a más de 45, y 72,7 por ciento a más de 50, estaban en la vía central. Esta tendencia de los conductores a viajar en la vía central de un camino de tres vías durante los fuertes volúmenes de tráfico, a velocidades casi tan altas como las que desarrollan en caminos divididos de cuatro vías durante los bajos volúmenes de tráfico, crea una condición de riesgo y contribuye a la gravedad de

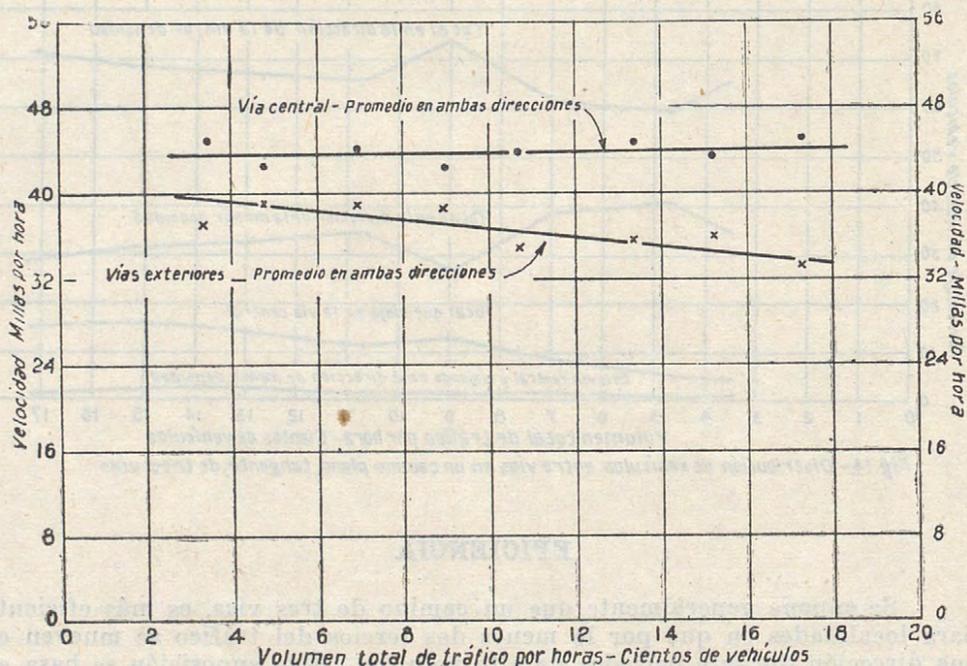


Fig. 15.- Velocidades de vehículos en las vías centrales y exteriores de un camino de vía triple.

los accidentes. En caminos de doble vía y caminos divididos y no divididos de cuatro vías, los conductores tienden a disminuir sus velocidades con un aumento en el volumen de tráfico, sin considerar la vía que ocupan.

Un análisis semejante para períodos en que el tráfico estuvo casi igualmente dividido por la dirección, mostró que en estas condiciones un camino de tres vías puede acomodar el tráfico con más eficiencia que cuando el flujo predomina en una dirección. Aparentemente la suposición de que la operación más eficiente ocurre con dos tercios del tráfico en una dirección es un engaño de la imaginación que no puede ser concretado en hechos. Si fuera verdad, esta suposición sería ampliamente aplicada, porque es la regla, más bien que la excepción, que aproximadamente dos tercios del tráfico viajan en una dirección en cualquier camino rural durante períodos en los cuales se producen los más altos volúmenes totales. Pero no hay datos disponibles de que cualquier camino de tres vías, haya acomodado nunca más de 2.000 vehículos por hora en una dirección; número que puede acumularse en una sola vía en los puntos donde la distancia visual es demasiado corta para poder realizar con seguridad maniobras de pasada.

CAPACIDAD

Con un total de 1.500 coches de pasajeros por hora, un camino de tres vías y sin distancia visual restringida, proporcionará condiciones operatorias comparables a las de caminos rurales de dos y cuatro vías que operan a sus capacidades prácticas.

La capacidad práctica máxima de un camino rural de tres vías es, por consiguiente, un total de 1.500 coches de pasajeros por hora. Esto es, un 67 por ciento mayor que la capacidad de un camino de dos vías y un 75 por ciento de la capacidad de dos vías para una dirección de viaje en un camino de cuatro vías.

Para condiciones de distancia visual menos favorables, la diferencia entre las capacidades prácticas de un camino de doble y uno de triple vía, disminuye, y la diferencia entre las capacidades prácticas de un camino de tres y de cuatro vías aumenta.

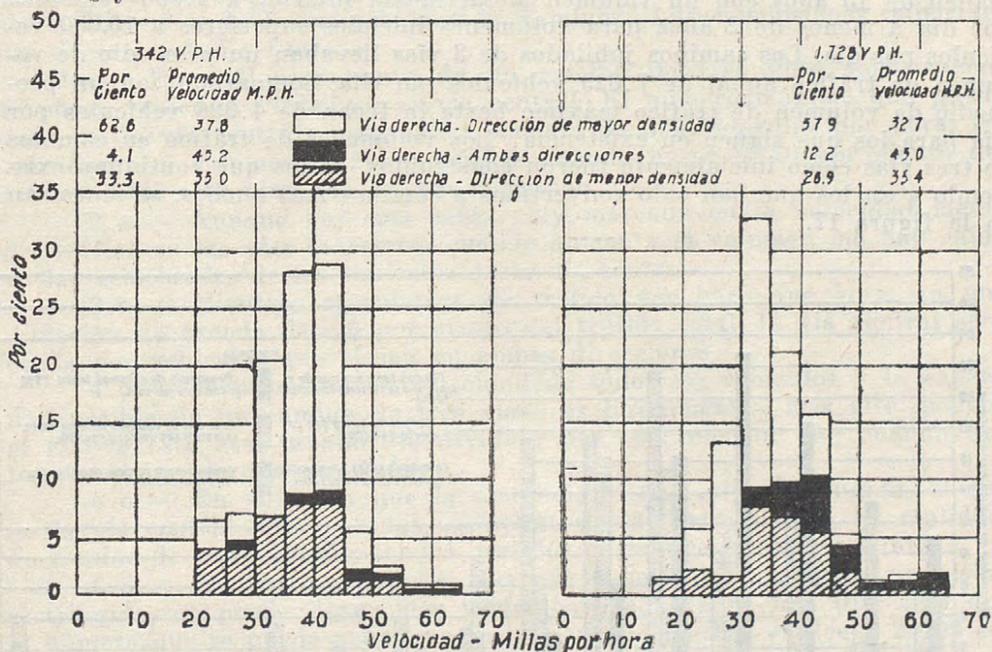


Fig. 16.- Distribución de frecuencia de velocidades de vehículos en un camino de tres vías

Si se dispone de distancias visuales suficientes para completar maniobras de pasada con seguridad pero sólo intermitentemente a lo largo de un camino de tres vías, la capacidad práctica de dicho camino podría ser sólo ligeramente mayor que la capacidad de un camino de la misma alineación, o menor que la de un camino de dos vías con buena alineación. Para que un camino de tres vías pueda acomodar volúmenes de tráfico substancialmente mayores que los que puede acomodar un buen camino de dos vías, las distancias visuales que permiten pasadas con seguridad deben ser casi continuas en toda la longitud del camino.

EXPERIENCIA CON CAMINOS DE TRIPLE VIA

La experiencia y práctica pasadas de los departamento de Caminos del Estado, debería ofrecer algún índice del sitio que ocupan los caminos de tres vías en nuestro actual sistema de caminos. Por intermedio del Bureau de Caminos Públicos, el Comité de Capacidad de Caminos obtuvo datos de los departamentos de caminos del Estado, que muestran la fecha de construcción y volúmenes de tráfico durante la vida, o hasta la fecha actual, de la mayoría de los caminos rurales de tres vías, construidos en el país. Se obtuvo la información de 27 Estados en más de 3,700 millas de caminos de tres vías, de los cuales un 7,8 por ciento habían sido convertidos a cuatro vías o más. Debe recordarse, cuando se interpreta los resultados de este estudio, que la falta de fondos y del tiempo normal requeridos para planificar, financiar y construir un camino, u otras consideraciones, pue-

den haber retardado la construcción de una ruta de tres vías, (o el ensanche de un camino de tres vías a cuatro hasta varios años después de que se hizo aparente la necesidad de mejoramiento, y que en algunos casos lo inadecuado de un camino existente de tres vías fué aliviado con la construcción de una comunicación alternada o paralela.

La edad media de jubilación de caminos de tres vías convertidos a cuatro fué de 6,1 años, lo que es 1,6 años menos que el tiempo medio que han estado en servicio caminos existentes de tres vías. Las edades de caminos de tres vías cuando han sido convertidos a cuatro o más vías, variaban de 15 años con un volumen anual inicial inferior a 1.000 vehículos por día a menos de 2 años para volúmenes iniciales superiores a 10.000 vehículos por día. Los caminos jubilados de 3 vías llevaban un promedio de volumen de tráfico anual de 7.029 vehículos por día, comparado con un promedio de volumen de tráfico máximo hasta la fecha de 4.996 vehículos por día para los que siguen en existencia. Los volúmenes de tráfico en caminos de tres vías como inicialmente fueron construídos, en los que continúan existiendo y en los que han sido convertidos a caminos más anchos, se muestran en la figura 17.

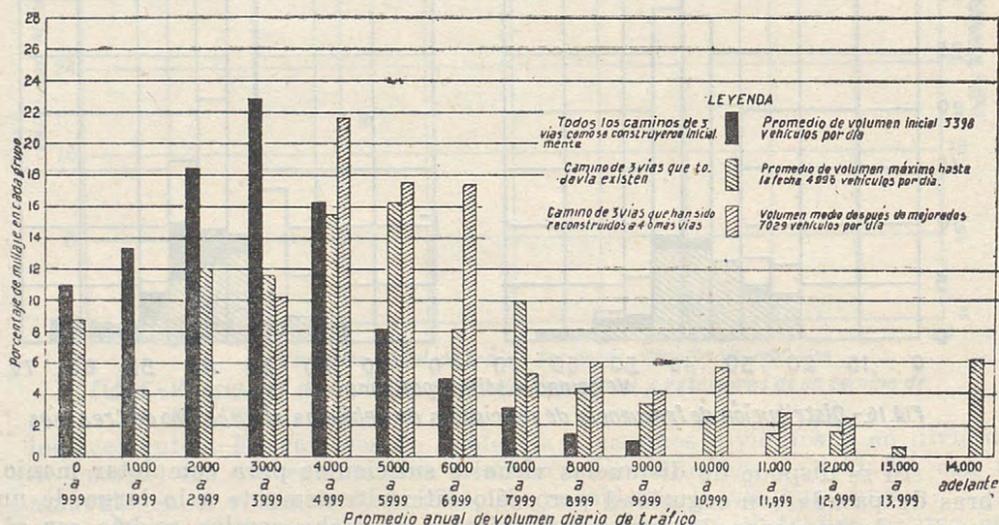


Fig. 17: Experiencia recoñida con caminos de tres vías, basada en todas las construcciones de tres vías de los caminos del Estado (formando en total 3740 millas)

Antes del ensanche, el 17 por ciento del millaje en tres vías, sobre el informe que hay, llevaba un promedio de volúmenes anuales de 10.000 y más vehículos por día. Sólo un 5 por ciento del millaje de tres vías existentes ha llevado un volumen anual de 10.000 y más vehículos por día.

California y New Jersey, informaron sobre caminos de tres vías con volúmenes anuales excesivamente altos. En sólo uno de estos caminos, sin embargo, el volumen máximo por hora ha excedido de 2.000 vehículos. La tabla siguiente muestra los volúmenes máximos por hora en caminos de tres vías en California, que llevan volúmenes medios anuales superiores a 10.000 vehículos por día.

Promedio de tráfico diario en año del más alto volumen anual:	Volumen por hora máximo
11.272	1.589
12.076	1.895
13.375	891
12.503	1.083
12.351	918
19.040	1.958

Es evidente que estos caminos de tres vías estuvieron forzados más allá de sus capacidades posibles durante los períodos máximos, y los volúmenes por hora máximos fueron mucho más bajo de lo que habrían sido si las capacidades de los caminos hubieran sido mayores.

CONCLUSIONES DE LOS ESTUDIOS

Los resultados más detallados de los estudios hechos por el Comité respecto de caminos de tres vías, pueden obtenerse en forma mimeografiada de la Dirección de Investigaciones de Caminos. Las conclusiones importantes de este estudio fueron:

1.o.— En cualquier punto de un camino de tres vías, relativamente pocos vehículos viajan en la vía central. El número máximo que puede estar en la vía central es aproximadamente de 300 vehículos por hora, sin considerar el volumen total de tráfico, cuando hasta el 70 por ciento del tráfico total está viajando en una dirección.

2.o.— Aunque hay una caída muy marcada en la velocidad media del tráfico en las vías exteriores cuando aumenta el volumen, no hay caída en las velocidades de los vehículos de la vía central.

3.o.— Mientras el volumen de tráfico por hora que viaja en una dirección no exceda del 70 por ciento del tráfico total, la vía central será usada por vehículos que viajan en ambas direcciones.

4.o.— El promedio de velocidad de todos los vehículos y la capacidad posible de un camino de tres vías es ligeramente más alto cuando el tráfico está casi igualmente dividido por la dirección que cuando dos tercios viajan en una dirección.

5.o.— En sitios en que la distancia visual está restringida, el uso de la vía central para pasadas, es peligroso; de manera que, en realidad, un camino de tres vías sólo tendrá dos vías de tráfico en dichos puntos.

6.o.— Un camino de tres vías que tiene sólo una distancia visual restringida, no puede llevar más vehículos por hora en una dirección que el número que se puede acumular en una vía de tráfico, es decir, 2.000 coches de pasajeros por hora en condiciones ideales.

TABLA 5.— CAPACIDADES DE CAMINOS PARA FLUJOS INTERRUMPIDOS EN CONDICIONES IDEALES DE TRAFICO Y DE VIA

	Camino de dos vías en dos sentidos: total para ambas vías. 1)	Camino de tres vías en dos sentidos: Total para todas las vías. 1)	Camino de vías múltiples: Promedio por vía en dirección del flujo más pesado. 2)
	Coches de pasajeros por hora.	Coches de pasajeros por hora.	Coche de pasajero por hora.
Capacidad básica 3)	2.000	4.000	2.000
Capacidad práctica para condiciones urbanas 4)	1.500	2.000	1.500
Capacidad práctica para condiciones rurales 5)	900	1.500	1.000

- 1) La distribución por direcciones no es un factor.
- 2) Durante períodos de flujo máximo, el tráfico en una dirección puede ser mucho más pesado que en la otra.
- 3) Igual que la capacidad posible para condiciones ideales.
- 4) Proporciona velocidades operatorias de 35 a 40 millas por hora.
- 5) Proporciona velocidades operatorias de 45 a 50 millas por hora.

7.o.— Los caminos de tres vías con un promedio inicial de volumen anual de aproximadamente de 4.700 vehículos por día, pueden dar un servicio útil durante 6 años aproximadamente.

8.o.— Los caminos de triple vía con un promedio inicial de volumen anual inferior a 3.300 vehículos por día, puede dar servicios satisfactorios durante 13 años por lo menos, y quizás durante la vida normal del pavimento (15-20 años) siempre que el tráfico aumente en el futuro a la misma escala que en el pasado, excluyendo los años de guerra.

EFEECTO DE LOS FACTORES QUE REDUCEN LAS CAPACIDADES

La Tabla 5, resume las capacidades básicas, posibles y prácticas por hora de los diversos tipos de caminos, bajo condiciones ideales de tráfico y de vía cuando el flujo no es interrumpido y cuando las distancias visuales no son restringidas.

Es raro, sin embargo, que las condiciones de vía y de tráfico sean ideales. Por esta razón, tanto las capacidades posibles como las prácticas para flujo ininterrumpido son generalmente más bajas que las indicadas en la tabla 5. Si se desestima la condición superficial, y ésta es raras veces un factor en un camino bien mantenido con superficie de alta calidad, las condiciones más importantes que afectan la capacidad de un camino en que el flujo no está interrumpido por el tráfico transversal son: 1) ancho de vía, 2) espacio despejado hasta las obstrucciones laterales, 3) ancho y condición de los espaldones, 4) vehículos comerciales, 5) ubicación y diseño de los caminos de intercambio, y 6) perfil y alineación, especialmente relacionados con la distancia visual y la gradiente.

ANCHO DE LA VIA

Las vías angostas tienen una capacidad más baja que las de 12 pies, que actualmente se consideran necesarias para volúmenes pesados de tráfico mezclado. En un camino de doble vía, un vehículo que realiza una maniobra de pasada tiene que invadir la vía usada normalmente por el tráfico que viaja en sentido contrario, por un período más largo si las vías son angostas que si son anchas. En caminos de vías múltiples, más vehículos se montan en las líneas de vía cuando éstas son angostas que cuando son anchas, ocupando así en realidad dos vías en vez de una. La tabla 6, muestra la capacidad de vías hasta de 9 pies de ancho a base de capacidades

TABLA 6.— EFECTO DEL ANCHO DE LA VIA EN LA CAPACIDAD.— 1)

Ancho de la vía	Capacidad expresada como un porcentaje de la capacidad de una vía de 12 pies.		
	Caminos rurales de dos vías		Dos vías para una dirección de viaje en caminos divididos a las capacidades prácticas.
	A las capacidades posibles	A las capacidades prácticas	
Pies	%	%	%
12	100	100	100
11	88	86	97
10	81	77	91
9	76	70	81

1) Los efectos del ancho de la vía en la comodidad del conductor, la escala de accidentes, etc., no están incluidos en estas relaciones.

para vías de 12 pies. La capacidad práctica de un camino rural de dos vías con vías de 9 pies de ancho, por ejemplo, es sólo un 70 por ciento de la capacidad de un camino semejante con vías de 12 pies.

DESPEJES LATERALES

Las obstrucciones verticales, tales como muros de retención, postes de luz y coches detenidos adyacentes al borde de una vía de tráfico reducen el ancho efectivo de esa vía como lo muestra la tabla 7. Un pavimento de 24 pies con enrejado de puente en el borde, por ejemplo, tiene el mismo ancho efectivo que un pavimento de 18 pies con spaldons de 6 pies. Además, de su efecto sobre la capacidad, el ancho de la vía y los despejes laterales también afectan a la comodidad de manejo, la escala de accidentes, etc., que no incluyen las relaciones mostradas en estas tablas.

El efecto combinado de la capacidad del ancho de la vía y los despejes desde el borde del pavimento contra la obstrucción, se muestran en la tabla 8. Es indudable que hay que ejercitar cierto juicio cuando se aplican estos ajustes, a secciones de caminos en que las restricciones laterales no son continuas en toda la longitud. Una restricción lateral dentro de una sección de un camino producirá una garganta y afectará con ello directamente la capacidad posible de toda la sección. Sin embargo, la capacidad práctica de la sección puede afectarse sólo ligeramente.

Por ejemplo, un puente de 24 pies de ancho y 100 pies de largo en un camino con superficie de 24 pies y un ancho de espaldón normal de 8 pies, reduciría la capacidad posible de la sección entera en 24 por ciento, (de 100 a 76 por ciento, tabla 8). La capacidad práctica, sin embargo, estaría influenciada sólo en una distancia corta, afectando así a la capacidad práctica de toda la sección en menor grado, en proporción a las longitudes relativas.

Si bien no se dispone de datos de investigación respecto de la longitud exacta de un camino en el cual una obstrucción individual a 6 pies del borde del pavimento afecta a las operaciones de tráfico, parece razonable, por los resultados de observaciones hechas con otros objetos, suponer que el tráfico será afectado hasta cierto punto por 9 segundos antes de llegar a la obstrucción lateral y que el efecto neto será aproximadamente el mismo que el efecto completo mientras se viaja durante $4\frac{1}{2}$ segundos más la distancia, sobre la cual continúa el despeje restringido. Con tráfico de un promedio de 45 millas por hora, el puente del ejemplo anterior afectaría al tráfico en una distancia de 397 pies ($297 + 100$). La capacidad práctica de toda la sección de camino, si tuviera 1 milla de largo, quedaría reducida entonces por el puente angosto de 100 por ciento, que es la

TABLA 7.— EFECTO DE DESPEJE LATERAL RESTRINGIDO EN LAS CAPACIDADES PRÁCTICAS.— 1)

Despeje desde el borde del pavimento Pies	Ancho efectivo de las vías de tráfico de 12 pies. Pies
6	24
4	23
2	21
0	18

1) Los efectos del despeje lateral en la comodidad del conductor, la escala de accidentes, etc., no están incluidos en estas relaciones.

capacidad práctica de un camino con vías de 12 pies y sin restricciones laterales: a

$$C = \frac{5,280 \times V}{S}$$

$$\frac{(100 \times 4,833 + (70 \times 397))}{5,280} = 93 \text{ por ciento de la capacidad de un}$$

camino con vías de 12 pies y sin restricciones laterales.

La tabla 8, muestra el efecto combinado del ancho de vía y los despejes laterales para caminos de doble vía y para caminos divididos de cuatro vías. Para caminos no divididos de cuatro vías, el despeje lateral al lado izquierdo de las vías para viajar en un sentido se puede suponer como equivalente a la distancia entre el borde izquierdo de estas vías y un vehículo centrado en la vía adyacente usada por tráfico que viaja en dirección opuesta.

De igual modo, cuando no hay más de dos vías para una dirección de viaje, se puede suponer que las vías interiores tienen la misma capacidad que las vías con despejes laterales equivalentes a la distancia entre el borde de la vía y un vehículo centrado en la vía adyacente. Por ejemplo,

TABLA 8.— EFECTO COMBINADO DEL ANCHO DE LA VIA Y LOS DESPEJES DE LOS BORDES EN LAS CAPACIDADES DE CAMINOS.— 1)

Despeje desde el borde del pavimento hasta la obstrucción. Pies	Capacidad expresada como un porcentaje de la capacidad de dos vías de 12 pies sin despejes laterales restrictivos:							
	Obstrucción a un lado				Obstrucción a los dos lados			
	Vías de 12 pies	Vías de 11 pies	Vías de 10 pies	Vías de 9 pies	Vías de 12 pies	Vías de 11 pies	Vías de 10 pies	Vías de 9 pies
CAPACIDAD POSIBLE DE CAMINOS DE DOBLE VIA								
6	100	88	81	76	100	88	81	76
4	97	85	79	74	94	83	76	71
2	93	81	75	70	85	75	69	65
0	88	77	71	67	76	67	62	58
CAPACIDAD PRACTICA DE CAMINOS DE DOBLE VIA								
6	100	86	77	70	100	86	77	70
4	96	83	74	68	92	79	71	65
2	91	78	70	64	81	70	63	57
0	85	73	66	60	70	60	54	49
CAPACIDADES POSIBLES Y PRACTICA EN DOS VIAS PARA UNA DIRECCION DE VIAJE EN CAMINOS DIVIDIDOS								
6	100	97	91	81	100	97	91	81
4	99	96	90	80	98	95	89	79
2	97	94	88	79	94	91	86	76
0	90	87	82	73	81	79	74	66

1) Efectos del ancho de la vía y los despejes laterales sobre la comodidad del conductor, la escala de accidentes, etc., no están incluidos en estas relaciones.

si las condiciones son tales, que la capacidad práctica para una dirección de viaje en un camino dividido de cuatro vías, con un medianero ancho, espaldones de 10 pies y vías de 12 pies, es de 1.500 coches de pasajeros por vía por hora, entonces, para condiciones semejantes, la capacidad práctica de las tres vías de 10 pies para una dirección de viaje en un camino dividido de seis vías con un medianero amplio y espaldones de 10 pies sería:

Para vías 1 y 3 3	6.91 x 1.500 x 2	= 2.730
Para vía 2 4	9.86 x 1.500	= 1.290
	Total	= 4.020

ESPALDONES

En ningún tiempo son más necesarios los espaldones adecuados en un camino que, cuando las vías se usan a su capacidad total, sin un lugar de refugio fuera de las vías de tráfico, un vehículo "en pana" puede reducir la capacidad de un camino en más que la capacidad de una vía, especialmente, si las vías tienen menos de 12 pies de ancho. El vehículo "en pana" bloquea la vía ocupada y, además, reduce la capacidad de las vías adyacentes siempre que los vehículos tienen que mezclarse en menos vías a velocidades inferiores a 30 millas por hora. Por ejemplo, la capacidad posible de una vía de tráfico con vehículos que se mueven a 20 millas por hora es sólo un 87 por ciento de su capacidad a 30 millas por hora. A 10 millas por hora una vía sólo tiene alrededor de 50 por ciento de su capacidad de 30 millas por hora, (ver fig. 3). Un accidente de menor cuantía que produce una reducción en la velocidad puede, por consiguiente, causar la congestión completa de un sector de camino que está operando cerca de su capacidad posible. Para vías con menos de 12 pies de ancho, los espaldones tratados con materiales bituminosos en un ancho de 4 pies o más aumentan el ancho efectivo de las vías adyacentes de tráfico en 1 pie.

VEHICULOS COMERCIALES

Los vehículos comerciales reducen las capacidades prácticas y posibles de un camino, (ver tabla 9) en términos de vehículos por hora, porque ocupan un mayor espacio de camino e influyen en el tráfico en un área mayor que los coches de pasajeros. También viajan a menores velocidades, especialmente en subidas, aumentando con ello el número de maniobras de pasada que tienen que hacer los otros vehículos para mantener velocidades razonables. En caminos de vías múltiples con flujo ininterrumpido, un vehículo comercial, (incluyendo sólo aquellos vehículos que tienen dobles llantas en el eje trasero), tienen aproximadamente el efecto de dos coches de pasajeros en terreno plano, y de cuatro coches de pasajeros en terrenos accidentados.

TABLA 9.— EFECTO DE LOS VEHICULOS COMERCIALES EN LAS CAPACIDADES PRACTICAS DE FACILIDADES DE VIAS MULTIPLES

Vehículos comerciales	Capacidad expresada como un porcentaje de la capacidad de los coches de pasajeros en terreno plano:	
	Terreno plano	Terreno accidentado
	%	%
0	100	100
10	91	77
20	83	63

Por ejemplo, aproximadamente, las mismas condiciones de operación prevalecerán en un camino expreso a través de terrenos accidentados cuando hay 1.500 coches de pasajeros por vía por hora, que cuando hay 115 camiones y 1.040 coches de pasajeros por vía, o un total de 1.155 vehículos.

En terreno montañoso el efecto varía ampliamente con el perfil determinado pero, en promedio, un vehículo comercial tiene aproximadamente el mismo efecto que ocho coches de pasajeros. Los valores de la tabla 9, sólo se aplican a porcentajes de vehículos comerciales, dentro de límites normales y no incluyen el efecto de las paradas de autobuses, etc. Hay que tener cuidado en su aplicación, porque el porcentaje de vehículos comerciales durante las horas de máximos es generalmente mucho menor que el porcentaje medio durante todas las horas. En caminos de dos vías, el efecto de los vehículos comerciales es aproximadamente un 25 por ciento mayor que en caminos expresos de vías múltiples.

ALINEACION IMPERFECTA

La alineación y el perfil de un camino son factores importantes que afectan su capacidad a diferentes velocidades de operación. En combinación estos factores influyen las distancias visuales a lo largo del camino o en la longitud de camino visible al conductor en cualquier punto, cuando la vista no está obstruida por otro tráfico. Para determinar condiciones de operación en un camino, la distancia visual se divide en dos categorías: **distancia visual de parada** y **distancia visual de pasada**.

La distancia visual de parada es la distancia requerida por el conductor de un vehículo, que viaja a una velocidad dada, para detener su vehículo después que un objeto en el camino se hace visible. La distancia visual de pasada es la distancia visual mínima de que debe disponerse para que el conductor de un vehículo pueda pasar con seguridad y comodidad a otro, sin interferir con la velocidad de un vehículo en sentido contrario, si éste se presentara a la vista, después de comenzada la maniobra de pasada. Las distancias visuales de parada, son necesarias continuamente en todos los tipos de caminos, mientras que las distancias visuales de pasada sólo son necesarias en caminos de dos direcciones con dos o tres vías.

Cuando las distancias visuales son inadecuadas en caminos de dos y de tres vías, los conductores están restringidos de un modo análogo como si la vía usada de pasada estuviera llena de vehículos, que vienen en sentido opuesto. El conductor prudente debe suponer siempre la existencia de un vehículo que se aproxima, justo más allá del límite de su distancia visual.

TABLA 10.— PORCENTAJE DEL TRAFICO TOTAL Y PORCENTAJE DE VEHICULOS PASADOS QUE VIAJAN A DIVERSAS VELOCIDADES EN CAMINOS DE DOS VIAS EN QUE LAS DISTINTAS VISUALES Y EL TRAFICO EN SENTIDO CONTRARIO NO RESTRINJEN LAS OPORTUNIDADES DE PASADAS

Grupos de velocidades Millas por hora	Camino rural principal normal		Caminos rurales de la más alta velocidad	
	Todo el tráfico	Vehículos pasados	Todo el tráfico	Vehículos pasados
	%	%	%	%
Más de 50	11	1	39	5
40 a 49	57	15	43	40
30 a 39	30	54	17	40
Bajo 30	2	30	1	15
Total	100	100	100	100

La reducción en capacidad causada por distancias cortas de visual, puede obtenerse usando como criterio el porcentaje del camino total en que las distancias visuales son insuficientes para permitir que las maniobras de pasada se realicen con seguridad.

Los resultados de los estudios de la práctica de pasadas conducidos por el Bureau de Caminos Públicos en cooperación con varios departamentos de caminos del Estado en ubicaciones donde la alineación y el perfil proporcionaban oportunidades ilimitadas de pasada reflejan la necesidad de distancias visuales de pasada en caminos rurales de dos vías. La tabla 10, muestra la velocidad de los vehículos que fueron pasados relacionada con las velocidades de todos los vehículos en el camino rural principal corriente y en los caminos rurales de más alta velocidad, durante períodos de tráfico bajo, cuando las pasadas podían hacerse casi sin interferencia del tráfico en sentido contrario.

Como éstas son las condiciones que existen cuando la alineación proporciona oportunidades ilimitadas de pasada, la mayor necesidad en caminos rurales de doble vía es tener distancias visuales que permitan que los vehículos que viajan a menos de 50 millas por hora sean pasados con seguridad.

Los resultados de los estudios de práctica de pasadas muestran que para las condiciones más críticas, cuando el vehículo que pasa, disminuye la velocidad a la del vehículo pasado antes de acelerar para la maniobra de pasada, se necesita una distancia visual de la superficie del camino de 1.500 a 2.000 pies para pasar un vehículo que viaja entre 45 y 50 millas por hora, con la posibilidad de que el tráfico en sentido contrario viaje a 70 millas por hora. Por consiguiente, las distancias visuales de pasada dentro del rango de los 1.500 a los 2.000 pies, son las más necesarias a intervalos frecuentes en caminos rurales.

Cuando no se dispone continuamente de distancias visuales dentro del rango de los 1.500 a 2.000 pies en toda la longitud de un camino de doble vía, el porcentaje de la longitud total de camino con una distancia visual de 1.500 pies puede usarse como criterio de la capacidad práctica

TABLA 11.— EFECTO DE LA RESTRICCIÓN DE DISTANCIA VISUAL DE PASADA EN LAS CAPACIDADES PRÁCTICAS DE CAMINOS DE DOS VÍAS CUANDO HAY SIEMPRE PRESENTE DISTANCIAS VISUALES DE DETENCIONES ADECUADAS.— 1)

Porcentaje de longitud total de camino en que la distancia visual está restringida a menos de 1.500 pies.	Capacidad práctica en coches de pasajeros por hora	
	Para velocidad operativa (2) de 45-50 millas por hora	Para velocidad operativa de 50-55 millas por hora
0	900	600
20	860	560
40	800	500
60	720	420
80	620	300
100	500	160

- 1) Con datos de esta tabla, se aplican a las secciones con vías de tráfico de 12 pies, espaldones adecuados para estacionar vehículos en pana fuera de las vías de tráfico, y una distancia visual de pasada continua, que corresponde a la velocidad elegida. También las distancias visuales en las partes restringidas de la sección, deben estar distribuidas uniformemente entre la distancia visual, detención requerida para la velocidad elegida y 1.500 pies.
- 2) Promedio de velocidad para conductores que tratan de viajar a la velocidad máxima segura.

del camino. La tabla 11, muestra la reducción en capacidad causada por restricciones de distancia visual cuando se desea velocidades operatorias de 45 a 50 y de 50 a 55 millas por hora.

La fig. 18, muestra con más detalles el efecto de las restricciones de distancia visual de pasada en la capacidad de caminos de doble vía para diversas velocidades operatorias.

PENDIENTES Y GRADIENTES

Las pendientes y gradientes afectan la capacidad de un camino de tres maneras, como sigue:

1.o.— La distancia de frenada de un vehículo es menor en las gradientes y mayor en las pendientes que en el plano, con lo cual se permiten menores espaciamientos entre vehículos que van subiendo, (gradientes), y se requieren espacios más largos entre vehículos que van bajando (pendientes), a fin de mantener un espacio libre seguro adelante.

2.o.— La presencia de una gradiente generalmente causa una restricción en la distancia visual, afectando con eso el porcentaje de un camino en el cual se pueden hacer con seguridad maniobras de pasada.

3.o.— Los vehículos comerciales con sus cargas normales viajan a menores velocidades, subiendo gradientes que en plano, especialmente si la gradiente es larga y abrupta. Esto también es válido hasta cierto punto para los coches de pasajeros. Sin embargo, la mayoría de los coches de pasajeros, pueden subir gradientes largas, de 6 y 7 por ciento a velocidades superiores a 30 millas por hora. El efecto que las gradientes hasta de

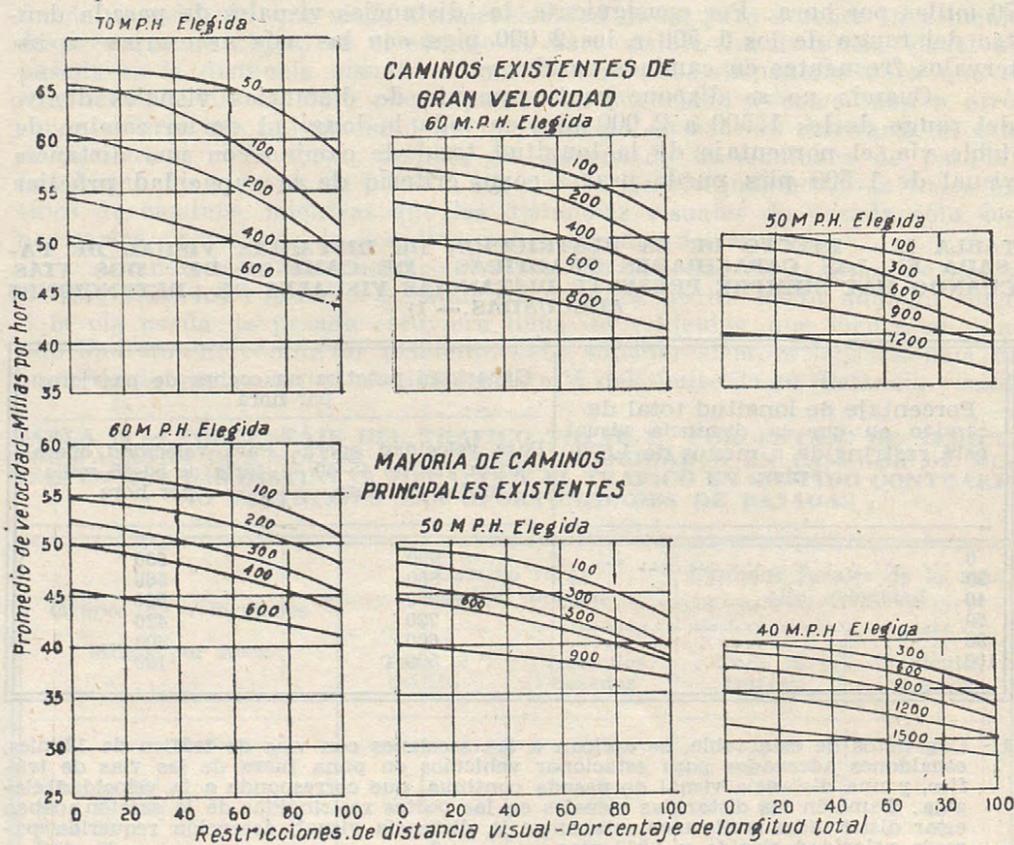


Fig. 18.- Promedio de velocidad posible a diferentes volúmenes de tráfico, para conductores que tratan de viajar a la velocidad elegida cuando las distancias visuales en diversas partes del camino son menores que la distancia visual pasada.

7 por ciento tienen en la capacidad relacionada con la conducta de coches de pasajeros, es por lo tanto desestimable en general.

En la discusión de los vehículos comerciales, se dijo que un vehículo comercial en un camino de vías múltiples, tiene aproximadamente el mismo efecto en la capacidad que dos coches de pasajeros en terreno plano y que cuatro coches de pasajeros en terreno accidentado. También se dijo que su efecto en la capacidad de caminos de doble vía es un 25 por ciento mayor que en los caminos de vías múltiples. Las cifras se refieren a condiciones generales en toda la longitud de un camino. Al considerar el efecto de una gradiente o pendiente individual, la longitud y escala de desnivel son factores importantes.

Las relaciones entre la velocidad de los camiones al pié de un cerro, porcentaje de desnivel y distancia subiendo la gradiente, se muestran en la figura 19, para camiones a motor de baja potencia o para unidades combinadas, y en la figura 20 para camiones a motor de mediana potencia, o para unidades combinadas en uso en 1941.

Los vehículos de poca potencia, tenían entonces, máquinas que, en promedio, desarrollaban 93 hp de frenaje; los vehículos de mediana potencia tenían motores que, en promedio, desarrollaban 106 hp de frenaje. Los vehículos de gran potencia, en operación en 1941, tenían máquinas que podían desarrollar, en promedio, 115 hp de frenaje. En el tiempo actual, los vehículos de poca potencia desarrollan casi los mismos hp de frenaje, que los que en 1941 se consideraban como de mediana potencia.

Por estos datos, para la potencia y pesos brutos de los vehículos representados, se puede determinar cuánto puede viajar un vehículo que inicia la subida a cualquiera velocidad entre 9 y 41 millas por hora, subien-

TABLA 12.— DISTANCIA DE LA PARTE BAJA DE LA GRADIENTE DONDE LA VELOCIDAD DE LOS CAMIONES SE REDUCE A 30 MILLAS POR HORA.— 1)

GRADIENTE	Distancia desde la parte baja de la gradiente	Subida vertical desde la parte baja de la gradiente
CAMIONES DE Poca POTENCIA CON CARGAS BRUTAS DE 30.000 LIBRAS		
Porcentaje	Pies	Pies
2	2.000	40
3	1.000	33
4	760	30
5	570	29
6	470	28
7	400	28
8	325	20
CAMIONES DE MEDIANA POTENCIA CON CARGA BRUTA DE 40.000 LIBRAS		
	Pies	Pies
2	1.780	36
3	1.035	31
4	740	30
5	550	28
6	450	27
7	390	27
8	320	26

i) Suponiendo una velocidad de aproximación de 40 m. p. h., la mala alineación puentes débiles o estrechos u otras condiciones arriesgadas en la parte baja del cerro, harían insegura esta velocidad de aproximación.

no diversas gradientes o combinaciones de gradientes antes de que el máximo de velocidad sostenida alcance a cualquier valor declarado. Las curvas continuas o llenas de las figuras 19 y 20, indican la conducta que puede esperarse cuando la velocidad inicial es superior a la velocidad sostenida posible o arrastrada. Las líneas segmentadas, principiando a 9 millas por

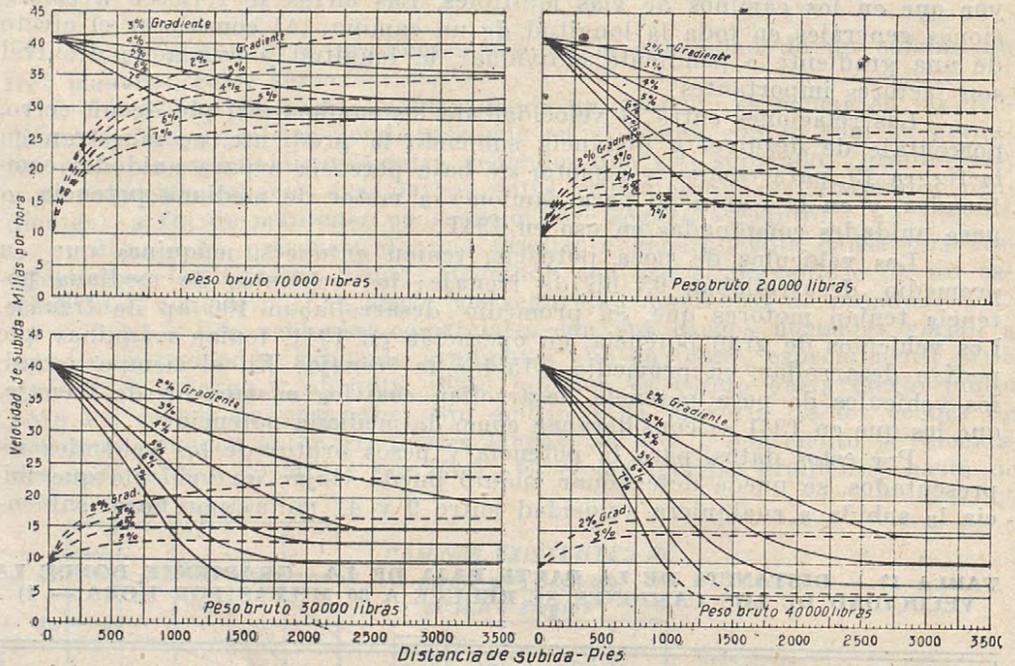


Fig. 19.- Efecto de la longitud de la gradiente en la velocidad de camiones y combinaciones de poca potencia.

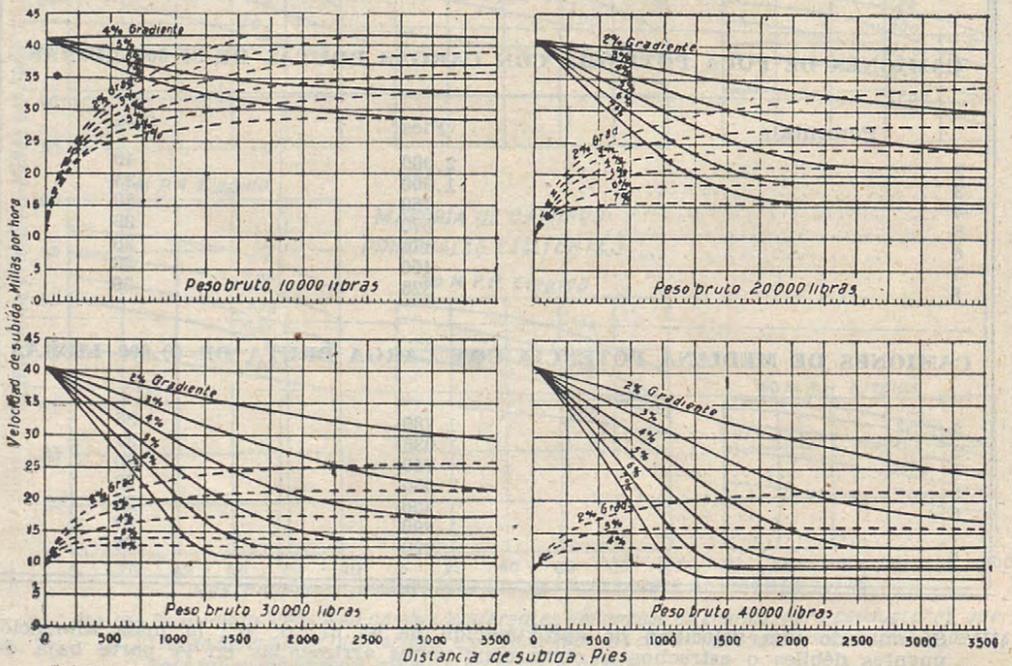


Fig. 20.- Efecto de la longitud de la gradiente en la velocidad de camiones y combinaciones de mediana potencia.

hora, muestra qué conducta puede esperarse cuando se va a tomar el cerro a velocidad arrastrada.

La tabla 12, por ejemplo, muestra la distancia a que camiones de poca potencia con cargas brutas de 30.000 libras, y camiones de mediana potencia, con cargas brutas de 40.000 libras, pueden subir por diversas gradientes antes de que sus velocidades bajen a 30 millas por hora, suponiendo que entran a la gradiente a 40 millas por hora. Se notará que la longitud de la gradiente, que reduce la velocidad a 30 millas por hora es aproximadamente la misma para camiones de poca potencia con cargas brutas de 30.000 libras y para los de mediana potencia con cargas brutas de 40.000 libras. Las gradientes más largas que las mostradas en la tabla 12, tendrían, por consiguiente, un efecto en la capacidad posible de un camino, porque reducen con bastante frecuencia la velocidad de los camiones a menos de 30 millas por hora, que es la velocidad óptima para la capacidad máxima.

Si por ahora desestimamos el efecto que las gradientes tienen en producir restricciones de visibilidad, el efecto de un vehículo comercial en la capacidad de un camino, en términos de coches de pasajeros, se muestra en la tabla 13. Evidentemente habría un efecto adicional, debido a las visibilidades restringidas en la gradiente, que impedirían que las maniobras de pasada se realizarán tan fácilmente como en una sección plana. Al efecto, debido a las visibilidades restringidas, como se muestra en la tabla 11, debe agregarse por consiguiente el efecto mostrado en la tabla 13. Para ilustrar el efecto total que un vehículo comercial tiene en la capacidad en términos de coches de pasajeros incluso el efecto de la alineación imperfecta, se ha preparado la tabla 14, suponiendo que el porcentaje de visibilidad restringida aumenta de 30 por ciento para una gradiente de 3 por ciento, a 70 por ciento en una gradiente de 7 por ciento. Para condiciones específicas

TABLA 13.— EFECTO DE LOS VEHICULOS COMERCIALES Y DE LAS GRADIENTES EN LA CAPACIDAD DE LOS CAMINOS DE DOBLE VIA CON FLUJO ININTERRUMPIDO DE TRAFICO, CUANDO LA GRADIENTE NO PRODUCE RESTRICCION EN LA VISIBILIDAD

LONGITUD DE LA GRADIENTE.— MILLAS	Equivalente de un vehículo comercial de llanta doble término de coche de pasajeros, de una gradiente que tiene como promedio:				
	3%	4%	5%	6%	7%
0,1	3,9	4,1	4,2	4,2	4,4
0,2	4,1	4,3	4,5	4,7	5,1
0,4	4,3	4,6	4,9	5,3	5,5
0,6	4,4	4,8	5,2	5,8	6,5
0,8	4,6	5,1	5,7	6,4	7,1
1,0	4,6	5,3	6,0	6,7	7,4
1,5	4,8	5,6	6,3	7,0	7,7
2,0	5,0	5,8	6,5	7,2	8,0
3,0	5,0	6,0	6,6	7,3	8,2
4,0	5,1	6,0	6,7	7,4	8,3
5,0	5,1	6,0	6,7	7,6	8,3
6,0	5,1	6,0	6,8	7,6	8,3

estos porcentajes deben ser modificados para corresponder con las condiciones reales.

Los datos mostrados en la tabla 14, se pueden aplicar a muchos problemas: Por ejemplo, la tabla 15, muestra la relación de la longitud y escala de gradiente y de volumen de tráfico con el tipo de camino requerido para proporcionar condiciones operatorias equivalentes a las condiciones en un tramo plano con 800 vehículos por hora, incluyendo un 10 por ciento de vehículos comerciales.

CAPACIDADES EXPRESADAS COMO PROMEDIO DE VOLUMENES DE TRAFICO ANUAL POR DIA

La relación entre las escalas máximas de flujo por hora y el promedio de volúmenes de tráfico anual por día, es el tema de la parte VIII de este informe. Ahí se delinea un método para convertir los volúmenes máximos por hora en promedios de volúmenes diarios. En ella se muestra que si se conoce el promedio de tráfico diario, el volumen por hora durante los períodos máximos puede ser estimado aplicando ciertos factores conocidos. A la inversa, la capacidad por hora para un camino puede convertirse a un

TABLA 14.— EFECTO DE LOS VEHICULOS COMERCIALES Y DE LAS GRADIENTES EN LA CAPACIDAD DE CAMINOS DE DOBLE VIA CON FLUJOS ININTERRUMPIDOS DE TRAFICO, CON LA VISIBILIDAD DE PASADA RESTRINGIDA EN 1.500 PIES ANTES DE LA CUMBRE

	EQUIVALENTE DE UN VEHICULO COMERCIAL DE LLANTAS DOBLES. EN TERMINOS DE COCHES DE PASAJEROS EN UNA GRADIENTE QUE TIENE COMO PROMEDIO:				
	3%	4%	5%	6%	7%
Porcentaje del camino con visibilidad restringida, (se supone que típica).—	30	40	50	60	70
Capacidad de camino con visibilidad restringida como un porcentaje de capacidad no restringida	87	81	75	69	62
Longitud de gradientes en millas:					
0,1	5,8	7,1	8,6	10,2	12,5
0,2	6,0	7,4	9,0	10,9	13,6
0,4	6,3	7,8	9,6	11,6	14,6
0,6	6,5	8,2	10,1	12,5	16,1
0,8	6,6	8,5	10,6	13,0	16,8
1,0	6,7	8,7	11,-	13,5	17,4
1,5	6,9	9,0	11,5	14,1	18,2
2,0	7,0	9,3	11,9	14,5	18,4
3,0	7,1	9,4	12,0	14,7	19,0
4,0	7,1	9,4	12,1	14,7	19,1
5,0	7,2	9,5	12,1	14,8	19,1
6,0	7,3	9,6	12,1	14,9	19,1

TABLA 15.— EFECTO DE LAS GRADIENTES EN TIPOS DE FACILIDAD CAMINERA REQUERIDA CUANDO EL TRAFICO INCLUYE UN 10% DE VEHICULOS COMERCIALES CON LLANTA DOBLE TRASERAS

Gradiente %	Volumen de Tráfico Vehículo por hora	Longitud de las gradientes	Tipo de facilidad requerida para proporcionar condiciones satisfactorias de operación para coches de pasajeros.— 1) — 2)		
			Caminos de doble vía	Caminos de doble vía con vía pa- ra camio- nes en su- bida del ce- rro	Camino de cuatro vías
0 ...	800 o menos ..	Cualquiera longitud . . .	X	—	—
	Más de 800 ..3)	Cualquiera longitud . . .	—	—	X
3 ...	550 o menos ..	Cualquiera longitud . . .	X	—	—
	551 a 800 ..	1.100 pies o menos	X	—	—
		Más de 1.100 pies	—	X	—
Más de 800 ..3)	Cualquiera longitud . . .	—	—	X	
4 ...	500 o menos ..	Cualquiera longitud . . .	X	—	—
	501 a 800 ..	800 pies o menos	X	—	—
		Más de 800 pies	—	X	—
Más de 800 ..3)	Cualquiera longitud . . .	—	—	X	
5 ...	400 o menos ..	Cualquiera longitud . . .	X	—	—
	401 a 800 ..	600 pies o menos	X	—	—
		Más de 600 pies	—	X	—
Más de 800 ..3)	Cualquiera longitud . . .	—	—	—	
6 ...	350 o menos ...	Cualquiera longitud . . .	X	—	—
	351 a 400 ..	4.000 pies o menos	X	—	—
		Más de 4.000 pies	—	X	X
	401 a 800 ..	Bajo 500 pies	X	—	—
		500 a 4.000 pies	—	X	—
Más de 800 ..3)	Sobre 4.000 pies	—	—	—	
7 ...	300 o menos ...	Cualquiera longitud . . .	X	—	—
		4.000 pies o menos	X	—	—
	300 a 350 ..	Sobre 4.000 pies	—	X	X
		Bajo 500 pies	X	—	X
	351 a 800 ..	500 a 4.000 pies	—	X	—
Sobre 4.000 pies		—	—	X	
Más de 800 ..3)	Cualquiera longitud . . .	—	—	X	

- 1) Aquí se considera como condiciones satisfactorias para coches de pasajeros, lo equivalente a una capacidad de 800 vehículos por hora en secciones planas de un camino de doble vía.
- 2) Esta Tabla se basa en la suposición de que un camino de tres vías, en el que el tráfico en las dos direcciones tiene igual derecho a la vía central no tiene lugar en el diseño moderno de caminos. — También, que cuando el volumen de tráfico por hora usado para fines de diseño, (el 30° volumen de tráfico por hora más alto del año) excede de 800 vehículos, se necesita un camino dividido de cuatro vías para cualquiera alineación de gradientes o alineación.— Si la visibilidad está restringida a menos de 1.500 pies en parte del camino que no sean las gradientes que se consideran, se puede necesitar una vía adicional para camiones, o se puede requerir un camino de cuatro vías para volúmenes de tráfico más bajos que los mostrados en la Tabla.
- 3) Si el volumen es suficientemente alto, se puede necesitar una vía para camiones en la subida del cerro de un camino de cuatro vías o puede necesitarse un camino de más de cuatro vías.

promedio de volumen anual diario, aplicando el recíproco del factor. Para la mayoría de los caminos rurales el factor para este objeto es entre 15 y 16 por ciento, con un valor típico de 15,6 por ciento. Así, para un camino rural de doble vía en condiciones ideales, el promedio de volumen diario, que corresponderá a la capacidad práctica de 900 vehículos por hora es $900 \div 0.156 = 5.750$ vehículos por día. Este es un valor medio y por consiguiente variará de acuerdo con la localidad. Como dato de interés, la tabla 16 ha sido preparada con el objeto de mostrar promedios de volúmenes de tráfico anual por día, correspondientes a las capacidades prácticas de diversos tipos de caminos, usando el factor de 15,6 por ciento.

Debería ser evidente que, volúmenes de la magnitud de los mostrados en esta tabla se alcanzan raras veces sin exceder de la capacidad práctica, porque las normas de alto diseño en que están basados sólo pueden justificarse económicamente en contados casos. Esto es, especialmente verdadero para caminos de doble vía, cuyas capacidades son muy sensibles a la visibilidad restringida.

En terreno accidentado, la alineación puede ser de tal clase que cause una reducción de 50 por ciento o más en el promedio de volúmenes diarios para caminos de doble vía, como se muestra en la tabla 16. Para cualquier camino específico, un avalúo de los diversos factores que afectan a la capacidad, debe preceder el cómputo de un valor razonable para el promedio de volumen de tráfico diario anual.

APLICACION DE INFORMACION SOBRE CAPACIDAD A PROBLEMAS ESPECIFICOS

Los siguientes ejemplos ilustran la aplicación correcta de los datos contenidos en este capítulo a condiciones específicas. En cada ejemplo el problema se expone, y en seguida se busca la solución en tres etapas sucesivas: Primero, se determina la capacidad bajo condiciones ideales, en seguida, se obtiene de las tablas los factores de ajuste para las condiciones existentes; y finalmente, éstos factores se aplican a las capacidades en condiciones ideales.

TABLA 16. — PROMEDIO DE VOLUMENES DE TRAFICO DIARIO ANUAL, CORRESPONDIENTES A LAS CAPACIDADES PRACTICAS DE DIFERENTES TIPOS DE CAMINOS, BASADO EN EL PROMEDIO NACIONAL DE RELACION ENTRE EL 30º VOLUMEN POR HORA MAS ALTO Y EL PROMEDIO DE VOLUMEN DE TRAFICO DIARIO ANUAL. — 1)

TIPO DE TRAFICO		PROMEDIO DE VOLUMEN DE TRAFICO DIARIO ANUAL EN:					
Porcentaje de coches de pasajeros	Porcentaje de vehículos comerciales	Caminos rurales de doble vía		Caminos rurales de 4 vías 2)		Caminos urbanos expresos de 4 vías 2)	
		En terreno plano	En terreno accidentado	En terreno plano	En terreno accidentado	En terreno plano	En terreno accidentado
100	0	5.750	5.750	19.250	19.250	37.500	37.500
90	10	5.200	4.450	17.500	14.800	34.000	29.000
80	20	4.800	3.600	16.050	12.000	31.000	23.500

1) Exceptuando la presencia de vehículos comerciales, las condiciones de camino y de tráfico se suponen aproximadas a lo ideal, incluyendo vías de tráfico de 12 pies, alineación tangente y flujo ininterrumpido.

2) Se supone que dos tercios del tráfico va en la dirección más pesada durante la hora de tráfico máximo.

EJEMPLO 1

1.er Problema:

¿Cuál es la capacidad posible de un tubo del Túnel Holland durante períodos en que un 10 por ciento del tráfico se compone de vehículos comerciales pesados? El tubo tiene una vía de 20 pies entre las soleras, 1 pie de despeje hasta las paredes verticales a cada lado, y una gradiente de 4 por ciento.

Solución:

Para condiciones ideales: Capacidad posible $\equiv 2 \times 2.000 = 4.000$ coches de pasajeros por hora.

Ajustes Ñ:

	Factor
Ancho de superficie y despejes laterales 5	0.80
Vehículos comerciales 6	0.77
Factor combinado	0.616

Aplicación del factor Ñ, capacidad posible $= 4.000 \times 0.616 \equiv 2.464$ vehículos por hora.

5 Factor obtenido de la tabla 8

6 Factor obtenido de la tabla 9

Ejemplo 2.

2.o Problema:

¿Cuáles son las capacidades por hora posible y práctica de un camino rural de doble vía con una superficie de 20 pies y con obstrucciones frecuentes a 4 pies de los dos bordes del pavimento, ubicado en terreno accidentado donde un 10 por ciento del tráfico máximo por hora se compone de vehículos comerciales y la visibilidad está restringida a menos de 1.500 pies en un 60 por ciento de su longitud?

Solución:

¿Para condiciones ideales?

Capacidad posible $\equiv 2.000$ coches de pasajeros por hora.

Capacidad práctica $= 900$ coches de pasajeros por hora para tener una velocidad de operación de 45 a 50 m. p. h.

Ajustes:	Factor de capacidad posible	Factor de capacidad práctica
Ancho de superficie y despeje lateral 7	0.76	0.71
Vehículos comerciales 8	0.67	0.67
Alineación 9	1.00	0.80
Factor combinado (producto de factores individuales)	0.509	0.381

Aplicación de los factores:

Capacidad posible = $2.000 \times 0.509 = 1.018$ vehículos por hora.
 Capacidad práctica = $900 \times 0.381 = 343$ vehículos por hora.

- 7 Factores obtenidos de la tabla 8.
- 8 Factores obtenidos de la tabla 9, y corregidos para el efecto incrementado de los vehículos comerciales en caminos de dos vías.
- 9 Factores obtenidos de la tabla 11, (factor de capacidad práctica = $720 + 900$).

EJEMPLO 3

3.er Problema:

¿Cuáles son las capacidades prácticas y posibles del camino alto del San Francisco-Oakland Bay Bridge, que lleva solamente coches de pasajeros, y tiene tres vías, cada una de 9,5 pies de ancho para tráfico que viaja en cada dirección? El camino no está dividido y tiene soleras altas verticales.

Solución:

Para condiciones ideales:

Capacidad posible = 2.000 coches de pasajeros por vía.

Capacidad práctica para velocidad operatoria de 35 a 40 m. p. h. = 1.500 coches de pasajeros por vía.

Ajustes (solamente necesarios para anchos de las vías y despejes laterales):

Despeje en pies

	Derecha	Izquierda	Factor 10
Vía 1	0	15	0,74
Vía 2	1,5	15	0,74
Vía 3	1,5	15	0,78
			0,78

Aplicación de factores:	Capacidad posible	Capacidad práctica
Vía 1	1.480	1.110
Vía 2	1.560	1.170
Vía 3	1.560	1.170
Total de vehículos por hora	4.600	3.450

10. Para obtener el factor para la vía 1, se interpola en la tabla 8 para obtener un promedio de factor entre los valores de cero pies a los dos lados y despeje de 1½ pies a los dos lados. En seguida se interpola entre estos factores medios para vías de 9 y de 10 pies.

Informaciones Generales

Examen crítico que han merecido a la Dirección de la Revista Chilena de Historia y Geografía las publicaciones que ha realizado hasta la fecha el Departamento de Caminos

En el número 112 de la Revista Chilena de Historia y Geografía, de julio a diciembre de 1948, se ha publicado un examen crítico de los trabajos estadísticos que realiza el Departamento de Caminos por intermedio de la Sección Control y Estadística de dicho Departamento.

Copiamos a continuación el informe emitido por el técnico señor M. A. B. sobre dichas publicaciones:

- a) Folleto N.º 1.— Kilometrajes de los principales caminos de Chile. — 94 páginas. — Talleres Gráficos La Nación. — Santiago de Chile. — Agustinas 1269, Año de 1945. — Edición de 500 ejemplares.
- b) Folleto N.º 2. — Clasificación de los Puentes Carreteros de Chile. — 94 páginas. — Santiago de Chile. — Imprenta y Litografía Universo, S. A. — Avenida Zañartu 200. — Año 1947.
- c) Folleto N.º 3. — Clasificación de los principales caminos de Chile. — 132 páginas. — Santiago de Chile, Imprenta y Litografía Universo, Zañartu 200. — Año 1946.
- d) 25 Cartas Camineras Provinciales, Escala 1: 500.000 y 1: 1.000.000. — Santiago, 1945, 1946 y 1947.

El interesante trabajo publicado por el Departamento de Caminos se compone, como puede verse de los tres folletos anotados, que se combinan con la colección de Mapas Camineros, correspondientes a cada uno de nuestras provincias.

El Folleto N.º 1, en su introducción nos dice, que de acuerdo con la clasificación establecida en la Ley N.º 4.851, de 11 de marzo de 1930, los caminos de la República han sido divididos en Internacionales, Nacionales y Regionales.

En la página 5 se presenta un cuadro de conjunto, con los totales en kilómetros para cada provincia, en la cual se separan, además, los caminos carreteros de los troperos y se indica la naturaleza del pavimento.

A continuación viene un detalle por provincias y departamentos, en sus caminos, indicándose cuidadosamente la extensión de sus recorridos por parcialidades.

En las páginas 6 a 9 se contiene el recorrido de la Sección Chilena de la Carretera Pan-Americana en construcción, cuya longitud total será de 3.512,4 kms. entre la frontera con el Perú y la ciudad de Puerto Montt.

Como resumen del folletô, podemos decir que la extensión total para toda la República es de:

2.870 Kms. de Caminos Internacionales.

6.139 kms. de Caminos Nacionales.

39.251 Kms. de Caminos Regionales.

Las tres provincias nortinas de Antofagasta, Atacama y Coquimbo y la sureña de Valdivia son las que cuentan con la mayor extensión de vías camineras (cerca de 3.500 Kms. más o menos cada una). La provincia de Aysen, es por el contrario, la menos favorecida en este sentido (sólo 835 kilómetros).

El folleto N.º 2, dedicado a los Puentes Carreteros de Chile, se inicia con un cuadro-resumen que indica el número total de puentes en cada provincia y su longitud en metros. Es la provincia de Cautín la que posee un mayor número de puentes traficables por vehículos, o sea, de 353, con un largo total de 10.130 m. mientras en la provincia de Tarapacá sólo existen cinco puentes carreteros con una longitud de 83 metros.

Para toda la República el número de dichos puentes es de 2.652, con 78.370 metros de largo total.

Viene después el detalle de los puentes, en forma de cuadros para cada provincia. Se indica el nombre del puente, el camino en que se halla situado y el kilómetro correspondiente; el río, estero o quebrada que atraviesa; el material y el tipo de su construcción, el largo del puente y el ancho de la calzada.

El folleto N.º 3, es en realidad una ampliación de los datos de kilometrajes cortenidos en el folleto N.º 1. Aprovechando la división ya mencionada en caminos de tres tipos (internacionales, nacionales y regionales), se agregan ahora:

- a) La naturaleza del pavimento;
- b) Datos de la intensidad del tránsito;
- c) El ancho de la calzada, separando los caminos carreteros de los troperos;
- d) La transitabilidad, dividiendo los que son de tránsito permanente de los que sólo pueden aprovecharse en cierta temporada.

De acuerdo con la letra c) figuran en Chile 40.676 kms. de caminos carreteros y 7.907 kms. de caminos troperos. A este respecto, es interesante observar con cuánta claridad se destaca la fuerte influencia aisladora de la Cordillera de los Andes. Son contadas las provincias por las cuales puede pasarse a las repúblicas limítrofes mediante caminos traficables por carruajes. Ellas son: la de Atacama por el Paso de San Francisco; la de Aconcagua, por el Túnel de Caracoles, camino a Mendoza; la de Malleco, por el Paso de Pino Hachado; la de Llanquihue, vía en parte lacustre por el Paso de Pérez Rosales; la de Aysen, por Coyhaique, y la de Magallanes por varios puntos hacia Río Gallegos. No hemos considerado el camino de Arica a Tacna, ya que no atraviesa los Andes.

Las Cartas Camineras Provinciales llevan la firma del Director de la Oficina, don Oscar Tenham V., hasta 1946; don Ernesto Berríos, en los años siguientes o el Director Subrogante, don Carlos Concha F.; del Ingeniero Jefe don Héctor Escobar Terán, y del Cartógrafo, don Francisco Hermosilla Ferrada.

Como dibujantes figuran don Carlos Marín R., en las cuatro primeras provincias, doña Aurea Hermosilla Ferrada, en las 19 siguientes, y don Arturo Oyanedel E., en las de Aysen y Magallanes.

El dibujo de los mapas es de admirable limpieza y claridad y en ellos se han trazado los caminos con líneas rojas, en la forma siguiente:

- a) Con línea roja gruesa los caminos transitables todo el año;
- b) Con línea más delgada sólo los transitables en la temporada seca;
- c) Con línea roja cortada sólo los troperos.

Constantes anotaciones indican de Norte a Sur, con gran cuidado el recorrido de la Carretera Pan-Americana en construcción.

Pero, además, de las indicaciones camineras de las Cartas, se presenta el recorrido total y muy bien destacado de los ferrocarriles chilenos, con sus estaciones y túneles; los minerales, las termas y los tranques de regadío, las ciudades y pueblos, aun los de escasa consideración.

Por último, aunque no se trata de un mapa físico que pueda esbozarnos los relieves, se ha tenido cuidado de fijar la situación y alturas de cordilleras y sierras, cerros y volcanes, portezuelos y cuestras, como asimismo, los elementos de hidrografía: ríos, esteros, quebradas del desierto, salares, lagunas, lagos, vegas.

A este respecto, hemos visto con agrado que al río Petrohué se le ha dado su verdadera anchura; pero, en cambio, vemos que al lago Rupanco se le ha mantenido en su eje longitudinal, o sea de E. a W. una distancia de 43 kilómetros, cuando en la realidad, y según los trabajos del propio Departamento de Caminos, esta distancia es tan sólo de 32,7 kms. Así figura en un plano de agosto de 1915 a la escala de 1: 250.000 publicado por la Inspección General de Puentes y Caminos, y también están marcados en las Cartas los límites internacionales y provinciales en forma tan discreta que no entorpecen en absoluto la consulta y claridad del aspecto esencial del mapa.

Habría sido de desear, y nos referimos en especial a los folletos, una explicación de las abreviaciones o signos, que a veces pueden presentar dudas para las personas no familiarizadas con estos trabajos; por ejemplo: la abreviación Plzo. para "portezuelo".

Sólo el folleto N.º 2, relativo a los fuentes, nos da en su página 7 una buena equivalencia de sus abreviaturas.

Una revisión cuidadosa de las Cartas nos permitiría anotar algunos errores. Aunque no lo hemos hecho, podemos indicar los siguientes, para contribuir a la futura "Fe de Erratas de las Obras".

La represa o Tranque de Peñuelas no debe figurar como lago.

Es Cerro del Orble y no Robles, el que queda al W. de Runque.

La cumbre marcada con 6.740 m. en la cordillera divisoria con Argentina al N. del Volcán San José sólo tiene 5,740 m.

El establecimiento de Caletones (Mineral del Teniente) no está en la vía férrea principal que sube a Sewel sino en un pequeño ramal.

Es Pissis y no Pisis, la estación del ferrocarril de Chillán a Tomé.

Es General Cruz y no Santa Cruz la estación ferroviaria al S. de Bulnes. (Pero obsérvese que en esta errata nos referimos únicamente a los folletos pues en las Cartas el nombre está correcto).

Convendría agregar en las Cartas las Plantas del Abanico y Pilmáiquén; la Siderúrgica de Huachipato y algunos puntos omitidos en la nomenclatura, como El Tacora, El Tofo, Guayacán, El Belloto, Melinka y el Cabo Froward.

Para terminar, debemos decir que por su abundante contenido, como por su presentación y claridad, las Cartas Camineras que se complementan con los tres folletos, constituyen una obra geográfica utilísima y es sensible que la edición haya sido tan reducida.

Opinión sustentada sobre la Carta Caminera de los principales caminos de Chile, editada por el Departamento de Caminos, en el número 114 de la ya mencionada revista.

CARTA CAMINERA DE LOS PRINCIPALES CAMINOS DE CHILE.
— Escala 1 : 1.500.000, Ernesto Berríos W., Director; Héctor Escobar T., Ingeniero Jefe; Francisco Hermosilla F., Cartógrafo, Lito. Marinetti, Santiago de Chile, 1949.

En el número 112 de nuestra revista dábamos cuenta de la publicación hecha por la repartición del rubro de 25 Cartas Camineras de las provincias chilenas, a la escala de 1: 500.000 y 1: 1.000.000, complementadas con tres folletos explicativos.

El presente mapa, que es un resumen de las 25 cartas anteriores, está elegantemente impreso a siete colores y dividido en cuatro columnas, llevando, además, tres mapas suplementarios.

Una vez más debemos elogiar la nitidez del dibujo y la forma tan clara de la presentación, que permite la lectura y consulta del modo más fácil y atrayente.

Con línea roja y gruesa se ha marcado el sector chileno de la Carretera Panamericana; con línea verde algo más delgada los restantes caminos principales.

Pero aunque éste es el aspecto esencial del mapa, debemos agregar que se ha dibujado también en relieve estampado; la hidrografía en forma bien destacada; los ferrocarriles, salvo algunos ramales poco importantes y un número muy prudente de poblaciones y otros puntos geográficos de importancia. Es una nomenclatura muy al día y por primera vez vemos en un mapa de conjunto del país puntos como Huachipato y Los Cipreses, además de nuestras dos bases antárticas.

Los mapas suplementarios interiores están dedicados, el primero al Sistema Panamericano de Carreteras, el segundo al Territorio Chileno Antártico y el tercero, que es el más interesante con escala de 1: 200.000, a los caminos de acceso a Santiago.

En suma, el Mapa nos muestra a primera vista el panorama caminero de la República.

Mutual de Empleados de la Dirección General de Obras Públicas, Sociedad Cooperativa Ltda.

Desde hace mucho tiempo flotaba en el ambiente la idea de formar una Cooperativa de los Empleados de la Dirección General de Obras Públicas y esta idea tomó cuerpo y se hizo realidad debido, tanto al esfuerzo y entusiasmo de algunos funcionarios del Departamento de Caminos, como a la cooperación y apoyo que a ella prestaron el señor Director General de Obras Públicas, varios Directores de Departamento y el Departamento de Cooperativas del Ministerio de Economía y Comercio.

Fué así como por decreto N.º 407, de 19 de marzo de 1948, se obtuvo la personalidad jurídica de la institución y a mediados de mayo del mismo año abrió modestamente sus puertas el almacén de la Cooperativa.

Los Estatutos de la Mutual contemplan varios e importantes objetos: suministrar a sus socios artículos alimenticios, de vestuario, de uso personal y doméstico; servir de organismo asegurador para sus asociados, en lo que respecta a la fianza que éstos deben rendir para el desempeño de sus funciones administrativas; realizar en favor de sus socios obras de ayuda mutua, ya sea proporcionándoles préstamos de urgencia u otras obras de bienestar o mejoramiento individual y colectivo; construir o adquirir casas para venderlas o arrendarlas a sus asociados; explotar para consumo de sus asociados propiedades agrícolas, industriales o de renta; fundar o mantener obras de beneficencia, de cultura y de previsión, tales como escuelas, bibliotecas, cajas de ahorro, etc. u otros organismos análogos en provecho de sus socios.

Nutrido e importante programa que se irá cumpliendo en forma lenta pero segura. Es así como ya está en funciones, según se apunta más arriba, el almacén de comestibles de la Cooperativa y desde octubre de 1948 se dispone de la Sección Fianzas para lo cual se obtuvo previamente la debida autorización de la Contraloría General de la República.

En los Estatutos se estableció que podían pertenecer a la institución los empleados de la Dirección General de Obras Públicas, los obreros especializados de carácter permanente, los jubilados del servicio y los empleados y obreros de la sociedad, pero con posterioridad se vió la conveniencia de facilitar la entrada a todos los empleados del Ministerio de Obras Públicas y a los oficiales del Presupuesto que sirven en los diversos Departamentos de ella y por esto se obtuvo la correspondiente modificación de los Estatutos.

Del Balance General correspondiente al año 1949 tomamos los siguientes datos que dan una idea del próspero desarrollo de la institución:

Al 31 de diciembre último, el número de socios alcanzaba a 736; el valor de las acciones suscritas a \$ 631.800; el valor de las acciones pagadas a \$ 583.917 y las pólizas de fianza tomadas, a \$ 36.679.800.

El consumo de mercaderías durante el año 1949 alcanzó a \$ 1.850.000, aproximadamente.

La utilidad neta del ejercicio fué de \$ 322.412.60, que la Junta General acordó distribuir como sigue:

A Fondo de Reserva el 20%	\$ 64.482.54
A bonificación por mercaderías el 2%	37.040.—
A bonificación por primas fianzas el 35%	98.982.50
A bonificación por intereses de acciones el 6%	36.000.—
A Fondo de Eventualidades	23.392.21
A Fondo de Responsabilidad de Fianza	62.515.35

TOTAL	\$ 322.412.60
-----------------	---------------

CUADRO DE AVANCE DE LOS FONDOS PARA CAMINOS Y PUENTES PUESTOS A DISPOSICION DE LOS INGENIEROS DE PROVINCIAS HASTA EL 31 DE MARZO DE 1950, Y SU COMPARACION CON EL AVANCE HASTA LA MISMA FECHA DEL AÑO 1949

Provincias	Fondos puestos a disposición de Ing. de Prov. al 31 de marzo de 1949	Invertidos al 31 de marzo de 1949	Porcentaje	Fondos puestos a disposición de Ing. de Prov. al 31 de marzo de 1950	Invertidos al 31 de Marzo de 1950	Porcentaje
Tarapacá	\$ 3.092.046,57	\$ 1.195.796,87	38,7%	\$ 4.516.732,27	\$ 1.377.354,54	30,5%
Antofagasta	4.471.044,33	1.278.004,86	28,6	11.469.559,98	1.612.713,78	14,1
Atacama	6.770.669,30	1.428.343,10	21,1	5.629.068,93	849.883,21	15,1
Cóquimbo	12.941.195,18	3.206.938,71	24,8	10.208.094,74	1.722.801,33	16,9
Aconcagua	6.100.077,71	1.619.162,06	26,5	5.691.531,63	939.843,96	16,5
Valparaíso	9.434.641,16	2.250.058,35	23,8	26.089.369,64	3.238.026,48	12,4
Santiago	21.258.912,80	4.931.750,44	23,2	39.189.206,06	6.892.754,50	17,5
O'Higgins	5.269.744,93	868.641,20	16,5	9.079.727,38	1.462.410,22	16,2
Colchagua	4.286.765,27	867.287,87	20,2	4.780.640,01	856.048,06	18,-
Curicó	4.417.288,65	636.960,65	14,4	5.455.031,99	590.915,18	10,8
Talca	5.390.853,17	1.317.055,04	24,4	16.764.068,26	11.801.475,30	70,4
Linares	8.607.354,54	1.296.672,06	15,1	8.559.572,34	1.599.283,99	18,7
Maipo	4.800.534,40	587.620,82	12,2	5.785.203,43	739.031,86	12,8
Ñuble	9.169.566,41	1.778.990,92	19,4	4.770.711,15	2.514.363,75	52,7
Concepción	7.706.150,35	1.323.975,90	17,2	11.997.956,92	1.663.926,01	13,9
Araucó	2.794.536,48	884.401,12	31,6	7.335.742,18	934.451,11	12,7
Bío-Bío	8.488.941,97	1.522.230,53	17,9	9.141.843,47	1.668.722,03	18,2
Malleco	6.549.289,—	1.164.610,90	17,8	18.178.253,12	3.320.296,55	18,3
Cautín	9.915.815,05	3.490.625,67	35,2	11.491.964,34	1.792.250,69	15,5
Valdivia	9.441.381,59	2.163.611,10	22,9	15.111.019,52	1.921.093,53	12,7
Osorno	9.867.954,37	2.656.457,69	26,9	22.395.047,19	5.586.637,09	24,9
Llanquihue	7.453.921,09	2.327.214,43	31,2	12.218.009,20	2.709.749,71	22,1
Chiloé	4.105.222,49	518.444,67	12,6	4.447.433,85	413.614,81	9,3
Aysen	5.200.224,61	1.778.072,69	34,2	5.734.895,11	2.170.626,40	37,8
Magallanes	3.026.636,19	1.063.239,79	35,1	5.698.654,43	870.800,11	15,3
TOTALES	\$ 180.560.767,71	\$ 42.156.167,74	23,3%	\$ 281.739.334,94	\$ 59.249.244,19	21,-%

Principales obras de caminos y puentes en estudio y construcción por el Departamento de Caminos

OBRAS DE CAMINOS EN ESTUDIO

1) Camino internacional de Coquimbo a San Juan (República Argentina). Se estudia desde La Laguna hacia el límite con el paso de Agua Negra. En el mes de abril quedarán terminados 25 kms. con estudios definitivos y 25 kms. hasta el límite, con una poligonal de anteproyecto, con gradiente correspondiente a la altura 4.000 a 4.700 mts.

2) Camino Longitudinal Norte Santiago-La Serena.

a) Cuarto Sector Río Limarí-Río Choapa.

Se estudia una modificación al trazado entre Amolanas y Hornillo, a 10 kms. los que quedarán terminados en el terreno en el mes de abril.

En seguida se proseguirá en el terreno Hornillo-El Teniente 16 kms., con lo cual quedarán terminados los estudios del Cuarto Sector de la Carretera.

b) Quinto Sector-Coquimbo a Río Limarí.

Se dió término a la modificación del trazado y rasante en la pasada del Limarí, denominada Salala y se realizó un último estudio del trazado Quebrada Seca a Chango Muerto.

c) Sector Juan Soldado a Vallenar.

Se están estudiando en el terreno diferentes soluciones para modificar el trozo km. 2.5 al 5, a fin de evitar el gran movimiento de tierra y las fuertes gradientes.

3) Camino de Santiago a Los Andes.

Se acaba de poner término a la Variante Cuesta de Chacabuco de 11.180 kms. de longitud con un túnel de 1.580 mts. Se está preparando la documentación para someter este proyecto a la aprobación del señor Ministro y en seguida al trámite de propuestas. El volumen de tierra por mover alcanzará a 677.000 m³.

4) Camino Internacional Los Andes a Uspallata.

Se disponen de 3 millones de pesos para una variante que se está estudiando en el terreno mismo a fin de evitar el difícil sector denominado "Espinazo del Diablo" entre Portillo y Caracoles. Esta variante tendrá 3.5 kms. aproximadamente y deberá quedar terminada en el terreno en el mes de abril.

5) Camino de Santiago a Valparaíso.

a) Aprovechado el anteproyecto del trazado Santiago. Los Panguiles por Lo Prado con un túnel de 3.340 mts. se están realizando los estudios definitivos partiendo del poniente de la Avenida Bernardo O'Higgins.

b) La Nueva Bajada a Valparaíso.

Partiendo desde Placilla para ir a caer a la Avenida José Santos Ossa, 10 kms. aproximadamente. Se ha terminado el anteproyecto de los sectores difíciles, es decir, los primeros 2,5 kilómetros cercanos a Valparaíso y los 3 kms. al llegar a Placilla. Se prosigue en el terreno la unión de estos Sectores.

Conocidas sus características técnicas y su costo aproximado se podría iniciar su construcción.

b) Camino de Melipilla a Las Cabras.

Se ha iniciado el estudio de un nuevo sector de este camino a partir del Puente Maipo al sur en una localidad de 15 kms. los que se construirán con los fondos provenientes de la Ley de O'Higgins.

7) Camino de Rancagua a Peumo.

Se acaba de someter al señor Ministro el proyecto del 2.º sector estudiado en el tramo comprendido entre Coltauco y Cuesta Idahue. Se prosigue en el terreno a fin de dar término a esta parte de los estudios que comprenderán aproximadamente 15 kms.

Este camino se está construyendo con los fondos de la Ley de O'Higgins.

8) Camino de Pelequén a San Vicente y Las Cabras.

Utilizando un anteproyecto realizado por el ingeniero de la provincia de O'Higgins, se está preparando una propuesta para construir el sector Puente Las Truchas a Requínoa a fin de salvar la parte del camino actual amagada por el estero Zamorano.

Igualmente se espera el proyecto del puente Limahue para solicitar otra propuesta de 2 kms. entre Pelequén y Malloa.

En el terreno, con la Brigada del Ingeniero de la provincia se realiza el estudio definitivo del sector Puente Las Truchas a Requínoa.

9) Camino de San Fernando a Pichilemu.

a) Se ha dado término en el terreno al estudio del Sector Alcones a Carabineros de Petrel, 13 kms. y se han realizado líneas de pendientes para buscar la mejor solución para unir este último punto con Pichilemu.

b) En el terreno se está estudiando el trazado de la Variante Nancagua.

Este camino está recibiendo fondos provenientes de una ley especial.

10) Camino de San Javier a Constitución.

Se está realizando el estudio definitivo de 16 kms. correspondientes al Sector Cta. de Taabon tinaja hasta cruce con el camino a Nirivilo.

Este camino dispondrá de 8 millones de pesos de una ley especial.

11) Camino de Reumén a Futrono.

Se acaba de terminar en el terreno el estudio de la Variante Nontuelá a 8 kms.

La Brigada ha pasado a la provincia de Arauco para realizar diferentes estudios.

12) Camino de Chaitén a Futaleufu.

Se estudia el Sector Río Amarillo a Michimahuida, 25 kms. de los cuales ya se han estacado los primeros 4 kms.

OBRAS DE CAMINOS EN CONSTRUCCION

Camino de Santiago a La Serena. — Esta obra fué iniciada a mediados del año 1946 y su longitud de 474 kms. fué contratada en cinco sectores, como sigue:

Sectores	Contratista	Valor contrato al 30 de abril de 1950	Obra hecha y cancelada al 30 de abril de 1950
Stgo. (Km. 7) Las Chilcas (74)	Guzmán Vial y Pascal Ltda.	\$ 169.957.230.23	\$ 110.687.266.37
Las Chilcas - Nogales (Km. 116)	Martínez Casas y Cía.	45.760.063.80	42.311.663.98
Nogales a río Choapa (Km. 264)	Vasco Solar Gazmuri	135.500.088.00	85.540.787.32
Río Choapa-Río Limarí (Km. 387)	Chadwick, Beunders y Cía. Ltda.	166.290.426.89	82.830.737.29
Río Limarí-Juan Solgado (Km. 500)	Chadwick, Beunders y Cía. Ltda.	71.057.638.55	45.056.757.76
		\$ 528.565.647.55	\$ 336.427.812.72

Para este camino se ha consultado una faja de 40 mts. entre Cierro y Cierro y desde Santiago a Los Pasos de Huechuraba, una expropiación por una faja de 60 mts. de ancho.

El tipo de pavimento de la calzada, es concreto vibrado para todo el 1.º y 2.º sector en 7 mts. de ancho, y para el 5.º sector de 6 mts. de ancho, en una longitud de 15,5 kms. entre Juan Soldado y La Serena y Coquimbo a Guayaacán. En el resto, la calzada se hará de mezcla en sitio. Ya está ejecutado el pavimento de concreto en el sector 5.º con una superficie de 93.083,7 m².

En todos los contratos las obras ejecutadas en general, corresponden a los movimientos de tierras, construcción de obras de arte y cierros, entre los cuales se han hecho cortes superiores a 22 mts. de altura y terraplenes que llegan a 40 mts. de alto. Para esto se ha utilizado numerosas máquinas modernas que sería largo enumerar, con las cuales las obras han podido acelerarse hasta el límite de los fondos disponibles para este nuevo camino.

Túnel de Zapata. — Este contrato lo tiene la Empresa Constructora Alfredo Campos Segovia y Cía. Ltda., por un valor de \$ 42.385.688. Hasta el 30 de abril del presente año, se ha ejecutado y cancelado obras por un valor de \$ 8.000.000.

El túnel consultado tiene una longitud de 1.180 mts. y el cubo geométrico de la sección del ferfil tipo del proyecto es de 53 m³. por metro lineal que se ataca por una galería piloto central superior, con sección media de 6 m². y dos galerías laterales inferiores de una sección media de 7 m². Al 30 de abril se había avanzado con 180 m³. de excavación en la galería piloto y 400 m³. en la de avance. El resto de las faenas ejecutadas, corresponden a movimiento de tierras, obras de arte, cierros, etc. en los accesos sur oriente que tiene una longitud de 2.575 mts. y en el sur poniente que tiene una longitud de 5.793 mts. con una longitud total para esta obra de 9.548 mts.

El plazo de 33 meses de construcción vence en Julio de 1952.

Camino de Buin a Alto de Jahuel. — Con erogación y cuotas fiscales correspondientes, se va a pavimentar de concreto una longitud de 4.357 kms. en una faja de 6 mts. Dicha obra se contrató con la firma Arellano y Bacarreza en la suma de \$ 4.002.387, habiéndose ya ejecutado obras por un valor de \$ 2.812.199,90. De los 26.416 m². de pavimento contratado ya se han confeccionado 15.300 m². El plazo del contrato expira el 17 de octubre de este año, pero dado el avance se estima terminado antes del plazo previsto.

Camino longitudinal de Nos a Curicó. — A este sector del camino Longitudinal Sur falta la terminación de los puentes de Tinguiririca y Teno para que la faja del camino quede totalmente terminada entre ambos extremos. Los accesos al túnel de Angostura, se están actualmente pavimentando y quedarán terminados en fecha muy próxima.

Camino Longitudinal de Curicó a Talca. — En este sector falta por dar tránsito continuo entre ambos puntos, la sección Lircay al camino de San Clemente, por no estar construídos, el Paso Superior sobre el FF.CC. Central y otro sobre el Ferrocarril de Talca a San Clemente, obra que debe ejecutar la Empresa de los Ferrocarriles y para lo cual se ha puesto a disposición, los fondos correspondientes. Falta también el acceso a Curicó, obra que quedará también terminada pronto, pues ya se está extendiendo la base, para iniciar su pavimentación.

Camino Longitudinal de Talca a Putagán. — Este sector del camino Longitudinal Sur tiene una longitud de 40,5 kms. y está contratado con la firma The Anglo Chilian Asphalte Co. Ltd. S. A. en la suma de \$ 37.346.514,38. De esta suma se ha ejecutado y cancelado obras hasta el 30 de abril pasado, la suma de \$ 11.450.965,15. Lo cancelado corresponde a despejamiento de faja, movimientos de tierras, obras de arte menores, puente Moya de 36,2 m. y cierros.

Camino de San Javier a Villa Alegre. — Km. 0,050 al 8,600 y San Javier. Construcción sector cruce Las Tortillas a puente Longaví km. 0 al 1,763.

Estas obras cuyo valor ascienden a \$ 11.519.851,74, están contratadas con la firma Squella, Larraín y Molina Ltda.

La finalidad de este contrato consistía en la pavimentación con concreto de grava de seis metros de ancho, de una longitud de 8,550 y 1,763 kms., respectivamente, o sea, un total de 10,313 kms., con una superficie de 60.062 m². y las obras de arte y movimiento de tierras para formación de la plataforma del camino. En el estado de pago correspondiente al 31 de marzo, ya se cancelaron 56.070,2 m². de pavimento, o sea, que sólo faltaban por ejecutar 3.991,80 m². o sea, una longitud de 665 mts. lineales que se han continuado ejecutando, aprovechándose las pocas lluvias caídas en la zona hasta la fecha.

Camino Cachapoal a San Fabián — Variante Los Monos. — Esta obra está contratada con el ingeniero Roberto Torretti P., en la suma de \$ 3.023.493. Se trata de una variante para mejorar el camino de San Carlos a San Fabián, o sea, una obra enteramente nueva que incluye limpia de faja, movimiento de tierras, obras de arte, cercos y confección de una calzada de grava graduada de 4 mts. de ancho x 0,20 cms. de espesor. Ya está ejecutado el despejamiento de la faja, muy avanzado el movimiento de tierras y obras de arte, habiéndose cancelado obras por un valor de \$ 1.581.520,12. Debido a que se trata de una zona cordillerana, muy lluviosa y de difícil acceso, habrá necesidad de paralizar las faenas durante el invierno.

Camino Penco a Concepción — Km. 0 al 2,500. — Se trata de la pavimentación con hormigón de 6 mts. de ancho, previo mejoramiento de la rasante. Fué contratada en \$ 2.637.634, con la firma Bobadilla, Bostelman y Bravo Ltda. De los 15,000 m². de pavimento ya están ejecutadas y cancelados en el estado de pago N.º 3, de 4 de abril último, la cantidad 6,600 m². o sea el 44% y que con seguridad se terminarán las obras dentro del plazo que vence el 5 de agosto del presente año.

Camino Concepción a Chiguayante Km. 0,000 al 0,840. — Consiste la obra en mejoramiento de la rasante y pavimentación de hormigón de 6 mts. de ancho, que fué contratado con la firma Bobadilla, Bostelman y Bravo Ltda. en la suma de \$ 893.452. Se ha solicitado al Ministerio una modificación del contrato consistente en la reclasificación del movimiento de tierras y ensanche de la plataforma en el km. 0,200 mejorando el trazado lo cual significa un mayor valor de \$ 220.170. Esta obra ya está terminada, cancelada hasta la autorización de \$ 893.452, y se espera la nueva autorización de modificaciones para cancelar el saldo de \$ 220.170.

Camino Concepción-Chiguayante Km. 0,840 al 3,170. — Es una prolongación de la pavimentación del contrato anterior que se contrató con el señor Osvaldo Acosta Cosmelli, en la suma de \$ 1.016.678. En este contrato también hubo necesidad de considerar una reclasificación del movimiento de tierras y aumento de las obras de arte, lo que ha significado un mayor valor de \$ 312.827,10, lo que se está solicitando su autorización. Esta obra se encuentra también terminada.

OBRAS DE PUENTES EN CONSTRUCCION

Puente Limarí en La Chimba, camino Ovalle a Punitaqui. — Características: Hormigón armado. Largo 94 m. y calzada 7 m. y dos pasillos de 0,90 m. Vigas Gerber. Dos tramos extremos de 17 m. c/u. y tres centrales de 20 m. c/u. Infraestructura, formada por 4 cepas centrales llenas, una cepa extrema por el norte y un apoyo extremo por el lado sur. Fundación directa. Resistencia, para paso de trenes, tipo de camiones de 12 tons. c/u y coeficiente 0,1 a la acción sísmica.

Puente Choapa en Huentelauquén, camino Longitudinal Norte. — Características: Hormigón armado. Largo 174,58. Calzada 7 m. con pasillos de 0,90 m. Nueve tramos de tres tipos de longitud. Vigas Gerber. Cepas fijas y cepas articuladas. Resistencia calculada al convoy, tipo de camiones de 12 tons. c/u. y coeficiente 0,12 a la acción sísmica.

Puente Petorca en Longotoma, camino Longitudinal Norte. — Características: Hormigón armado. Largo total 122,40 m., 8 tramos viga Gerber. Calzada doble vía de 7 m. de ancho. Fundaciones por medio de torres de hormigón armado con molde metálico.

Puente Ligua en Pullally, camino Longitudinal Norte — 3er. Sector. — Características: Hormigón armado. Largo 58,20 m. calzada 7 m. con 2 pasillos de 0,90 m., 4 tramos Viga Gerber (13-16-16-13). Infraestructura formada de 3 cepas centrales llenas y 2 extremas de pilares fundados sobre pilotaje de hormigón armado. Resistencia, para camiones de 12 tons.

Puente San Gerónimo en Camino Algarrobo a Valparaíso. — Características: Hormigón armado, 4 tramos de 8-10-10-10 y un volado de 2,50 m. que completan un largo total de 40,50 m. Se modificó el ancho de la calzada a 7 m. La fundación de las 5 cepas se hizo mediante torres de hormigón armado y por dragado interior.

Puente Mapocho en el Resbalón, Camino El Resbalón a Lampa. — Características: Hormigón armado. Al comenzarse la construcción se hicieron algunas variaciones al proyecto, agregándose un tramo y acortando otros, por lo que quedó definitivamente en 10-12-12-12-10 con un largo total aumentado a 56 m. Losa continua con momento de inercia variable. Infraestructura compuesta de 3 cepas intermedias y dos estribos de hormigón juntos directamente. Una cepa intermedia tiene pilotaje de eucaliptus y las otras dos tiene pilotaje mixto D. R. y eucaliptus.

Puente Tinguiririca en Camino Longitudinal Sur (San Fernando). — Características: Hormigón armado. Largo total 230 m. Tablero con 4 vigas Gerber de 24 m. y tramos colgados de 13 m. Los tramos extremos se prolongan en consolas de 7 m. de largo. Cepas formadas por muros en pilares, que descansan sobre machones de 6,20 m. de altura. Fundación náutica. Resistencia calculada para el convoy tipo de camiones H-20 de la A.A.S.H.O.

Puente Los Maquis sobre el Estero Chimbarongo, Camino San Fernando a Pichilemu, sector Palmilla a Colchagua. — Características: Hormigón armado. Vigas Gerber 20 c. y losa tipo 25 B. 3 tramos de 16,15-20-16,15. Largo total 52,30 m. Calzada de 6 m. y pasillos de 0,70. Una cepa central fundada sobre pilotaje D. R. y el resto sobre fundación directa.

Puente Lihueimo en el Camino de San Fernando a Pichilemu. — Características: Hormigón armado con una longitud de 47 metros y tendrá una calzada de 6 m. de ancho con 2 pasillos laterales de 0,90 metros. La superestructura será formada por una losa y 3 vigas Gerber. La infraestructura estará compuesta de 2 cepas centrales sobre pilotaje y dos estribos de fundación directa.

Puente Teno, Camino Longitudinal Sur, sector San Fernando-Curicó. — Características: Será de hormigón armado con una longitud de 325,50 m. y tendrá una calzada de 7 m. de ancho, con 2 pasillos laterales de 0,90 m. La superestructura será fundada por 1 losa y 3 vigas Gerber de 24 m. La infraestructura será formada por cepas fijas y pendulares todas sobre machones con fundaciones neumática.

Puente Mataquito en La Huerta, en el Camino de Villa Prat a la estación de los FF. CC. — Características: De tipo semi-definitivo, con una longitud de 157 m. y tendrá una calzada de 3,50 m. con pasillo de 0,40 m. La superestructura será de madera, Viga Fink, la infraestructura será de hormigón armado fundado sobre pilotes en doble riel.

Puente Purapel, Camino de San Javier a Cauquenes por el Sauzal. — Características: Superestructura de Viga Gerber metálica de 5 tramos de 11. m. de ancho y 2 tramos extremos de 9,40 m. Largo total 73,80 m. Tablero de madera y será recubierto de capa asfáltica. Calzada de 3,40 m. de ancho. Infraestructura de hormigón con pilotaje D. R. en cepas intermedias menos en cepas intermedia N.º 2 que es directa como igualmente en las cepas extremas.

Puente Diguillín, Camino Longitudinal Sur, sector Santa Clara a Salto del Laja. — Características: Será de hormigón armado con una longitud de 78 m. y una calzada de 7 metros de ancho y 2 pasillos de 0,90 m. La superestructura será formada por losa y 3 vigas continuas de altura variable, la infraestructura estará compuesta de 3 cepas llenas fundadas directamente.

Puente Relbún, Camino Longitudinal Sur, sector Santa Clara Salto del Laja. — Características: Será de hormigón armado, con una longitud de 50 m. y una calzada de 7 metros de ancho con 2 pasillos de 0,90 m. La superestructura estará formada por losa y 3 vigas Gerber. La infraestructura será formada por 3 cepas centrales y 2 extremas, todas con fundación directa.

Puente Claro en Yumbel, camino del pueblo Yumbel a Estación de los FF. CC. — Características: Será de hormigón armado con un largo de 127,40 m. tendrá una calzada de 6 m. y 2 pasillos 0,90 m. La superestructura estará formada por dos losas continuas de 4 tramos c/u. y una consola de entrada de 2,50 m. En el centro se intercalará una losa continua de 5 tramos. Las cepas son llenas fundadas directamente.

Puente Tijeral, Camino Longitudinal Sur, sector Reinaico - Pidima. — Características: Hormigón armado con longitud de 44,15 m. con una calzada de 8 m. y 2 pasillos laterales de 0,90 m. La superestructura estará formada por losa y vigas tipo Gerber sobre cepas fundadas directamente.

Puente Itraque, Camino Longitudinal Sur, sector Reinaico Pidima. — La estructura será de hormigón armado de 3 tramos, con una longitud de 40 m. y una calzada de 7 m. de ancho con 2 pasillos laterales de 0,90 m. El tramo central es de marco rígido con consolas que reciben los tramos extremos simplemente apoyados. Fundaciones directas.

Puente Reinaico, Camino Longitudinal Sur, sector Mulchén Collipulli. — Características: Hormigón armado con longitud de 94,50 m. con una calzada de 7 m. de ancho y tendrá 2 pasillos de 0,90 m. La estructura superior estará formada por una losa y 3 vigas tipo Gerber, la infraestructura será de 4 cepas intermedias llenas apoyadas sobre machones que se fundan con aire comprimido y 2 cepas extremas que se apoyan sobre machones fundados directamente.

Puente Mininco; en Camino Longitudinal Sur; sector Mulchén Collipulli. — Características: Hormigón armado, la longitud es de 54,50 m. con una calzada de 7 m. de ancho, y tendrá 2 pasillos de 0,90 m. La superestructura vía superior estará formada por una losa y 3 vigas tipo Gerber. La infraestructura se formará por 2 cepas centrales llenas que se fundan sobre pilotaje de acero de doble riel y 2 cepas extremas huecas que se apoyan sobre machones que se fundan directamente.

Puente Cruces, Camino Longitudinal Sur, sector La Paz Lanco. — Características: Hormigón armado con longitud de 90,40 m. y una calzada de 6,00 m. de ancho con pasillos laterales de 0,90 metros. La superestructura está formada por losa y vigas Gerber que forman 6 tramos, 4 centrales de 16,00 m. y dos extremos de 13 m. entre ejes de apoyos. La infraestructura consiste en un estribo de cajón 5 cepas intermedias de pilares y cortina, y una capa extrema. Todas las fundaciones son directas exceptuando la de cepa intermedia N.º 4 que es sobre pilotaje de acero doble riel.

Puente Maullín N.º 4, Camino de las Quemadas a los Muermos. — Características: Hormigón armado. Largo 54,50 m. calzada de 6,00 m. con pasillos laterales de 0,90 m.. Superestructura de losa y vigas Gerber que forman 3 tramos, uno central de 20 m. y dos extremos de 17,00 m. entre ejes de apoyos. La infraestructura consiste en un estribo de cajón, 2 cepas intermedias llenas y un estribo compuesto de muro frontal y muros en ala. Las fundaciones de los estribos serán directas. Las fundaciones de las cepas intermedias se consultan directas con agotamiento mecánico, pero los machones de fundación respectivos están proyectados en forma que permiten el agotamiento con aire comprimido si el caso lo requiere.

Puente Aconcagua, en Concón. — Características: Hormigón armado, 18 tramos y 2 consolas extremas. Largo total 173,72 m. Calzada de 6 metros de ancho con pasillos de 1,5 m. por lado. Fundación neumática.

Puente Coyanco, en Camino de Quellón a Nueva Aldea. — Características: Será de tipo semi-definido, con longitud de 90,00 metros y una calzada de 3,50 m. de ancho con un pasillo lateral. La infraestructura será de hormigón armado con fundación de torres para cepas centrales y

directa para las cepas extremas y cepa adyacente intermedia, vigas de madera tipo Fink, con tirantes metálicos, tramos extremos también Fink.

Puente Pedro de Valdivia, en el Camino de Valdivia a la Isla de Teja. — Características: La superestructura consta de tres tramos en viga Gerber de hormigón armado con 49, 69 y 49 metros de largo y dos tramos de acceso en marco rígido de hormigón armado con 22,75 y 16,40 metros de largo por cada extremo de puente. El largo total es de 245,30 metros. Calzada de 7 m. de ancho, con pasillos de 2 m. Infraestructura: La elevación de la infraestructura se compone de 2 cepas intermedias, 2 cepas extremas correspondientes al puente propiamente tal y de los pilares de los marcos de acceso. La fundación de la infraestructura se realizará para las diferentes partes de la obra en la forma siguiente: a) Fundación neumática, machones de hormigón armado para las dos cepas intermedias y la cepa lado Isla de Teja; b) Fundación con agotamiento, machón en cepa extrema lado Valdivia y machón entre marcos rígidos lado Isla de Teja; c) Fundación en seco, machones para los marcos rígidos lado Valdivia y machón extremo acceso lado Isla de Teja.

Puente Toltén en Villarrica. — Características: Hormigón armado. Largo total 100 m. Calzada 6 m. 2 pasillos de 1,20 c/u. Tablero de losa continua armada longitudinalmente, sobre travesaños que la dividen en tramos de 3,50 m. El puente consta de un tramo central en arco de 62 m. de luz y 13,10 m. de flecha y sus respectivos viaductos de acceso, simétricos, hasta las cabezas de los terraplenes de libre derrame. El arco está formado por dos anillos de sección rectangular de 0,90 x 1,30 m. triarticulados, fundados sobre 2 machones únicos de 8 x 10 m. de base y 10 m. de profundidad. Los accesos se fundan en parte sobre estos machones y en parte sobre macizos independientes. Tanto en el arco como en los accesos la calzada va sobre fila de pilares de sección 50 x 50 cm. espaciados a 3,50 m.

PRENSA TECNICA

Los accidentes de la circulación en carretera

(Revista de Obras Públicas, mayo de 1949)

Se hace un minucioso análisis de estos accidentes, invitando al Poder Público para que organice la "lucha contra los accidentes de la carretera", llegando a fijar las normas fundamentales en que esta lucha debe basarse.

(El cálculo de peralte en las curvas de carretera)

(Le Strade, febrero de 1948)

Fundamentalmente el artículo es una breve exposición del modo de utilizar un ábaco muy completo, formado por el doctor Gerber, y publicado en Strasse und Verkehr. Como el ábaco es muy útil y completo y el artículo lo aplica a un ejemplo concreto, nos parece de interés, máxime cuando incluye otros datos que no es fácil tener a mano.

El proyecto y trazado de autoestradas

(Roads and Road Construction, febrero, 1948)

Aunque los grandes planes de reconstrucción y nueva construcción ingleses han sido suspendidos o retrasados a consecuencia de la crisis económica, últimamente han aparecido muchos estudios provocados por los planes. El autor Ingeniero-Jefe del Ministerio de Transportes, resume las condiciones a que deben someterse los nuevos estudios. Recalca la enorme importancia de la estética, a la que debe sacrificarse tiempo, dinero e inteligencia, y señala características numéricas.

Sobreanchos de calzada en curvas con transición espiral

(Roads and Road Construction, mayo, 1948)

Con el estudio del sobreancho en la parte circular de las curvas a las que se les aplica la transición, termina la serie de artículos dedicados al tema. Como todos los demás, comprende un ejemplo numérico completamente desarrollado.

Sobreancho de calzadas en curvas con transición espiral

(Roads and Road Construction, marzo, 1948)

Comienza una serie de artículos sobre el tema, en la que estudia las diferentes soluciones propuestas hasta hoy; especialmente las de J. Barnett, en su libro Transition curves for highways, y a las de M. O. W. T. Memo 575. Desarrolla con todo detalle un ejemplo de aplicación, al que acompañan los gráficos y tablas necesarios.

Cruces de carreteras

(Le Strade, enero, 1948)

Tomada de Highways, Bridges and Aerodromes, hace una breve pero interesante reseña de los resultados del Congreso de Transportes inglés, de 22 de julio de 1947, en relación con las condiciones de seguridad de los cruces. El 43 por ciento de los accidentes en los cruces —o simples derivaciones— a nivel, ocurren por colisión de un vehículo que gira a la derecha (circulación por la izquierda), con el que va detrás.

Estudio de la estabilización de suelos con tosca calcinada

(La Ingeniería, septiembre, 1947)

La posibilidad de utilizar la caliza calcinada a temperaturas de 900-950° hidratada en sustitución del suelo-cemento, tiene gran interés económico. En muchos casos puede dar tan buenos resultados como el cemento, y siempre aumentar considerablemente —unas 40 veces señala el autor— la capacidad de sustentación del suelo primitivo.

La aplicación práctica de la estabilización de tierra con aglomerantes bituminosos fluidos

(Asfalti Bitumi Catrami, julio-agosto, 1948)

Comienza la publicación de una serie de artículos que son traducción de los aparecidos en la *Révue Générale des Routes*. Tratan con extensión el tema de las condiciones que deben reunir tanto el proyecto como la ejecución de una superestructura estradal de tierra estabilizada con betún.

Michigan estudia la consolidación de terraplenes

(Engineering News Record, septiembre 16, de 1948)

El Departamento de Carreteras del Estado de Michigan ha efectuado una serie de experimentos encaminados a determinar la eficacia de diferentes métodos de consolidación de terraplenes. Destaca el resultado negativo obtenido con la utilización de vibradores de plaraforma, a los que se puede dotar de tacos, equivalentes a las patas de cabra, o tubos. Han proporcionado buen rendimiento.

Emulsiones superestables y su empleo en la estabilización de suelos

(Revista de Caminos de Santiago de Chile, noviembre-diciembre 1947.—
Reproducido de la Revista de "Caminos" de Buenos Aires)

Clasificación de las emulsiones. Estudio de la estabilidad de las mismas. Procedimientos de estabilización. Cantidades de emulsión que deben utilizarse según los casos. Ensayos de absorción y estabilidad y modo de apreciar sus resultados. Técnica de la ejecución. Preparación del terreno, mezcla de los materiales, apisonado, secado, recubrimiento del estabilizado, es el contenido de este artículo.

La consolidación del suelo por cilindrado o por vibración

(Le Genie Civil, enero 1.º de 1948)

Se hace una buena reseña histórica de los medios de consolidación por cilindrado: cilindros, rodillos de "pata de cabra" y rodillos de banda-je neumático. Para la consolidación de suelos arenosos está más indicado el procedimiento de vibración o de choque que el de ejercer un esfuerzo estático, dándose noticia de los diversos métodos disponibles.

Nuevos datos acerca de las teorías de las calzadas de hormigón de arcilla

(Travaux, julio, 1946)

Con la exposición de los ensayos de inhibición capilar, descripción de los dispositivos de medición de constantes y análisis metódico, de las que son necesarias para obtener un buen mortero mediante mezcla de arena y arcilla, así como las que deben caracterizar a un buen aglomerante coloidal termina la parte de este artículo que contiene el presente número.

Materiales de relleno y sellado para juntas en los firmes de hormigón

(Roads and Road Construction, julio de 1948)

Comienza una serie de artículos en que se da cuenta de una investigación emprendida por el Road Research Laboratory para determinar las condiciones que deben reunir los materiales para el relleno de juntas de hormigón en carreteras. Se refiere esta parte principalmente a la forma y dimensiones de las juntas y naturaleza de los materiales de relleno.

Una carretera experimental de hormigón para determinar el mínimo espesor de la placa

(Roads and Road Construction, septiembre 1948)

El trozo construido en Nottinghamshire es el primero de una serie de carreteras experimentales proyectadas para encontrar el tipo más económico de firme correspondientes a diferentes condiciones de terreno. El tramo mide unos 1.200 metros y está situado en la travesía exterior de Nottingham, en la carretera que une Leicester y el Sur con Sheffield y el Norte. El artículo proporciona ligera información respecto al tema.

Indice Bibliográfico

- Sistema de mezcla en planta.
Nuevo método constructivo para base de suelo cemento.
(Camino y Calles, Septiembre de 1949)
- Revestimiento de un túnel de ferrocarril con hormigón reforzado.
Costo de construcción de pistas de aterrizaje.
(Camino y Calles, octubre de 1949)
- Técnica moderna de revestimientos bituminosos en Portugal.
Travaux, noviembre de 1949)
- Las propiedades prácticas de mezclas de agregados bituminosos.
Révue Générale des Routes, septiembre de 1949)
- Estabilización de suelos con grasas de origen animal o vegetal y soluciones de caseína.
Impregnación de maderas por resinas sintéticas.
(Revista de Ingeniería, septiembre de 1949)
- Diversidad de las aplicaciones del hormigón precomprimido.
(La Ingeniería, agosto de 1949)
- Conservación y refeción de los pavimentos de hormigón.
Pavimentos asfálticos construídos con tosca.
(Camino, septiembre-octubre de 1949)
- Una mecánica de suelo y sus aplicaciones.
(Técnica, octubre de 1949)
- Reglamentación del tránsito: programa de objetivos a alcanzar para su mejoramiento.
Replanteo en ladera.
(Soc. Cubana de Ingenieros, julio-agosto de 1949)

La estabilización de suelos.
Sobre la necesidad de una buena estabilización o de una base resistente en las autovías.

(Rodovia, Julio de 1949)

Sobre el empleo del bitúmen líquido.
Terminación con polvos de roca asfáltica.

(Le Strade, agosto-septiembre y octubre de 1949)

Intersecciones señalizadas.

(Public Roads, diciembre de 1949)

Consideraciones técnicas sobre el nuevo pliego de cargas en los revestimientos de concreto.

Nota referente a los nuevos métodos para aumentar la estabilidad y la impermeabilidad de los suelos.

(Annales des Ponts et Chaussées, marzo-abril de 1949)

Conferencias sobre vialidad urbana: a) Primeras capas; b) Impregnación con alquitrán; c) Impregnación con ligantes bituminosos.
Nuevas aplicaciones del tarmacadan.

(Révue Général des Routes, octubre de 1949)

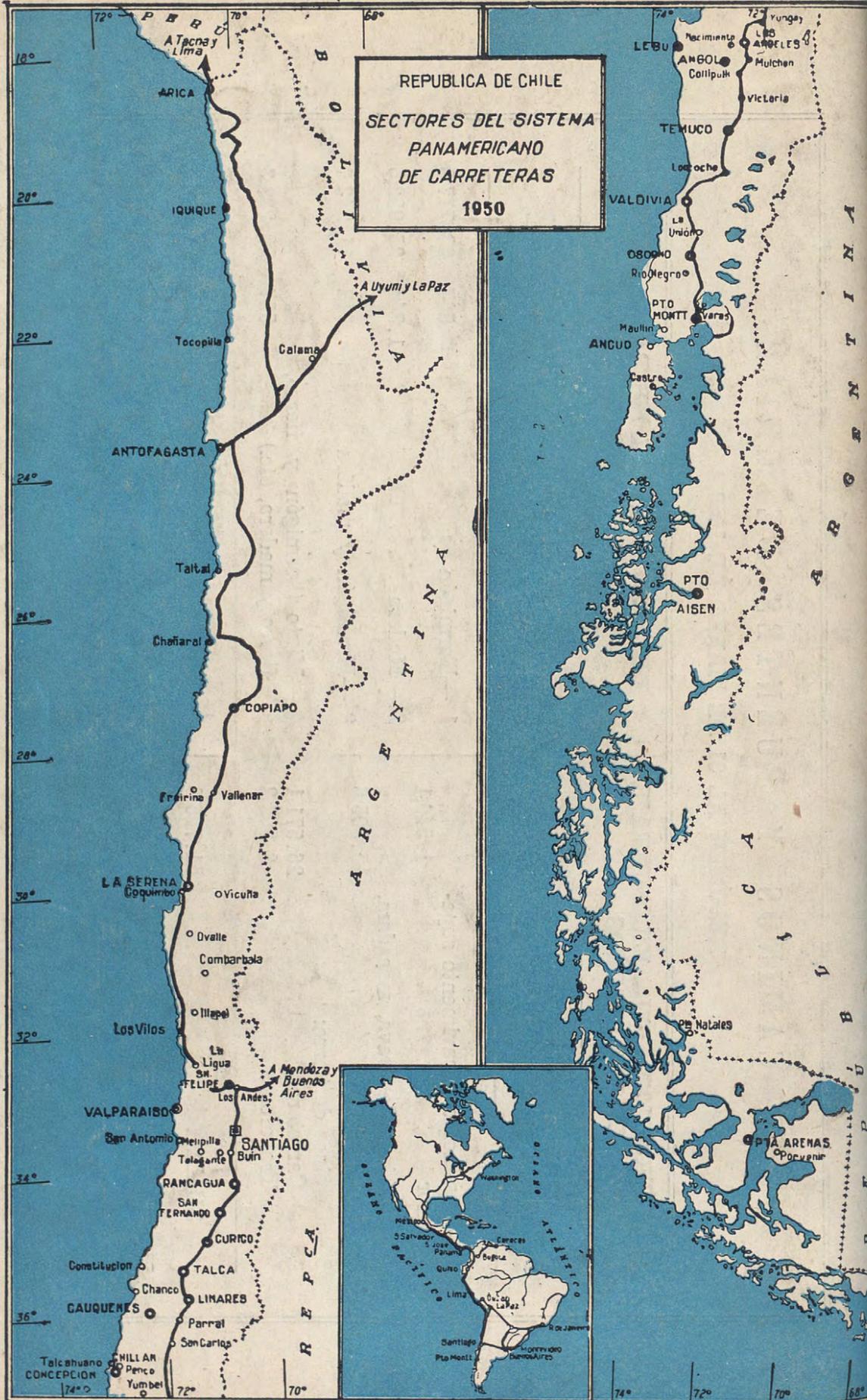
La nueva Convención Internacional sobre circulación en caminos.
Ensayo de fragilidad al choque aplicable a los concretos asfálticos.
Precauciones que deben tomarse para evitar accidentes en el empleo de los cut-backs.

(Révue Générale des Routes, noviembre de 1949)

CAMINOS Y PUENTES DE CHILE

RESUMEN AL 31 DE MARZO DE 1950

CLASIFICACION DEL KILOMETRAJE DE LOS CAMINOS		CLASIFICACION DEL METRAJE DE LOS PUENTES CARRETEROS		
Naturaleza del pavimento	Kilómetros	Naturaleza del material de construcción	Número	Metros
1.—Caminos con pavimento superior	1.546,1	1.—Hormigón	507	23.777,0
2.—Caminos de grava, macadam, arena y arcilla	15.305,6	2.—Madera	1.244	25.933,5
3.—Caminos de tierra:		3.—Hormigón y madera	412	11.246,5
a) Carreteros	26.571,1	4.—Mixto (hormigón y fierro, fierro y madera, etc.)	527	20.382,3
b) Troperos	8.302,2			
 SUMA	 51.725,0	 SUMAS	 2.690	 81.339,3



REPUBLICA DE CHILE
 SECTORES DEL SISTEMA
 PANAMERICANO
 DE CARRETERAS
 1950

