

Revista de Caminos

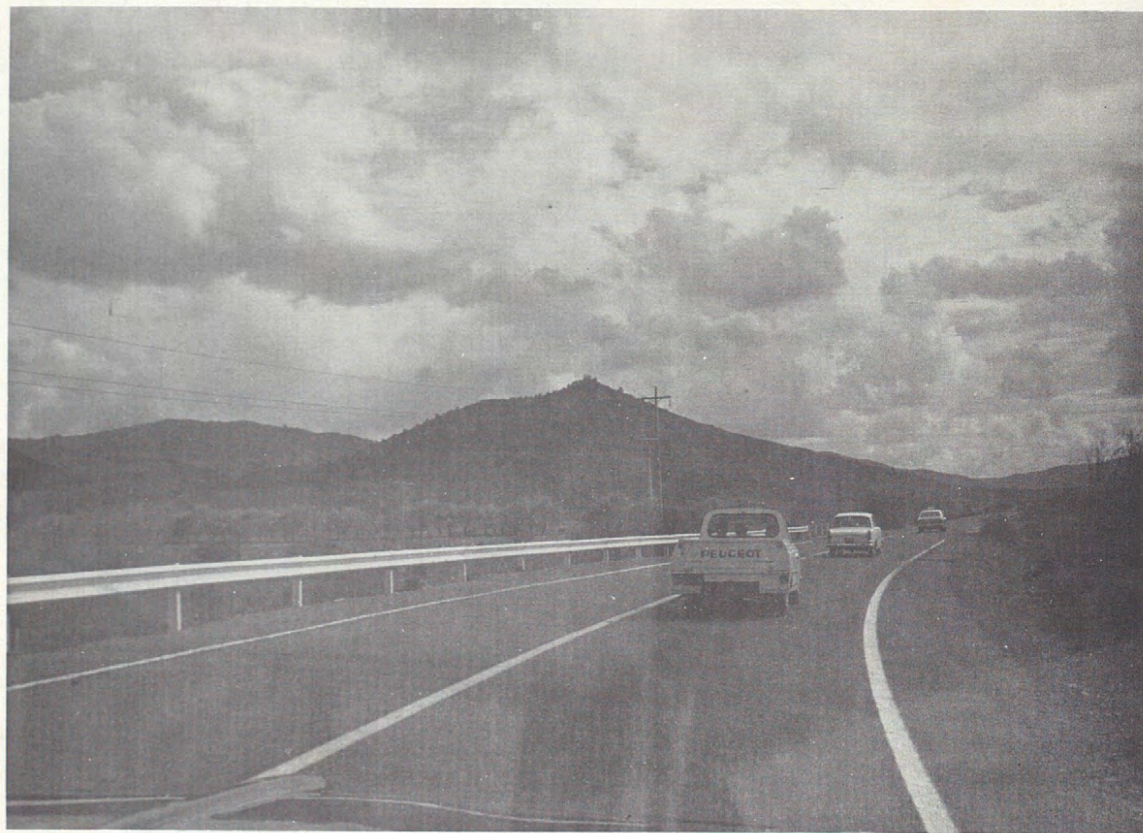


Camino de Calama a El Laco. II Región.

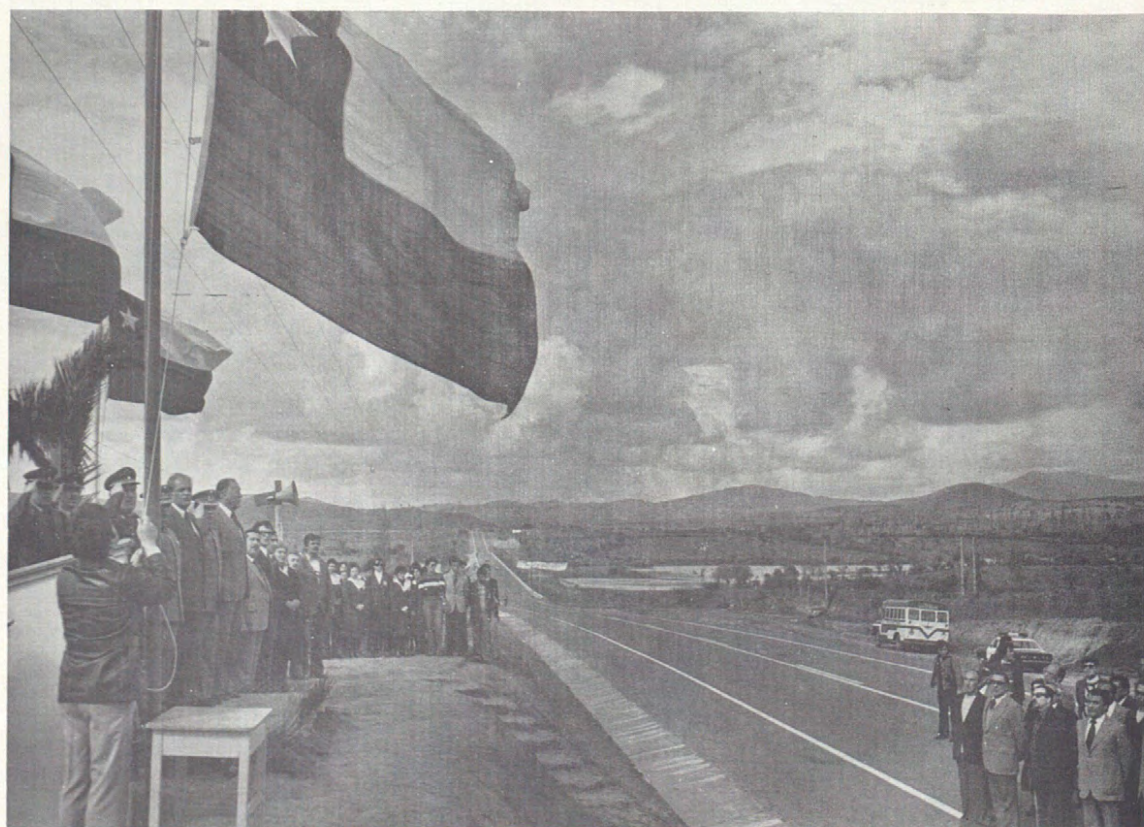
DICIEMBRE 1978



Camino de Arica a Azapa.



Camino de Loncomilla a Constitución.



Camino de Loncomilla a Constitución. Acto de inauguración.

Sumario

	Pág.
Agradecimientos	2
Editorial	3
Control de pesos por eje y espesores de pavimentos	5
Segundo Plan de Conservación de Carreteras	9
Censos de Tránsito Técnica Vial	12
Tipos de Asfalto y su empleo en pavimentos	16
Estudio de laboratorio y terreno de materiales granulares tratados con cemento, para bases	37
La Computación y el Diseño de caminos	42
Sistemas Viales, Urbanos y Rurales	45
Puente Colgante Presidente Ibáñez en Puerto Aysén, Provincia de Aysén XI Región	49
La Fotogrametría en el estudio de caminos	60

AGRADECIMIENTOS

La Dirección de esta Revista, ha recibido el obsequio de una Colección Empastada de la REVISTA DE CAMINOS, desde el N° 1, editado en enero de 1977, hasta el número que salió a la luz en diciembre de 1946.

El obsequio lo hizo la señorita LILIANA ESCOBAR VARELA, en recuerdo de su padre, don FRANCISCO ESCOBAR BRAVO, quien fue durante muchísimos años, Ingeniero Visitador del Departamento de Caminos, ahora Dirección de Vialidad, y además, Director de esta Revista.

Para nosotros ha sido un placer releer esta Colección, en que figuran muchos artículos sobre materias que aún tienen plena vigencia y que llevan la firma de don FRANCISCO ESCOBAR, y por ello, concordamos con la señorita Liliana, que esta donación, representa un acto recordatorio bien merecido.

Consejo Directivo

<i>Ministro de Obras Públicas:</i>	Don Hugo León Puelma
<i>Subsecretario de Obras Públicas:</i>	" Simón Figueroa Martínez
<i>Director General de Obras Públicas:</i>	" Luis Molinare Alvarado
<i>Director de Vialidad:</i>	" Enrique Bollmann Saavedra
<i>Subdirector de Vialidad:</i>	" Oscar Benavides Escobar
<i>Subdirector de Vialidad Urbana:</i>	" Sergio Jiménez Moraga
<i>Depto. Vial Integral:</i>	" Alberto Espina Barros
<i>Depto. de Construcción:</i>	" Hernán Alliende Rojas
<i>Depto. de Conservación:</i>	" Manuel Rodríguez Osorio
<i>Depto. de Puentes:</i>	" Max R. Didier Batteaux
<i>Depto. de Estudios:</i>	" Donald Weiss Camino

Consejo Ejecutivo

<i>Director:</i>	Don Alberto Espina Barros
<i>Director Reemplazante:</i>	" Juan Ulloa Silva
<i>Coordinador Jefe:</i>	" Emilio Isakson Weisberg
<i>Coordinador Ayudante:</i>	" Regner Pineda Needham
<i>Fotógrafo:</i>	" Tulio Velasco Troncoso

El presente número de esta revista se distribuye gratuitamente.
ES PROPIEDAD DE LA DIRECCION DE VIALIDAD

VIALIDAD EN MARCHA

Nuestra Dirección de Vialidad, como todas las instituciones nacionales, ha recibido el impacto manifiesto de las orientaciones impartidas por el Supremo Gobierno; en base a ellas, se ha dado a la tarea de reorganizar sus recursos financieros, técnicos y humanos para transformarlos en realizaciones planificadas, coordinadas y ciertamente financiadas.

Sobre estas determinadas premisas, ha realizado en el curso del presente año 1978, una labor destacada en su quehacer específico, esto es, el desarrollo y mantención de la red vial, como también en el mejoramiento de su organización estructural; a continuación nos limitaremos a recordar algunas de sus actividades sin pretender ser exhaustivos ni abarcar su totalidad.

Dentro de la labor efectuada con apoyo de créditos externos podemos señalar la terminación de la Autopista de Santiago a San Antonio, entre Padre Hurtado y El Paico y del camino de Loncomilla a Constitución; estas obras fueron posibles gracias al concurso del Banco Internacional de Reconstrucción y Fomento a través del préstamo 688-CH por la suma de 10,8 millones de dólares y una inversión de 24 millones de la misma moneda.

Asimismo, durante 1978 se materializó el Préstamo N° 341/OC-CH del Banco Interamericano de Desarrollo por 24,5 millones de dólares para concurrir al financiamiento del Programa Global de Mejoramiento Vial-Reposición Masiva de Puentes— que, mediante una inversión de 49 millones de dólares, permitirá construir 150 puentes y sus accesos, ubicados en caminos secundarios en la VIII, IX y X regiones.

Se ha dado término, además, a los estudios de factibilidad y a la preparación de los proyectos que conforman la continuación del Programa de Repavimentación del Camino Longitudinal, para cuya realización se contará con el apoyo financiero del Banco Mundial; básicamente, este programa consulta la repavimentación de nuestra red troncal en una longitud aproximada de 370 kms., con una inversión

estimada de 86 millones de dólares, a la que concurriría dicho banco con 40 millones de dólares.

En cuanto a construcciones financiadas con recursos íntegramente nacionales la Dirección ha atendido al cumplimiento del programa de repavimentación del Camino Longitudinal que comprende alrededor de 230 kms., con una inversión estimada de 35 millones de dólares; pueden agregarse, entre otras, la construcción de las obras de reacondicionamiento del Camino Santiago-Valparaíso, la doble vía entre el Paso Superior Los Lirios y San Fernando, la pavimentación del Camino de Osorno a Puyehue, las obras de construcción y pavimentación del Camino Longitudinal en la isla de Chiloé y de la variante del Camino Longitudinal en la provincia de Valdivia.

En la zona norte cabe mencionar, a modo de ejemplo, la construcción de la nueva bajada a Iquique, algunos sectores del Camino de Iquique a Antofagasta por la costa y, en la zona central, el término de la faena de revestimiento del Túnel Cristo Redentor que, unida a obras complementarias, permitirá completar totalmente este importante proyecto de integración física con el país transandino, a mediados del próximo año.

La actividad relacionada con la construcción, reparación y proyecto de puentes desarrolló normalmente su programa ordinario durante el presente año, salvo durante el corto lapso que sucedió a los temporales del mes de julio último, en que los puentes afectados, en su gran mayoría, fueron reparados con la debida oportunidad; a este respecto cabe agregar que para el cumplimiento de las obras financiadas con el Préstamo 341/OC-CH, Plan Masivo de Puentes, mencionado, se ha creado una Unidad Ejecutora especial, que ha terminado los proyectos completos para 70 puentes y está abocada al estudio de los proyectos de otros 130 puentes más.

En relación a diseños y proyectos, como también a licitaciones y adjudicaciones de contratos de obras, esta Dirección ha

desarrollado una labor que ha permitido el cumplimiento del programa de propuestas consultado para el presente año y, por otra parte, se ha proseguido con el programa de censos, control de pesaje y elaboración de monografías en diferentes regiones.

La conservación de la red vial ha sido preocupación fundamental de la Dirección; en efecto, al programar la inversión presupuestaria se dispuso que los recursos destinados a Conservación se ocuparan de preferencia durante el primer semestre del año, con el objeto de prevenir los efectos de los temporales invernales; fue así como durante dicho semestre se invirtió el 66% del presupuesto anual con lo que los daños ocasionados por los temporales, en un año extraordinariamente lluvioso, alcanzaron magnitudes muy inferiores a las que habrían llegado sin haber tomado la precaución expuesta.

Con todo, para afrontar la situación derivada de los temporales, la Dirección de Vialidad adoptó de inmediato las medidas de emergencia necesarias y realizó los trabajos de reparaciones requeridos para dejar expedito el tránsito en las partes afectadas, lo que fue posible gracias a la eficiencia y a la abnegación de sus profesionales, obreros y personal de apoyo.

La labor desarrollada en cobros de peajes y en señalizaciones ha permitido recaudar un monto importante que ha reforzado el presupuesto de la Dirección y proporcionar una adecuada seguridad e información a los usuarios de las carreteras.

Es interesante destacar la presencia de la especialidad de Vialidad Urbana que ha hecho posible mantener y desarrollar la continuidad del tráfico carretero a través de las ciudades del país, como asimismo, mejorar el tránsito vehicular urbano y resolver problemas de accesibilidad en diferentes puertos de nuestro territorio nacional; su labor se ha extendido, entre otras, a las ciudades de Santiago, Valparaíso, Concepción, puertos de Talcahuano y San Vicente.

En cuanto a sus recursos técnicos, esta Dirección los ha racionalizado bajo el Principio de Subsidiariedad del Estado, trasladando a la ingeniería privada la parte de su labor que ha estimado procedente, es así como se han contratado estudios e inspecciones de obras viales y se ha programado para el futuro próximo un procedimiento de conservación de caminos

a través de contratos mediante propuestas públicas; de acuerdo a este mismo principio se seleccionó equipo y maquinaria vial para ser enajenado, lo que se está efectuando por subastas públicas.

Ha sido, también, preocupación de esta Dirección la superación de sus recursos humanos; para este efecto se han realizado seminarios de entrenamiento en diferentes niveles y se ha enviado por primera vez a un grupo masivo de profesionales al extranjero en misión de intercambio y perfeccionamiento técnico.

Cabe consignar, además, que se ha acentuado en forma especial la presencia de las autoridades y jefatura de la Dirección en las regiones, haciendo llegar su apoyo personal, directo y oportuno hasta las más lejanas latitudes, lo que constituye un paso decidido para materializar la regionalización, fortalecer los vínculos humanos y superar los rendimientos técnicos.

En este orden de ideas se ha activado considerablemente la coordinación entre los Departamentos de la Dirección lo que, sin duda, está produciendo un sentimiento de unidad que orienta esfuerzos, acerca voluntades y crea el espíritu de cuerpo propio de toda organización fuerte y creadora.

Finalmente, debemos señalar la labor que se ha estado realizando en cuanto a reestructuración del servicio; para este efecto, todos y cada uno de los departamentos, con sus diferentes dependencias, han estado sometidos a un proceso de revisión de las funciones y estructuras existentes, de su análisis y de la elaboración de una organización nueva, a nivel central y regional, que permita cumplir con los objetivos de la Dirección de Vialidad en forma moderna y ágil; el método adoptado ha sido el de Administración por Objetivos que tiene el mérito de establecer un sistema de medida en el cumplimiento de los programas

El resultado que se obtenga deberá ser el producto de una amplia participación de las diferentes unidades de la Dirección de Vialidad; una consecuencia natural de esta nueva estructura será la determinación de una dotación de personal nacional para la Dirección de Vialidad, en sus diferentes niveles, lo que permitirá optimizar sus recursos humanos y lograr que su labor, de indiscutido beneficio nacional, prosiga su camino ascendente, orgánicamente estructurada y técnicamente eficaz.

Control de pesos por eje y espesores de pavimentos

LUIS ERAZO N. y Asociados Ingenieros Consultores

En los últimos años la Dirección de Vialidad ha mostrado una creciente preocupación por incorporar a las consideraciones teóricas involucradas en las diferentes fases de los diseños de carreteras, parámetros que se ajusten lo más aproximadamente posible a las condiciones locales. Como parte de esta política se han realizado estudios que permiten ahora detectar en su real dimensión, las características y distribución de las cargas que actualmente están solicitando los principales caminos pavimentados del país. Muestreos sistemáticos realizados, especialmente con motivo de los estudios para el Programa de Repavimentación de la Carretera Longitudinal, permiten disponer de antecedentes valiosos y fidedignos, para valorar y determinar algunas de las causas de deterioros prematuros en pavimentos, así como para iniciar planes y orientar acciones tendientes a evitar en el futuro pavimentos de espesores no compatibles con las cargas que los soliciten.

Por otra parte, los estudios han mostrado la existencia de un porcentaje relativamente importante de camiones que circulan con pesos por eje que sobrepasan los límites autorizados. No es el propósito de este artículo entrar en consideraciones sobre cuál es el peso máximo por eje que debe ser autorizado, desde el punto de vista de la economía nacional, sino que más bien señalar la importancia que tiene un control efectivo de los pesos máximos autorizados, cualquiera que ellos fueren.

Es técnicamente conocido que la vida útil de un pavimento dado, es función directa de los pesos de los ejes y de las repeticiones que lo soliciten. De acuerdo con estudios realiza-

dos por la AASHTO, las solicitaciones provocadas por ejes cuyos pesos varían en forma lineal, crecen de acuerdo con una función exponencial. Así por ejemplo, se tiene que si se asigna un valor igual a la unidad a la sollicitación provocada por un eje simple de doble rueda con un peso total de 7,5 ton., un eje cuyo peso sea 9,5 ton. equivale a 2,5 pasadas de ejes de 7,5 ton. uno de 12.5 ton. a 5.6 pasadas y uno cuyo peso sea 16.5 ton. equivale a 23 pasadas de ejes de 7.5 ton.

Es pues, realmente importante para el proyectista conocer con la mayor exactitud posible la distribución, peso y frecuencia de los ejes que solicitarán el pavimento. De lo expuesto se deduce que basta que el número de ejes con cargas superiores a las autorizadas, represente un valor relativamente poco más alto que el supuesto por el proyectista, para que la vida útil de la obra pueda verse acortada de manera significativa.

ESTRATIGRAFIAS DE PESOS POR EJE

Con el objeto de mostrar en forma práctica la influencia de los ejes sobrecargados en los espesores de los pavimentos, el gráfico Distribución de Pesos por Eje, muestra la estratigrafía correspondiente a los resultados obtenidos de muestreos realizados en la Carretera Longitudinal Sur, cerca de Angostura para el tránsito Sur-Norte. La curva A del gráfico muestra esa estratigrafía que representa la distribución de los ejes simples y tandem según peso para un total de 1.000 camiones.

El gráfico incluye también la curva B, que corresponde a la estratigrafía representativa de 1.000 camiones en una Carretera Federal

en los Estados Unidos, donde las cargas autorizadas están limitadas a 9 y 14.5 ton. para ejes simples y tandem, respectivamente. Esta curva sirve de marco de referencia para analizar las condiciones imperantes en nuestro país.

El análisis de las curvas A y B permite deducir aspectos interesantes que deben ser considerados. Estos son los siguientes:

- 1) En Chile las cargas máximas autorizadas son de 12 ton. para ejes simples y 21 ton. para ejes tandem. Las estratigrafías muestran que están circulando camiones cuyos ejes pesan hasta un 50% más que lo autorizado y que el total de ejes sobrecargados alcanza a un 12% del total.
- 2) Las frecuencias de pasadas de ejes comprendidos entre los diversos rangos de pesos, especialmente para los ejes tandem, difieren de manera sustancial entre Chile y los Estados Unidos. En consecuencia, pretenden adoptar valores extrapolados de las circunstancias que caracterizan el tránsito en los EE.UU. a la realidad nacional, puede involucrar errores muy importantes en el diseño.
- 3) La estratigrafía correspondiente a la carretera de los Estados Unidos indica que a pesar del control de los pesos por eje que se ejerce en el país, un número limitado de ejes, alrededor del 2%, sobrepasa las cargas autorizadas. Esto se debe a que es evidente que existen casos calificados, de intereses nacional, a los cuales la autoridad debe permitir la circulación. Sin embargo, es importante que dichos casos sean debidamente calificados en cada oportunidad de manera de restringir al máximo su frecuencia.

La curva estratigráfica A corresponde a la distribución que se indica en la columna "Situación Actual" en el Cuadro. Representa las características de una circulación casi libre, con controles esporádicos de parte de la autoridad y sin reglamentación de orden punitivo para los trasgresores.

Es evidente que si se ejerce un control efectivo sobre los pesos de los ejes, para que estos se ajusten a los límites máximos autorizados, la estratigrafía señalada sufrirá una modificación importante. Como en el país no existe una experiencia previa que permita establecer esa alteración, la probable estratigrafía sólo puede preverse aceptando algunas consideraciones generales. Se mencionó con anterioridad que aunque se realice un control de los pesos de los ejes, siempre será

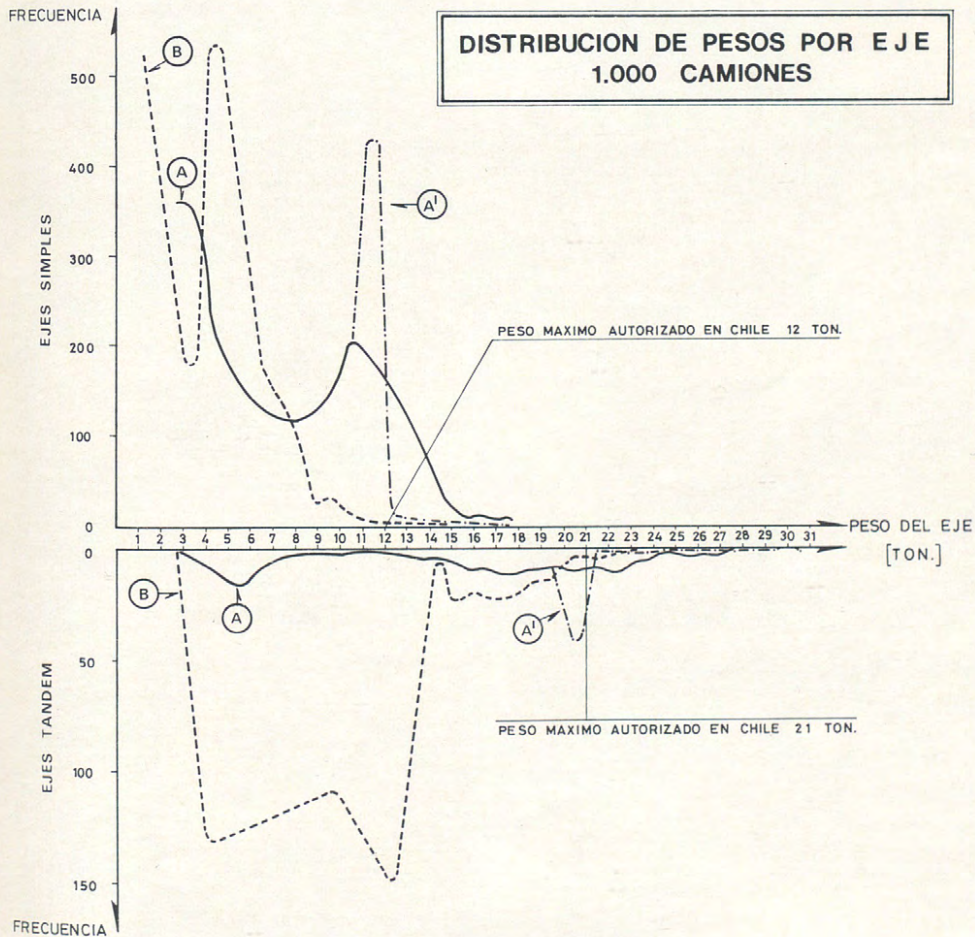
necesario autorizar un número limitado de camiones cuyos ejes sobrepasan los límites autorizados. Sin embargo, esta condición debe considerarse como excepcional y las autorizaciones limitarse sólo a casos muy calificados. También es importante hacer notar que la curva estratigráfica de los Estados Unidos indica que los ejes sobrecargados no sobrepasan las 13.5 ton. para ejes simples ni las 22 ton. para ejes tandem. Es decir, en un país como los Estados Unidos, con toda la variedad de cargas que implica el desarrollo tecnológico, es posible movilizar dichas cargas, con vehículos cuyos pesos máximos no sobrepasen bajo ninguna circunstancia valores que prácticamente corresponden a los pesos admisibles en Chile. Desde este punto de vista pudiera pensarse que prácticamente no deberían existir ejes cuyas cargas sobrepasen los límites máximos autorizados actualmente en Chile.

Sin embargo, como margen de seguridad se aceptará que el porcentaje de ejes sobrecargados alcanzará a un 2.5% de todos los ejes que hoy circulan con pesos mayores que los autorizados y que estos se distribuirán dentro de los mismos rangos de peso que actualmente tienen. Asimismo se aceptará que el resto de los ejes que actualmente circulan con sobrecargas, es decir, el 97.5% de todos los ejes actualmente sobrecargados, se concentrarán en el rango de pesos máximos admisibles; 12 ton. para ejes simples y 21 ton. para ejes tandem. Desde el punto de vista del diseño de los pavimentos esta última hipótesis también es conservadora pues agrupa un número importante de ejes en el rango superior de pesos, en circunstancias que lo más probable es que se produzca una distribución menos concentrada, tal vez de una forma parecida a lo que ocurre en los Estados Unidos. (Curva B del gráfico). En la columna "Situación con Control de Pesos" del cuadro, se indica la estratigrafía resultante al aplicar las hipótesis señaladas.

ESPEORES DE PAVIMENTOS

Determinadas las estratigrafías que solicitan un pavimento en las dos circunstancias descritas, es decir, sin y con control de los pesos por eje, se puede mediante un ejemplo, establecer la influencia que ellas tienen sobre los espesores de los pavimentos. Para tal efecto, se indica a continuación los espesores de pavimento resultantes para un camino que puede considerarse como tipo y que corresponde aproximadamente a la Carretera Lon-

DISTRIBUCION DE PESOS POR EJE 1.000 CAMIONES



CUADRO
Estratigrafías de Pesos por Eje
Carretera Longitudinal Sur en Angostura
Tránsito Sur-Norte
Ejes por cada 1.000 camiones

Peso eje ton.	Situación actual	Situación con control permanente (1)
EJES SIMPLES		
1 - 2	125	125
2 - 3	360	360
3 - 4	356	356
4 - 5	200	200
5 - 6	162	162
6 - 7	140	140
7 - 8	117	117
8 - 9	121	121
9 - 10	141	141
10 - 11	205	205
11 - 12	169	428
12 - 13	132	3,5
13 - 14	90	2
14 - 15	29	1
15 - 16	7	0,5
16 - 17	7	0,5
17 - 18	1	—
EJES TANDEM		
2 - 3	1	1
3 - 4	5	5
4 - 5	11	11
5 - 6	18	18
6 - 7	10	10
7 - 8	4	4
8 - 9	1	1
9 - 10	3	3
10 - 11	1	1
11 - 12	1	1
12 - 13	3	3
13 - 14	5	5
14 - 15	5	5
15 - 16	11	11
16 - 17	9	9
17 - 18	12	12
18 - 19	10	10
19 - 20	9	9
20 - 21	10	46
21 - 22	9	0,24
22 - 23	11	0,29
23 - 24	6	0,16
24 - 25	2	0,05
25 - 26	3	0,08
26 - 27	3	0,08
27 - 28	1	0,03
28 - 29	1	0,03
29 - 30	—	—
30 - 31	1	0,03

gitudinal Sur, inmediatamente al Sur de la ciudad de Rancagua.

Los parámetros de diseño (para aplicar el procedimiento desarrollado por la Portland Cement Association, P.C.A.) que caracterizan esa ruta son:

a) Tránsito: Dirección Sur-Norte (calzada unidireccional).

Camiones dos ejes : 525 vehículos x día

Camiones 3 o más ejes: 277 vehículos x día

Buses : 142 vehículos x día

b) Factor de Pista de Diseño: 0.9

c) Módulo de reacción de la sub-rasante:

$K = 7 \text{ Kg./cm}^2/\text{cm}$. (corresponde aproximadamente a terraplenes o terrenos naturales de CBR-10% y 15 cm. de base granular)

d) Resistencia a flexo-tracción del hormigón: 40 Kg./cm^2

e) Vida útil de la obra: 20 años, para un índice de serviciabilidad final de 2.0. Tránsito proyectado sin crecimiento para camiones de dos ejes y crecimiento variable, con valor medio de 7.9% acumulativo anual para camiones de 3 y más ejes. Año puesta en servicio de la obra, 1980 (1).

Utilizando el procedimiento antes mencionado, desarrollado por la P.C.A. para pavimentos rígidos, los espesores requeridos para las dos estratigrafías son:

Estratigrafía, Situación Actual: 26 cm. de espesor.

Estratigrafía, Situación con Control de Pesos por Eje: 22 cm. de espesor.

El cálculo de los espesores para las dos situaciones, indica que para los parámetros utilizados el sólo hecho de controlar efectivamente los pesos de los ejes, produce una economía de 4 cm. en los espesores de diseño de los pavimentos. Aunque esta cifra en rigor es válida solamente para las condiciones impuestas al ejemplo, es claro que para otros caminos la situación no puede variar fundamentalmente y que la economía estará comprendida entre 3 y 4 cm. de espesor.

(1) Programa de Repavimentación de la Carretera Longitudinal 1977.

(1) Estratigrafía probable con control continuado de pesos, aceptando valores máximos de 12 ton. por eje simple y 21 ton. por eje Tandem.

CONCLUSIONES

El ejemplo señala que un control de los pesos de los ejes se traduce en una economía importante en el espesor de los pavimentos, a pesar que las hipótesis sobre la probable estratigrafía en esas condiciones, son bastante conservadoras. En efecto, el Cuadro indica que por cada 1.000 camiones, pasaría 0,5 ejes de un peso 16 a 17 ton., es decir, con una carga igual al 40% por sobre el máximo autorizado. Para igual número de camiones la estratigrafía del camino de Estados Unidos indica que no hay ejes para ese peso, siendo 13,5 ton. el eje máximo que circula. Si se adoptara tal criterio, la economía por concepto del control de pesos sería aún mayor que lo calculado pudiendo alcanzar a unos 5 cm.

Por otra parte es importante recordar, como se hizo notar anteriormente, la sensibilidad de los espesores a los ejes muy pesados, de manera que cualquier variación respecto a lo supuesto al diseñar puede llevar a deterioros prematuros de las obras. Cuando la circulación se realiza en condiciones casi libres, como ocurre en la actualidad, existe una gran probabilidad de que una situación como la descrita se presente. Un control de los pesos por eje significaría una estratigrafía estable, especialmente para los ejes que sobrepasan los límites autorizados y por consiguiente el diseño se ajustaría más estrictamente a las condiciones imperantes, sin temor a que la vida útil de la obra resulte notoriamente más corta que lo previsto.

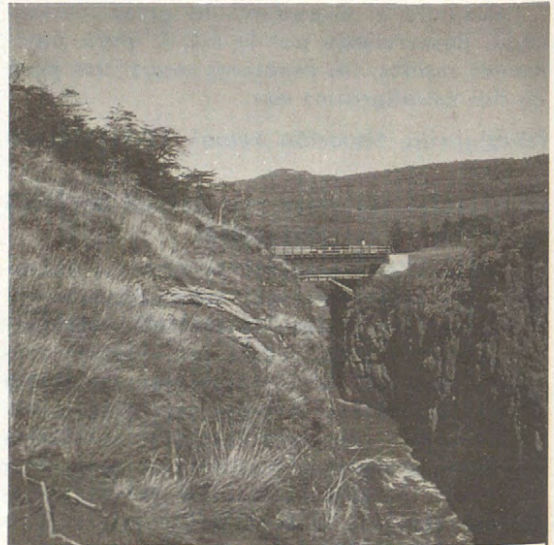
PUENTE SOBRE RIO IBAÑEZ EN VILLA CERRO CASTILLO



Puente año 1920.



Puente año 1940 y actual



Puente año 1940 y actual

Segundo Plan de Conservación de Carreteras

PRESTAMO 558 - CH - BIRF

ALBERTO LIBERONA S.

Con motivo de haberse cumplido la fecha de cierre del Préstamo 558-CH, lo que motivó el término de las operaciones de este préstamo a fines del pasado año 1976, la Dirección de Vialidad debió confeccionar un Informe Final de este para ser enviado al Banco Mundial.

El Préstamo 558-CH-(Segundo Proyecto de Conservación de Carreteras) fue otorgado el año 1968, por el Banco Internacional de Reconstrucción y Fomento (BIRF), a la República de Chile - Ministerio de Obras Públicas - para que la Dirección de Vialidad, organismo dependiente de la Dirección General de Obras Públicas, complementara el programa de conservación de carreteras llevado a cabo con la ayuda de un Préstamo concedido para este mismo objeto por el Banco Mundial (Préstamo 287-CH) y otro destinado a adquisición de maquinarias, concedido por el Gobierno Alemán.

El monto original del Préstamo 558-CH ascendió a la suma de US\$ 11.600.000, distribuidos en diversas categorías. Esta distribución fue experimentando variaciones a lo largo del desarrollo del Proyecto de acuerdo con las necesidades y condiciones del momento, variando así la lista de Bienes y Servicios por la cual se debía registrar.

En el cuadro adjunto se consigna la lista de Bienes y Servicios con sus diferentes variaciones y las fechas respectivas.

A la fecha de cierre del Préstamo 558-CH, quedó un saldo no ocupado de US\$ 47.401,15 alcanzando en consecuencia el monto final efectivo del Préstamo a US\$ 11.552.598,85.

El Programa del Préstamo consultó las siguientes partes:

A.- Un Programa o Plan, de cuatro años, de Conservación de Carreteras que incluyó lo siguiente:

- Implementación y mejoramiento de las operaciones de mantención.
- Adquisición masiva de equipo para mantención de carreteras.
- Ampliación de Talleres y Maestranzas para la atención de la maquinaria de conservación.
- Adiestramiento del personal de operación y mantención de la maquinaria de conservación.
- Control de cargas por eje de vehículos pesados para prevenir el deterioro prematuro de carreteras.
- Censos de tránsito.
- Costos de operación de vehículos, etc.

B.- Distribución de los Servicios de Consultoría:

B.1.- Continuación de la Inspección de las Obras de Construcción que se ejecutaban con el Crédito 4-CH (Caminos Transversales).

B.2.- a) Preparación de un nuevo programa de construcción de carreteras en base a un estudio de factibilidad de 610 Km. de caminos.

b) Revisión y proyecto detallado de ingeniería de los caminos o sectores seleccionados por los estudios de factibilidad indicados en el punto anterior.

De estos estudios se derivó el Préstamo 688-CH (Segundo Proyecto de Construcción de Carreteras) por medio del cual se construyeron la Autopista de Santiago a San Antonio y el Camino de Loncomilla a Constitución, los que están actuamente en servicio.

B.3.- Contratación de un experto para la formulación de una política general de transporte y planificación de sus inversiones.

La parte más importante del Programa del Préstamo 558-CH fue la adquisición de maquinaria y equipos para conservación de carreteras que alcanzó a una suma cercana a los 10 millones de dólares. Estas adquisiciones debían hacerse dentro del plazo de duración del Plan de Conservación de Carreteras establecido en el punto A.

El Contrato del Préstamo consultó también la firma de tres cartas adicionales, propuestas por el Banco Mundial, la primera de las cuales se refiere a las labores que debían desarrollar los Asesores y Expertos a contratar. La segunda se refiere al compromiso de parte del Gobierno de Chile de la provisión de fondos para todos los fines del Préstamo a la Dirección de Vialidad y la tercera reglamenta las adquisiciones y la labor a desarrollar por los Asesores en la adquisición de la maquinaria.

Estas cartas entraron a formar parte del Reglamento del Préstamo y fueron suscritas por el Gobierno de Chile en su oportunidad.

Las operaciones del Préstamo se iniciaron con la comunicación al Banco Mundial por la Carta N° 1 de Septiembre de 1968 en la que se informaba que la Dirección de Vialidad había ampliado los servicios de la firma Consultora International Engineering Co (IECO) para las partes y A y B.1 del Programa.

En esta misma carta se comunicaba también que se habían contratado los servicios de Xaver Dörsch-Engineering Gesellschaft, de la República Federal de Alemania, para llevar a efecto las partes B.2.a y B.2.b del proyecto bajo las condiciones y plazos aprobados por el Banco Mundial.

Paralelamente con lo anterior la Dirección de Vialidad elaboró el Plan de Conservación considerando que para llevar a cabo la conservación de la red vial era necesario realizar una serie de trabajos u operaciones tanto en las calzadas, bermas, obras de arte y partes accesorias al camino que se denominaron operaciones principales de conservación.

Se establecieron 12 principales operaciones de conservación a las cuales se agregaron tres más las que pueden considerarse como complementarias de las anteriores.

Este Plan de Conservación tiene como objetivo la mantención de los caminos a fin de que estos conserven el Standard con que fueron diseñados y construidos, no se incluye ninguna operación que signifique modificación del trazado o de la carpeta de rodado

lo que vendría a significar mejoramiento del camino por elevación del standard de construcción.

El objetivo del Préstamo 558-CH fue el de lograr una reducción del costo de transporte carretero en el país.

En el estudio de factibilidad del proyecto efectuado por IECO, para la obtención del préstamo del Banco Mundial, para el período 1968-1972, se establecía que al término del programa debería llegarse como mínimo a los siguientes valores para la razón beneficio/costo en los distintos tipos de caminos:

Caminos pavimentados	1,42
Caminos de grava	1,12
Caminos de tierra	1,45

Lo que significa que los beneficios que se obtuvieron debían ser superiores a los costos entre un 12% y un 45% para los distintos tipos de caminos, con los supuestos siguientes:

a) Que el aumento del tráfico sería uniforme y de un 5% anual, y

b) Que la red caminera a conservar se mantendría constante en más o menos 55.000 Km.

Con el fin de comprobar si estas metas se habían cumplido se hizo un estudio para el período 1968-1975, es decir de 7 años y no de 4 años como se había considerado primitivamente, verificándose también que el volumen de tráfico había experimentado un pequeño descenso y que la red caminera había aumentado en un 4,5% en los 7 años, obteniéndose los siguientes nuevos valores para la razón beneficio/costo:

Caminos pavimentados	1,31
Caminos de grava	1,56
Caminos de tierra	1,81

Los valores anteriores son satisfactorios desde el punto de vista de la rentabilidad, a pesar de los inconvenientes habidos durante el desarrollo del Programa y de una evaluación a más largo plazo, comprobándose con esto que una mejor conservación de las carreteras trae un beneficio real para el país.

Se puede expresar, entonces, que el Préstamo 558-CH ha sido provechoso para la economía nacional y que ha permitido el mantenimiento de la red vial dentro de las posibilidades económicas y materiales de la Dirección de Vialidad.

Por otra parte, la Dirección de Vialidad tiene el concepto claro de la necesidad de la defensa del patrimonio vial y que una conservación deficiente y carente de oportunidad significa gastos que van más allá de los

requeridos que si se contara con una acción adecuada y oportuna de la conservación.

Consecuente con lo anterior la Dirección está abordando algunos estudios tendientes a obtener datos necesarios para programar y establecer condiciones adecuadas para lograr una buena conservación de la red vial, de estos estudios se pueden enunciar los siguientes:

a) Confección del Catastro Caminero con indicación de los kilómetros y standards de construcción de la totalidad de la red caminera divididos en:

- Caminos pavimentados
- Caminos de grava
- Caminos de tierra
- Huellas de temporada.

Con la subdivisión en caminos nacionales, internacionales y regionales.

b) Determinación de los volúmenes de tránsito en base a los censos camineros realizados con la indicación de los tipos de vehículos, sus características, tonelaje, origen y destino de las cargas transportadas, etc.

Faltaría abordar un estudio comparativo de los Costos de Transporte en las condiciones existentes y en condiciones óptimas de tránsito,

lo que indicaría la economía en los costos de transporte derivada de una buena conservación.

De estos estudios deberán obtenerse normas de conservación las que considerando que nuestro país tiene diferentes climas que van del tropical al polar, deberán ser diferentes y reflejar las necesidades de cada zona o región.

Finalmente la adecuación del sistema administrativo a la Regionalización va a exigir más personal preparado en técnicas de Planificación para poder satisfacer adecuadamente los Programas de Conservación que se formulan en cada Región y procurar que correspondan a las necesidades de cada una de ellas y que además resulten económicamente factibles de cumplirse. Como consecuencia de esto deberán implementarse los programas de adiestramiento de personal llevados a cabo actualmente por la Dirección de Vialidad.

Durante el año 1978 el Banco Mundial estimó necesario hacer un estudio más exhaustivo de los resultados de este proyecto y su influencia en futuros préstamos y en las actividades de la Dirección de Vialidad, lo que será motivo de una segunda parte de este tema.

Cuadro 1

**PRESTAMO 558-CH LISTA DE BIENES Y SERVICIOS
DISTRIBUCION POR CATEGORIAS**

CAT.	MATERIA	Programa Original 19 Sept. 68 US\$	Programa Modificado 22 Abril 74 US\$	Programa Realizado 31 Oct. 76 US\$
I	Adquisición Equipo Mantenimiento Carreteras; Equipamiento y control de talleres y Repuestos para la parte A del proyecto	8.800.000	10.010.000	9.953.339,62
II	Servicios de Consultoria para las partes A y B del proyecto	450.000	669.000	668.837,29
III	Entrenamiento en el extranjero de personal de mantención para la parte A del proyecto, incluyendo pasajes y viáticos	50.000	25.000	4.516,40
IV	Servicios de Consultoria y Adquisición de Instrumentos para la Parte B (2) (a) del proyecto	510.000	675.000	735.579,21
V	Servicios de Consultoria para la Parte B (2) (b) del proyecto	490.000	175.000	144.445,35
VI	Servicio de Consultoria para la Parte B (3) del proyecto	50.000	46.000	45.880,98
VII	No distribuido	1.250.000	—	—
	Saldo no Utilizado	—	—	47.401,15
	TOTALES	11.600.000	11.600.000	11.600.000,00

Censos de Tránsito Técnica Vial

SANTIAGO SANCHEZ G.

Como es bien sabido las labores de la Dirección de Vialidad son Planear, Estudiar y Diseñar, Construir, Conservar y en algunos casos explotar, los caminos, puentes, túneles y obras anexas que constituyen el patrimonio de obras viales que sirven al país.

En cada una de estas etapas recién enumeradas los datos de tránsito, ya sea en cuanto a cantidad o tipo de vehículos que circulan, son elementos importantes en la toma de decisiones de cada una de las especialidades. No sólo interesa el movimiento actual, sino que también es necesario encontrar la manera de estimar el tránsito futuro.

Haremos a continuación un esbozo de los datos necesarios, en lo que tránsito se refiere, para cada tipo de estudio para luego indicar cómo se obtiene la información en el terreno.

TRANSITO Y PLANEAMIENTO DE LA RED VIAL

El planeamiento debiera ser la primera etapa de todo Programa de inversiones, en ella se tiende a establecer el porqué, dónde, bajo qué características y cuándo se deberían realizar un conjunto de inversiones. Todo plan o programa estará en general condicionado por los montos de inversión disponibles y por tanto será necesario disponer de indicadores que permitan seleccionar aquellas obras que pasarán a integrar el plan y cuáles, dada la limitación de fondos, deberían ser postergadas dada su menor importancia relativa. Más aún, dentro del conjunto de obras seleccionadas, será necesario establecer prioridades a fin de conocer el orden en que deberán abordarse los distintos proyectos.

Para poder hacer un estudio de esta naturaleza a nivel nacional, es necesario conocer, aunque sea en forma aproximada el grado

de utilización de todos los caminos del país que presenten un movimiento de alguna importancia.

Para conocer el grado de utilización necesitamos conocer los siguientes elementos:

- a) Tránsito Medio Diario Anual (T.M.D.A.).
- b) Variaciones Horarias y Estacionales.
- c) Tipo y Características de Vehículos que circulan.
- d) Utilización de los Vehículos de Transporte de Carga y Pasajeros.

TRANSITO MEDIO DIARIO ANUAL

Es la cantidad de vehículos diarios que representa en la mejor forma el tránsito indiferenciado —vehículos— que utilizan ese camino en el año. Por tanto no es ni el máximo ni el mínimo, es el valor medio que se obtendría de sumar el tránsito de todos los días del año y dividirlo por 365. Como veremos más adelante para conocer el T.M.D.A. de un camino no es necesario censar todos los días del año, sino que basta con hacerlo sólo en algunas oportunidades, siempre que en la zona o región existan controles de todo el año para algunos caminos de características similares.

VARIACIONES HORARIAS Y ESTACIONALES

Este dato es el que se obtiene al contar el tránsito de vehículos todos los días del año y aún diferenciando hora a hora. A partir de esta información se conoce cómo se distribuye el tránsito entre el día y la noche, cuales son las horas de mayor recargo, etc.

A partir de la variación estacional se conocen los meses y días de tránsito máximo, mínimo y medio.

Conociendo en detalle estas variaciones re-

ción mencionadas para algunos caminos de una zona, se podrá calcular el T.M.D.A. de los demás caminos de la región, con sólo algunos "Muestreos" en el año, lográndose una precisión totalmente aceptable para fines de planificación general.

TIPOS DE VEHICULOS QUE CIRCULAN

Hasta el momento habíamos hablado de vehículos indiferenciados, sin embargo, a los aspectos de planificación también le interesa conocer si se trata de vehículos livianos, por lo general sólo para transporte de personas o muy poca carga o si se trata de vehículos pesados que pueden transportar carga o pasajeros, en general el nombre de vehículo pesado lo reservamos para camiones, trailers, etc. y los que transportaban pasajeros los clasificaremos como locomoción colectiva.

La clasificación de los vehículos que circulan nos indica desde ya el tipo preferencial de servicio que el camino está presentando.

Sobre esa base será posible tener alguna idea de los beneficios que acarrearía una cierta inversión en el camino.

Además de la clasificación, para ciertos estudios de costo de operación o costos de transporte será necesario conocer la potencia de los motores, al año de fabricación y toda aquella información que permita determinar cual es el vehículo tipo que está circulando por esos caminos, ya sea que se trate de vehículo liviano, pesado o de locomoción colectiva.

CARACTERISTICAS DE OPERACION DE LOS VEHICULOS DE CARGA Y LOCOMOCION COLECTIVA

En esta parte ya entramos profundamente en lo que podría llamarse la calidad o características del tránsito, no nos estamos fijando en la cantidad de vehículos sino en lo que transportan, las toneladas que transportan o que podrán transportar, el Origen y Destino de los viajes, la distancia de los viajes, el motivo de los viajes, la cantidad de pasajeros transportados por cada tipo de vehículo, etc.

Con este cúmulo de antecedentes es posible, al menos desde el punto de vista del tránsito a que está sometida una red de caminos, formular un programa de acción a seguir, cuyas grandes líneas podrían ser:

1º) Conservar el patrimonio vial en una forma tal que el camino no pierda en calidad con el paso del tiempo.

Si bien es cierto hay otros factores además

del tránsito, que deterioran los caminos, no es menos cierto que la periodicidad e intensidad de conservación dependerá en importante medida del volumen de tránsito y de la calidad del mismo (Pesado, Liviano, etc.).

2º) Mejorar la calidad de la red existente para adecuarla a las necesidades del tránsito que presenta. Esto implica pavimentar caminos que siendo de ripio o tierra tienen un volumen de tránsito tal que justifique la inversión, o bien reemplazar puentes antiguos de poca capacidad de carga por puentes nuevos de diseño definitivo, etc.

3º) Ampliar las vías congestionadas, que a pesar de ser caminos pavimentados de buenas características, el tránsito que presentan es tan intenso que requieren una segunda calzada para servir en forma adecuada las necesidades.

Estas inversiones implican disminuir el costo de operación de los vehículos, acortar el tiempo de los viajes, disminuir los accidentes; como algunas de las ventajas principales. En este caso la información sobre el tránsito actual y sus tendencias de crecimiento son fundamentales para cualquiera decisión.

4º) Finalmente deberán examinarse las nuevas obras que pueden responder a dos necesidades bien definidas:

a) Caminos nuevos para servir a proyectos de desarrollo específicos, como puede ser la construcción de una planta industrial de importancia (Celulosa, Minería, Plantas Azucareras, etc.).

b) Caminos de penetración que se construyen para abrir nuevas regiones al desarrollo como podrían ser caminos en Aysén, Chiloé Continental y otras regiones del país.

En estos últimos dos casos, de momento que se trata de caminos nuevos no existirá tránsito anterior a su construcción, sin embargo, será necesario prever el tránsito que van a llegar a tener en el momento de habilitarse, así como en un futuro próximo, esta estimación es la que determina las características que se debe dar al camino.

En casos como los recién nombrados la experiencia que se recoja en caminos similares que estén en uso, será de enorme importancia para poder decidir las características de diseño que debe dársele al nuevo camino.

TRANSITO - TRAZADO Y DISEÑO

Adoptada la decisión de estudiar el mejoramiento o construcción de un camino quien deba dirigir los estudios necesitará conocer

los servicios que se desea que el camino preste, la velocidad de diseño, el tráfico Medio Diario Anual, tránsito, horarios máximos (en aquellos caminos de alto tránsito), tipo de vehículo que va a circular. (Sus dimensiones, pesos).

Conocidos estos datos podrá determinar el standard que debe darle al camino, aplicando las normas de trazado que le indicaran anchos de plataforma, ancho de pavimento, radios de curva, pendientes máximas aceptables, etc.

Para el diseño de los pavimentos es necesario conocer las estratigrafías de pesos por eje, que solicitará la estructura resistente durante su vida útil. Para conocer estas estratigrafías, vale decir la magnitud y frecuencia con que se dan las diferentes cargas por eje por cada 1.000 camiones (los automóviles no intervienen en el diseño), deberán utilizarse equipos especiales de pesaje y cuidar que las mediciones se tomen de forma tal que ellas sean representativas de la situación promedio a lo largo del año. En posesión de esta estratigrafía base, la solicitud total se calculará basándose en los datos de censo de tránsito que permitan calcular la solicitud anual, para luego extrapolar para el período de vida útil en base a las tasas de crecimiento del tránsito.

TRANSITO Y CONSERVACION

Como ya se dijo anteriormente el volumen de tránsito y la conservación están íntimamente relacionados. Esto se hace muy evidente en los caminos de ripio y tierra por la frecuencia con que hay que atenderlos, pero no es menos cierto en los caminos pavimentados aunque no se nota el deterioro con la

rapidez que en los casos anteriores; teniendo si costos mucho más elevados si se olvidan por demasiado tiempo.

Un conocimiento cabal del T.M.D.A., sus variaciones estacionales y el tipo de vehículo que circula permite establecer programas de conservación que indiquen la periodicidad con que se deben pasar los equipos de conservación en los caminos sin pavimento, logrando un mejor aprovechamiento de los equipos. Permiten diseñar repavimentaciones o sellos en aquellos caminos pavimentados, considerando los diseños adecuados a la solicitud (tránsito) a que están sometidos.

TRANSITO Y EXPLOTACION DE OBRAS VIALES

Si se define por explotación u operación, la atención que debe prestarse a algunas obras tales como túneles en que exista iluminación y ventilación artificial. En el caso de estas obras de gran magnitud, ciertos aspectos como ventilación podrán ser regulados de acuerdo con el volumen de tránsito que las utiliza según las horas del día. En horas de bajo tránsito la cantidad de aire fresco inyectado al túnel podrá disminuirse, rebajando así los costos y en horas de gran afluencia será necesario aumentarla para satisfacer la demanda, estos volúmenes serán variables según los días y deben tenerse presentes al programar la operación de las instalaciones.

A continuación se presenta un cuadro que resume los tipos más corrientes de controles de tránsito indicando la información que se toma en terreno y los principales resultados que se obtienen de la elaboración de estos datos.

RESUMEN ESQUEMATICO TIPOS DE CENSOS DE TRANSITO

Tipo de Censos	Datos que se obtienen en terreno	Información elaborada a del dato del terreno
A. Controles Permanentes		
A.1 Instrumentos Automáticos		Tránsito Medio Diario Anual T.M.D.A. Variación Estacional-Promedios Diarios Mensuales.
A.1.1 Instrumentos Neumáticos	Número de Vehículos por Hora-Día- Mes.	Variación Semanal. Días y Horas del año de tránsito. Tránsito Nocturno y Diurno.
A.1.2 Instrumentos Electrónicos (No tenemos en Chile)	Número de Vehículos por Hora-Día- algunos casos según velocidad de pa- sada.	Velocidades Medias de circulación. Espaciamiento entre vehículos. Ade- más de la información consultada el tipo A.1.1.
A.2 Controles con Personal Ejem. Plaza Peaje	Igual Información que A.1.1, pero distinguiendo por sentido de tránsito y Clasificado los vehículos según su tipo.	Igual información que A.1.1, pero Clasificada por tipo de vehículo y por sentido de tránsito.
B. Muestreos		
B.1 Censos Clasificados		
B.1.1 Distinguiendo Sentido	Igual información que A.2, pero en cualquier lugar o camino.	Especialmente adecuado para estu- diar cruces de caminos, señalado de giro de los vehículos.
B.1.2 Sin Disting. Sentido	Número de vehículos por Hora. Clasificado.	Adecuado para controlar mayores puntos con poco personal especia- lizado. Repetiendo los muestreos varias ve- ces se pueden obtener los valores reales de lo que sucede.
C. Encuestas		
	Origen y destino de los Viajes. Número Personas que se movilizan. Tara y Capacidad de Carga Vehículos Pesados.	Rutas de deseo del Público y Cen- tros de Atracción Comercial o Tur- rística. Distancia Media de los Viajes. Capacidad Medios de Transporte. Peso Total de los Vehículos.
C.2 Características Vehículos	Carga Transportados por Vehículos Pesados. Dimensiones Vehículos. Potencia Vehículos. Año Fabricación. Peso por Eje.	Información para fijar Niveles de Trazado. Cálculo Vehículo Tipo-Costo Opera- ción. Cálculo Vehículo Tipo-Costo Opera- ción. Datos para Diseño Bases Pavimentos- Obras Arte.

NOTA: Control Permanente implica un control al menos un año completo y ojalá varios años.

Muestreos y Encuestas pueden ser de 12 horas - 24 Horas o varios días repetidos en diferentes épocas.

Tipos de asfalto y su empleo en pavimentos

LUIS GUZMAN ZAVALA

Introducción:

En la actualidad estamos presenciando en todas las carreteras nacionales, que la intensidad de la circulación vehicular aumenta día a día, tanto en lo que se refiere al número de vehículos como al peso por eje en los vehículos de carga. Un mejoramiento cualesquiera en el trazado o en la superficie de rodado de un camino trae aparejado, casi inmediatamente, el aumento correspondiente al tránsito.

Debido a que en nuestro país los censos de tránsito, en cuanto a peso por eje y tasas de crecimiento son inciertos, que se necesitan aún muchas carreteras para desarrollar su producción, y como el nivel de su riqueza pública no le permite disponer de recursos muy importantes para la confección de pavimentos definitivos; la construcción "por etapas" parece ser la solución más adecuada a estos problemas. El asfalto es probablemente uno de los más versátil y universal de los materiales de construcción que tenemos a nuestro alcance para tal efecto. Son innumerables sus variedades y las formas en que cada una de ellas puede manejarse. Puede emplearse como ligante, en frío o en caliente, para producir mezclas sin estructuras (mastic), muy estables, duras, frágiles o flexibles; lo que permite encontrar solución a gran cantidad de problemas de construcción de pavimentos, impermeabilización, protección de superficies, etc.

Los asfaltos bajo el aspecto químico son de una contextura sumamente compleja y en general se define al asfalto "como sustancias compuestas esencialmente por mezclas de hidrocarburos nativos o pirogenados y sus derivados no metálicos, solubles en sulfuro de carbono, de color oscuro, que se licuan al ca-

lentarlos y que pueden ser sólidos, semisólidos y líquidos, pudiendo ser su origen natural o por proceso de la destilación del petróleo".

TIPOS DE ASFALTOS USADOS EN PAVIMENTOS

Los tipos de asfalto empleados en la confección de pavimentos se dividen en 2 grandes grupos:

Cementos asfálticos y
Asfaltos líquidos.

1.- Cementos asfálticos

Estos se designan por las letras CA seguidas por un número que indica su grado de consistencia determinada por el ensayo de penetración medido en 1/10 mm.

Según su fuente de obtención existen tres tipos de cementos asfálticos:

- 1.1.- Asfalto de depósitos naturales.
- 1.2.- Asfalto de roca.
- 1.3.- Asfalto de petróleo.

1.1.- Asfaltos de depósitos naturales (Poco usado en Chile)

Los depósitos naturales son enormes lagos de asfalto mezclado con material mineral, agua y otras impurezas, por tal motivo deben refinarse. Así tenemos, por ejemplo, el asfalto del Lago Trinidad que tiene 39% de bitumen, siendo el resto: agua, gas, arena fina, arcilla y kieselgur. El asfalto de Bermudes tiene una composición variable de 45% a 38% de bitumen, siendo el resto impurezas.

Una vez refinados estos asfaltos se puede obtener hasta un 97% de bitumen. Estos asfaltos refinados son muy duros y se les dá la

consistencia necesaria mezclándolos con aceites o residuos provenientes de la destilación de petróleo de base asfáltica.

Como dato ilustrativo, se indica que el asfalto Trinidad se usó antiguamente en los pavimentos de algunas calles de Santiago (Av. República) y más recientemente como antiácido en el Mineral de Chuquicamata.

1.2.- Asfalto de rocas (No usado en Chile).

Proviene de rocas impregnadas de asfalto. En este caso no se extrae, sino que para su aprovechamiento las rocas se muelen y se les agrega una cierta cantidad de aceite de origen asfáltico con el objeto de suavizar y obtener la consistencia necesaria del asfalto.

1.3.- Asfalto de petróleo

Es el asfalto comúnmente usado en Chile.

Desde el punto de vista de la obtención de asfaltos los petróleos se dividen en: Petróleos de base asfáltica, de base intermedia y de base parafínica. Los asfaltos para pavimentos se obtienen de los dos primeros tipos mediante destilación quedando como residuos de este proceso, de una mayor o menor dureza, dependiendo de las condiciones de destilación (presión, temperatura, tiempo). Estos asfaltos reciben el nombre de "destilado directo" para diferenciarlos de aquellos obtenidos por oxidación, que toman el nombre de "oxidados" y se emplean en impermeabilizaciones.

El residuo proveniente del petróleo de base parafínica, está constituido por parafina semisólida y coque. El aspecto de este residuo es aceitoso o grasoso y no tiene propiedades cohesivas, al contacto con el aire se oxida lentamente dejando un residuo polvoroso o escamoso que no tiene ningún poder aglutinante.

En figura Nº 1 se indica una representación gráfica de los productos asfálticos refinados por destilación directa.

Los cementos asfálticos se dividen en grados según su dureza o consistencia que es medida mediante el ensayo de penetración, valor que es inverso a la dureza. De acuerdo a esto, los cementos asfálticos más comúnmente usados son los siguientes:

CA 40 - 50 (En mastic para sellado de juntas de pavimento de hormigón).

CA 60 - 70

CA 85 - 100

CA 120 - 150

En el cuadro siguiente se indican las especificaciones que deben cumplir estos asfaltos.

2.- Asfaltos Líquidos

Según la terminología del "Asphalt Institute" se define como: "Material asfáltico cuya consistencia blanda o fluida hace que se salga del campo en que se aplica el ensayo de penetración, cuyo límite máximo es 300".

PRODUCTOS ASFÁLTICOS REFINADOS POR DESTILACION DIRECTA



Fig. Nº 1

En sí, están compuestos por una base asfáltica (cemento asfáltico) proveniente de petróleo y un fluidificante volátil que puede ser bencina, kerosene, aceite o agua con emulsificador. El fluidificante se agrega con el propósito de dar al asfalto la viscosidad necesaria para poderlo mezclar y trabajar con los áridos a baja temperatura. Una vez elaborada la mezcla los fluidificantes se evaporan dejando el residuo asfáltico que envuelve y cohesiona las partículas de agregado.

De acuerdo al fluidificante, más o menos volátil, estos asfaltos se dividen en:

2.1.- Asfaltos de curado rápido, cuyo fluidificante es bencina, se designan con las letras RC (rapid curing) seguidas con un número que indica el grado de viscosidad cinemática que tienen, medida en centistokes. De acuerdo a esto, se tienen los siguientes asfaltos RC:

RC - 70. Con 55% mínimo de residuos asfáltico en vol.

RC - 250. Con 65% mínimo de residuo asfáltico en vol.

RC - 800. Con 75% mínimo de residuo asfáltico en vol.

RC - 3000. Con 80% mínimo de residuo asfáltico en vol.

2.2.- Asfalto de curado medio, cuyo fluidificante es kerosene, se designan con las letras MC (medium curing) seguidas con el número correspondiente a la viscosidad cinemática que tienen. Los asfaltos MC son los siguientes:

MC - 30. Con 50% mínimo en volumen de residuo asfáltico.

MC - 70. Con 55% mínimo en volumen de residuo asfáltico.

MC - 250. Con 67% mínimo en volumen de residuo asfáltico.

MC - 800. Con 75% mínimo en volumen de residuo asfáltico.

MC - 3000. Con 80% mínimo en volumen de residuo asfáltico.

2.3.- Asfaltos de curado lento, cuyo fluidificante es aceite relativamente poco volátil, se designan con las letras SC (slow curing) seguidas con el número correspondiente a la viscosidad cinemática que tienen. Los asfaltos SC son los siguientes:

SC - 70; SC - 250; SC - 3000. El porcentaje de residuo es respectivamente aproximado a los mismos grados de los RC y MC.

A este grupo (SC-250) pertenece el combustible asfáltico llamado "Bunker C" tan usado en las carpetas de los caminos de la Zona Norte del país. El fuel oil, también en uso actualmente en esa zona, pertenece al grupo del SC-70.

2.4.- Emulsión asfáltica, cuyo fluidificante es agua y como es un sistema heterogéneo de dos fases normalmente inmiscibles, como son el asfalto y agua, se le incorpora una pequeña cantidad de un agente emulsificador, generalmente de base jabonosa o solución alcalina, el cual mantiene estable el sistema de fase continua, que es el agua, y la discontinua que está constituida por pequeñísimos glóbulos de asfalto en suspensión, de un tamaño que fluctúan entre 1 y 10 micrones. Los agentes emulsificantes forman una película protectora alrededor de los glóbulos de asfalto estableciéndoles una determinada polaridad en la superficie, lo que hace, que se repelen manteniéndose estable la emulsión. Cuando una emulsión se pone en contacto con el agregado se produce un desequilibrio eléctrico que rompe la emulsión llevando a las partículas de asfalto a unirse a la superficie del agregado y el agua fluye o se evapora separándose de las piedras recubiertas por el asfalto. Hay agentes emulsificado-

res que permiten que esta rotura o "quiebre" sea instantáneo y otros más poderosos que retardan este fenómeno. De acuerdo a esto las emulsiones se dividen en:

— Emulsión asfáltica de quiebre rápido, las que se designan con las letras RS (rapid setting).

— Emulsión asfáltica de quiebre medio, las que se designan con las letras MS (medium setting).

— Emulsión asfáltica de quiebre lento, las que se designan con las letras SS (slow setting).

Como se sabe, existen áridos de polaridad positiva y negativa, por lo tanto, para tener una buena adherencia es necesario tener la emulsión eléctricamente afin al árido. Esta cualidad se la confiere el agente emulsificador que puede darles polaridad negativa o positiva, tomando el nombre de "aniónicas" las primeras (afines a áridos de carga positiva, como son los de origen calizos) y "catiónicas" las segundas (afines a áridos de carga negativa como son los de origen cuarzosos y/o silíceos, **que son los que más abundan en nuestro país**).

Las emulsiones catiónicas se designan con las mismas letras anteriormente dichas y anteponiéndoles la letra "C", ejemplo: CRS-1; CSS-1. Si el residuo asfáltico es de penetración 40-90 se les agrega la letra "h" de "hard" (duro): CSS-1h o SS-1h.

Las especificaciones que deben cumplir los asfaltos líquidos están indicadas en los cuadros siguientes.

ELECCION DEL ASFALTO A EMPLEAR

El asfalto y grado de éste a elegir para una determinada pavimentación depende del tipo de pavimento a confeccionar, del clima imperante, de los agregados disponibles en la zona y de la intensidad del tránsito.

Para tener una mayor claridad del problema definiremos primero los tipos de pavimentos bituminosos generalmente usados en el país.

Según la calidad, método de construcción, tipos de componentes de la carpeta de rodado, es el nombre que toman los pavimentos bituminosos o flexibles. Basándose en esto se pueden distinguir los siguientes tipos de pavimentos asfálticos:

- Riegos de protección
- Capas de protección
- Capas colaborantes o estructurales.

1.- Riegos Asfálticos

Los riegos asfálticos, como su nombre lo indica, son simples riegos de asfalto sobre superficies, ya sean, de pavimentos existentes, bases estabilizadas o de suelo. Según su empleo es el nombre que toman estos riegos; así tenemos los siguientes:

- 1.1.- Matapolvo o "aceitado de carreteras"
- 1.2.- Fog-seal o "sello negro"
- 1.3.- Imprimación
- 1.4.- Tack coat o "riego de liga".

1.1.- Matapolvo

El matapolvo es un riego de asfalto líquido sobre una superficie de suelo compactado. Su objetivo es cohesionar las partículas superficiales del suelo y servir de paliativo del polvo. Se efectúa en caminos de tercer orden, o bien, puede servir de preparación para una mejora progresiva de la carretera. Su aplicación está limitada a zonas desérticas.

El asfalto indicado para este tipo de riego es el SC-70 para superficies confeccionadas con suelo fino y el SC-250 para superficies de suelo grueso. La cantidad a usar varía desde 1.5 a 3.0 lt/m² dependiendo de la textura de la plataforma.

En el camino costanero Iquique-Tocopilla, actualmente en construcción, en dos secotres se aplicó este sistema como etapa inicial, usando como alternativas fuel oil. El resultado ha sido bastante satisfactorio después de 3 años de servicio.

1.2.- Fog-seal o sello negro

Es una aplicación ligera de un asfalto líquido sobre una carpeta asfáltica antigua con el fin de rejuvenecerla y sellar pequeñas grietas y poros superficiales. También se usa para sellar superficies abiertas de carpetas nuevas y en los tratamientos superficiales dobles recién confeccionados, en zonas de tránsito intenso y/o trazados de fuerte pendiente, mejorando con esto la retención de los áridos, y dando al tratamiento un color negro uniforme.

El asfalto indicado para este tipo de riego es la emulsión de quiebre lento, residuo duro, (CSS-1h o SS-1h), en clima caluroso, y la de residuo blando (CSS-1 ó SS-1) en clima frío. La emulsión se diluye con agua en proporción 1 : 1 y se aplica a razón de 1.0 lt/m² para el caso de superficies muy "abiertas" u oxidadas. Para superficies no oxidadas y medianamente "abiertas" la dilución puede hacerse en proporción 1 : 3.

En Chile hemos usado mucho esta aplicación empleando como alternativa asfalto RC-250 a razón de 0.4 a 0.5 lt/m² con buenos resultados, pero tiene el inconveniente de que su poder de "mojado" es inferior al de la emulsión, debido a su mayor viscosidad. A consecuencia de esto el cubrimiento de la superficie no es homogéneo. Una mayor cantidad de RC para aumentar el poder de "mojado", ocasiona una superficie resbaladiza.

1.3.- Imprimación

La imprimación consiste en un riego de asfalto líquido de baja viscosidad sobre una base estabilizada que va a ser cubierta por una carpeta o cualquier tratamiento asfáltico.

Tiene por objeto sellar la superficie, cohesionar las partículas superficiales sueltas de la base, dar mayor estabilidad superficial (aproximado 2 cms.) y obtener una membrana ligante que adherirá fuertemente la carpeta o tratamiento asfáltico a la base.

El asfalto indicado para imprimación es el MC-30 para bases de textura "cerrada" y el MC-70 para las de textura "abierta". La cantidad a usar varía de 0.8 a 1.5 lts/m² dependiendo de la textura de la base.

El tiempo de curado de este asfalto permite que penetre en la base lo necesario (aproximado 2 a 3 cms.) hasta que se produce el curado total, momento en que se paraliza la penetración dejando en la superficie la membrana ligante necesaria. Se han efectuado imprimaciones en la zona Norte con fuel oil y Bunker y se ha observado, después de algunos años, que estos combustibles han penetrado tanto en la base que han desaparecido totalmente de la superficie. Ocasionalmente, en otras zonas, se ha aplicado, a modo de experiencia, emulsión y RC-250, pero la penetración ha sido nula, ya que, en el caso de la emulsión, se produce el quiebre instantáneo al absorber la base el agua de la emulsión y separándola del asfalto.

Con el RC, se produce la volatilización del fluidificante muy rápidamente aumentando en forma considerable la viscosidad de la película asfáltica impidiendo la penetración en la base.

1.4.- Tack coat o "riego de liga"

Es un riego de asfalto sobre carpetas existentes que se van a recapar o sellar y sirve para que el recapado o sellado quede ligado monolíticamente a la carpeta antigua.

Los asfaltos indicados para riego de liga son los RC-70, RC-250 y las emulsiones. Las cantidades a usar y métodos es igual que para el fog seal o sello negro.

OBSERVACION: Tanto el fog seal y tack coat son adecuados para membranas asfálticas para curado del suelo-cemento.

2.- Capas de Protección

Hemos denominado "capas de protección" cualesquier tratamiento asfáltico que, por sus condiciones de mezcla o espesor, no aporta estructura al pavimento y sólo protege, por su gran resistencia a la acción abrasiva del tránsito y a su poder impermeabilizante.

Dentro de este concepto podemos considerar las siguientes capas de protección más usadas en nuestro medio:

- Sellos y
- Tratamientos superficiales doble o múltiples.

2.1.- Sellos:

Son tratamientos superficiales delgados, utilizados para mejorar e impermeabilizar la textura superficial del pavimento asfáltico. Hemos dividido los sellos en dos tipos: Sellos de agregado de penetración invertida y Sellos de mezcla.

Sello de agregado de penetración invertida:

Es una aplicación de asfalto recubierta con agregado generalmente de tamaño nominal 3/8" a N° 8. También, este material puede ser arena de grano uniforme.

El "tratamiento simple" se podría considerar en esta categoría. Los asfaltos más usados para este fin son los siguientes:

CA 120 - 150	Para TPD sobre 100 N ₁₀ o pis-
RC - 3.000	tas urbanas de alta velocidad de vehículos livianos y/o trazados de fuertes pendientes y curvas cerradas.
	Clima: De preferencia caluroso.
RC - 250	Para TPD máximo 100 N ₁₀
RC - 800	Clima: Moderado y seco.
Emulsión	Para TPD máximo 100 N ₁₀
CRS - 1 ó	
RS - 1	Clima: Frío y/o húmedo.

SELLO DE MEZCLA O LECHADA ASAFALTICA

Es una capa delgada (6 a 10 mm. de espesor) de mezcla de arena, relleno mineral (filler), agua y emulsión de quiebre lento. El agua se agrega en dosis de 8 a 14% y la emulsión en dosis de 15 a 22% referido al peso de los agregados, formando una lechada de consistencia cremosa.

El asfalto a usar es: CSS-1 ó SS-1 para clima frío y CSS-1h ó SS-1h para clima caluroso.

2.2.- Tratamientos Superficiales Dobles o Múltiples:

Son dos o más aplicaciones de asfalto alternadas con aplicaciones de agregados pétreos; generalmente su espesor es inferior a 2,5 cms. Son económicos, fáciles de construir y de larga duración. Como impermeabilizan la base permiten que ésta trabaje a su máxima capacidad en cuanto a soporte, aunque no aportan, estructura al pavimento.

Están limitados para tránsito liviano y medio con un promedio diario máximo de 150 vehículos comerciales, o bien, un TPD máximo de 200 N₁₀.

El agregado pétreo para cada aplicación debe ser granulométricamente lo más uniforme posible y el tamaño máximo de cada aplicación sucesiva debe estar en proporción 1 : 1/2 respectivamente. El espesor total del tratamiento es aproximadamente igual al tamaño máximo nominal de la primera aplicación.

Los asfaltos usados son los siguientes:

CA 120 - 150	Para TPD entre 100 a 200 N ₁₀
RC - 3.000	y/o trazados de fuertes pendientes y curvas cerradas.
	Clima: De preferencia caluroso.
RC - 250	Para TPD máximo 100 N ₁₀
RC - 800	Clima: Moderado y seco.
Emulsión	Para TPD máximo 100 N ₁₀
CRS - 1 ó	
RS - 1	Clima: Frío y/o húmedo.

Capas colaborantes o estructurales:

Las capas estructurales son las carpetas asfálticas que, por condiciones de mezcla y es-

pesor, forman una estructura resistente computable en el diseño del espesor de un pavimento flexible.

Según el método constructivo las dividiremos en dos grupos:

- Mezclas en Sitio.
- Mezclas en Planta.

3.1.- Mezcla en Sitio:

Se denomina Mezcla en Sitio a las carpetas asfálticas que se confeccionan mezclando el árido con un asfalto líquido en la misma faja del camino o en una cancha preparada ad-hoc, mediante motoniveladoras, rastras de discos, o con alguna maquinaria especial móvil que pueda efectuar el trabajo "in situ".

Según el agregado pétreo, las Mezclas en Sitio, se dividen en:

- Graduación abierta y
- De graduación cerrada.

Las de graduación abierta están formadas por agregado pétreo sin o escasa cantidad de finos, con el objeto de que el porcentaje óptimo de asfalto sea bajo. Por estas causas, resultan mezclas relativamente con alto contenido de huecos.

Se emplean como base asfáltica o capas intermedias y deben siempre cubrirse con una carpeta de "graduación cerrada", o bien, con una capa de protección.

Los asfaltos líquidos más adecuados para estas mezclas son:

RC - 250	Clima: Frío, templado y/o húmedo.
Emulsión	Clima: Templado, caluroso y hasta medianamente húmedo.
CSS - 1 ó SS - 1	

Las de graduación cerrada son mezclas densas formadas con agregado pétreo bien graduado y que contienen cierta cantidad de finos. La mezcla resultante, además de ser estable, debe tener poca cantidad de huecos (entre 3 a 5%). Se emplean como carpetas de rodado y resisten mayor cantidad de tránsito que los tratamientos dobles. Se sugiere consultar Mezclas en Sitio para tránsito de un TPD no mayor de 260 N₁₀ y con clima benigno.

Los asfaltos líquidos más usados para este tipo de mezcla son:

RC - 250	Clima: Cálido y hasta medianamente húmedo. Material: Poca cantidad finos bajo tamiz 200.
MC - 250	Clima: Templado y medianamente húmedo.
MC - 800	Material: Mediana cantidad finos bajo tamiz 200.
SC - 250	Clima: Esencialmente seco (desértico).
SC - 800 Bunker C	Material: Alta cantidad de finos bajo tamiz 200.
Emulsión	Clima: Frío, templado y húmedo.
CSS - 1 ó SS - 1	Material: Baja cantidad de finos bajo tamiz 200.

OBSERVACIONES: Cuando se habla de clima seco o húmedo se refiere a precipitaciones pluviométricas.

El Bunker C, que lo empleaban las grandes compañías mineras como combustible, Vialidad lo aplicó en Carpetas Asfálticas tipo Mezcla en Sitio con gran éxito en el Norte del país, debido principalmente a las condiciones climáticas muy especiales de esa zona. Este combustible es equivalente a los asfaltos SC-250, por lo que su comportamiento es adecuado, tanto para los áridos como para el clima de esa región.

Posteriormente, las compañías mineras, por razones afines a ellas, lo reemplazaron por el combustible fuel oil N^o 5 y/o N^o 6. Ante esta situación y además por la gran economía que implicaba el uso de este combustible con respecto a otros asfaltos, se recurrió a usarlo en las carpetas asfálticas.

El fuel oil contiene una mayor cantidad de aceites fluidificantes y una viscosidad muy inferior al bunker C siendo equivalente a los asfaltos SC-70 que tienen aplicación de preferencia en riesgos de "matapolvo" o "aceitados de carretera". Las mezclas efectuadas con este combustible asfáltico son muy inestables durante el período de "maduración" que es muy prolongado (más de un año), produciéndose en esta etapa en la carpeta, grietas de deslizamiento que forman una media luna creciente en el sentido del tránsito. Esta falla se ha observado en todas las carpetas efectuadas con fuel oil en los caminos que tienen una densidad de tránsito más o menos importante.

En la Carretera Panamericana Norte, sector Victoria-Zapiga, I Región, se efectuaron numerosas experiencias en el sentido de mejorar la estabilidad de estas carpetas incorporando RC - 250 al fuel oil.

Las experiencias completaron diversos porcentajes de RC - 250, referido a la mezcla, desde el 0% al 100%:

- Con el 0% de RC - 250 se repitieron las fallas ya anotadas a pesar de estar la mezcla en curamiento durante 60 a 75 días.
- Con 35% de RC - 250 se produjeron las mismas fallas, pero localizadas.
- Con 45 y 50% de RC - 250, no se produjeron las fallas características, pero por el aspecto de la carpeta, está en observación el grado de oxidación.
- Con 75% de RC - 250, tanto la estabilidad, trabajabilidad, mojado y textura, son óptimas.
- Con 100% de RC - 250, la estabilidad de la mezcla es muy alta, pero la trabajabilidad y cubrimiento es muy deficiente, quedando la carpeta superficialmente con deformaciones y asperezas.

La mala trabajabilidad y cubrimiento se debe a que los materiales de la zona Norte generalmente contienen una fracción fina bajo tamiz N° 200 elevada y de una gran finura, además los granos más gruesos están envueltos con una película de finos coloidales que dificultan tanto el cubrimiento de la fracción gruesa del material como la trabajabilidad de la mezcla.

3.2.- Mezcla en Planta:

Se denomina Mezcla en Planta a las carpetas asfálticas que se confeccionan mezclando el árido con el asfalto en una usina o planta central que generalmente es de alto rendimiento y costo. A modo de ejemplo, los modelos AK-40 de la Barber Green brasilera, que son los de mayor capacidad que existen en el país, pero que no resisten parangón con las existentes en otros países, pueden rendir hasta 60 T/H de mezcla asfáltica.

Las mezclas en Plantas se emplean en carreteras de 1ª categoría, con alta densidad de tránsito y en zonas de cualesquier clima, son las de mejor calidad y más alto costo.

Existen Mezclas en Planta en Frío y en Caliente, como asimismo, "de graduación abierta" y "de graduación cerrada". En las "en frío" se usan asfaltos líquidos, por lo cual, la mezcla se efectúa sin calentar los agregados y el asfalto a una temperatura relativamente baja, sólo para obtener la viscosidad necesaria de mezclado. Los criterios para elegir el asfalto adecuado son los mismos que en las Mezclas en Sitio.

Las Mezclas en Planta en Caliente son las de mayor estabilidad y durabilidad de todas las mezclas asfálticas y consisten en mezclar el agregado pétreo y el cemento asfáltico a alta temperatura (135° a 165°C), de tal modo, que el agregado quede completamente seco y con una temperatura acorde a la del asfalto, con la cual éste alcanza la viscosidad adecuada para que en el proceso de mezclado se obtenga un cubrimiento perfecto.

Los cementos asfálticos, más comúnmente usados, son los siguientes:

PAVIMENTO	CLIMAS			
	Cálido y seco	Cálido y húmedo	Templado	Frío
Carreteras:				
Tránsito pesado y muy pesado	60-70	60-70	60-70	85-100
Tránsito liviano y medio	85-100	85-100	85-100	120-150
Aeropuertos:				
Pistas carretero, despegue y estacionamiento	60-70	60-70	60-70	85-100
Calles:				
Tránsito pesado y muy pesado	60-70	60-70	60-70	85-100
Tránsito liviano y medio	85-100	85-100	85-100	85-100

BIBLIOGRAFIA

- 1.- Asphalt Science and Tech Nology. Edwin J. Barth.
- 2.- The Testing of Bituminous Mixtures. D. C. Broome.
- 3.- AASHTO, 11ª Edición, 1974.
- 4.- Caminos, tomo II J. L. Escario y V. Escario U.
- 5.- Bituminous Construction Handbook, Barber - Greene.

- 6.- Calles, Carreteras y Aeropistas, de Raúl Valle Rodas.
- 7.- Tratamientos Asfálticos Superficiales, The Asphalt Institute, MS - 13.
- 8.- Manual del Asfalto, The Asphalt Institute, MS - 4.
- 9.- Catíonie Bitumuls, American Bitumuls.

SPECIFICATION FOR MATERIALS

4. METHODS OF SAMPLING AND TESTING

4.1 Sampling and testing of asphalt cements shall be in accordance with the following standard methods of the American Association of State Highway and Transportation Officials:

Sampling	T	40
Water	T	55
Penetration	T	49
Solubility in Trichloroethylene	T	44
Ductility	T	51
Fush point	T	48
Thin film oven test	T	179
Spot Test	T	102

Table 1 — Requirements for a Specification for Asphalt Cement
AASHTO M 20

	Penetration Grade									
	40-50		60-70		85-100		120-150		200-300	
	Min.	Max.	Min.	Max.	Min.	Max.	Min.	Max.	Min.	Max.
Penetration at 25C (77F) 100 g. 5 sec.	40	50	60	70	85	100	120	150	200	300
Flash point, Cleveland Open Cup	450	—	450	—	450	—	425	—	350	—
Ductility at 25C (77F) 5 cm. per min., cm.	100	—	100	—	100	—	100	—	—	—
Solubility in trichloroethylene percent	99	—	99	—	99	—	99	—	99	—
Thin-film oven test, 1/8 in. (3.2 mm), 163C (325F) 5 hour	—	0.8	—	0.8	—	1.0	—	1.3	—	1.5
Loss on heating, percent ..	—	0.8	—	0.8	—	1.0	—	1.3	—	1.5
Penetration of residue, per- cent of original	58	—	54	—	50	—	45	—	40	—
Ductility of residue at 25C (77F) 5 cm. per min. cm.	—	—	50	—	75	—	100	—	100	—
Spot test when and as speci- fied (see Note 1) with:	Negative for all grades									
Standard naphtha solvent	Negative for all grades									
Naphtha-sylene solvent, percent sylene	Negative for all grades									
Heptane-sylene solvent, percent sylene	Negative for all grades									

NOTE: The use of the spot is optional. When it is specified, the Engineer shall indicate whether the standard naphtha solvent, the naphtha-sylene solvent, or the heptane-sylene solvent will be used in determining compliance with the requirement, and also, in the case of the sylene solvents, the percentage of sylene to be used.

SPECIFICATIONS FOR MATERIALS

M 81
TABLE 1

	RC-70		RC-250		RC-800		RC-3000	
	Min.	Max.	Min.	Max.	Min.	Max.	Min.	Max.
Kinematic Viscosity at 60 C (140 F) (See Note 1) centistokes	70	140	250	500	800	1600	3000	6000
Flash point (Tab. open - cup), degrees C (F)	—	—	27 (80)	—	27 (80)	—	27 (80)	—
water, percent	—	0.2	—	0.2	—	0.2	—	0.2
Distillation test:								
Distillate percentage by volume of total distillate to 360 C (680 F) to 190 C (374 F)	10	—	—	—	—	—	—	—
to 225 C (437 F)	50	—	35	—	15	—	—	—
to 260 C (500 F)	70	—	60	—	45	—	25	—
to 315 C (600 F)	85	—	80	—	75	—	70	—
Residue from distillation to 360 C (680 F) volume percentage of sample by difference	55	—	65	—	75	—	80	—
Tests on residue from distillation:								
Penetration 100 g., 5 sec. at 25 C (77 F)	80	120	80	120	80	120	80	120
Ductility 5 cm./min. at 25 C (77 F) cm.	100	—	100	—	100	—	100	—
Solubility in Trichloroethylene, percent	99.0	—	99.0	—	99.0	—	99.0	—
Spot test (See Note 2) with:								
Standard naphtha	Negative for all grades							
Naphtha - sylene solvent.	Negative for all grades							
- percent sylene	Negative for all grades							
Heptane - sylene solvent.	Negative for all grades							
- percent sylene	Negative for all grades							

NOTE 1: As an alternate, Saybolt-Furol viscosities may be specified as follows:

- Grade SC- 70—Furol viscosity at 50 C (122 F)—60 to 120 sec.
- Grade SC- 250—Furol viscosity at 60 C (140 F)—125 to 250 sec.
- Grade SC- 800—Furol viscosity at 82.2 C (180 F)—100 to 200 sec.
- Grade SC-300—Furol viscosity at 82.2 C (180 F)—300 to 600 sec.

NOTE 2: The use of the spot test is optional. When specified, the Engineer shall indicate whether the standard naphtha solvent, the naphtha sylene solvent or the heptane sylene solvent will be used in determining compliance with the requirement, and also, in the case of the sylene solvent, the percentage of sylene to be used.

SPECIFICATIONS FOR MATERIALS

TABLE 1

	SC-70		SC-250		SC-800		SC-3000	
	Min.	Max.	Min.	Max.	Min.	Max.	Min.	Max.
Kinematic Viscosity at 60 C (140 F) (See Note 1) Centistokes	70	140	250	500	800	1600	3000	6000
Flash point (Cleveland open cup), degrees C (F)	66	—	79	—	93	—	107	—
Water percent	—	0.5	—	0.5	—	0.5	—	0.5
Asphalt residue of 100 pen., percent by wt.	50	—	60	—	70	—	80	—
Distillation test:								
Total distillate to 360 C (680 F), percent by volumen	10	30	4	20	2	12	—	5
Tests on residue from distillation:								
Kinematic Viscosity at 60 (140 F), Stokes	4	70	8	100	20	160	40	350
Ductility of 100 pen., residue at 25 C (77 E), 5 cm. per min., cm	100	—	100	—	100	—	100	—
Solubility in Trichloroethylene, degrees	99.0	—	99.0	—	99.0	—	99.0	—
Spot test (See Note 2) with:								
Standard naphtha								Negative for all grades
Naphtha xylene solvent, percent xylene								Negative for all grades
Heptane xylene solvent, percent xylene								Negative for all grades

NOTE 1: As an alternate, Saybolt-Furol viscosities may be specified as follows:

- Grade SC-70—Furol viscosity at 50 C (122 F)—60 to 120 sec.
- Grade SC-250—Furol viscosity at 60 C (140 F)—125 to 250 sec.
- Grade SC-800—Furol viscosity at 82.2 C (180 F)—100 to 200 sec.
- Grade SC-3000—Furol viscosity at 82.2 C (180 F)—300 to 600 sec.

NOTE 2: The use of the spot test is optional. When specified, the Engineer shall indicate whether the standard naphtha solvent, the naphtha xylene solvent or the heptane xylene solvent will be used in determining compliance with the requirement, and also, in the case of xylene solvent, the percentage of xylene to be used.

TABLE 1

SPECIFICATIONS FOR MATERIALS

	MC-30		MC-70		MC-250		MC-800		MC-3000	
	Min.	Max.	Min.	Max.	Min.	Max.	Min.	Max.	Min.	Max.
Kinematic Viscosity at 60 C (140 F) (See Note 1) centistokes	30	60	70	140	250	500	800	1600	3000	6000
Flash point (Tab. open-cup), degrees C (F)	38 (100)	—	38 (100)	—	66 (150)	—	66 (150)	—	66 (150)	—
Water percent	—	0.2	—	0.2	—	0.2	—	0.2	—	0.2
Distillation test:										
Distillate percentage by volume of total distillate to 360 C (680 F)										
to 225 C (437 F)	—	25	0	20	0	10	—	—	—	—
to 260 C (500 F)	40	70	20	60	15	55	0	35	0	15
to 315 C (600 F)	75	93	65	90	60	87	45	80	15	75
Residue from distillation to 360 C (680 F) Volume percentage of sample by difference	50	—	55	—	67	—	75	—	80	—
Tests on residue from distillation:										
Penetration 100 g; 5 sec., at 25 C (77 F)	120	250	120	250	120	250	120	250	120	250
Ductility, 5 cm/cm., cm. (See Note 2)	100	—	100	—	100	—	100	—	100	—
Solubility in Trichloroethylene, percent	99.0	—	99.0	—	99.0	—	99.0	—	99.0	—
Spot test (See Note 3) with:										
Standard naphtha	Negative for all grades									
Naphtha - xylene solvent, - percent xylene	Negative for all grades									
Heptane - xylene solvent, - percent xylene	Negative for all grades									

NOTE 1: As an alternate, Saybolt-Furol viscosities may be specified as follows:

- Grade MC- 70—Furol viscosity at 50 C (122 F)— 60 to 120 sec.
- Grade MC- 30—Furol viscosity at 25 C (77 F)— 75 to 150 sec.
- Grade MC- 250—Furol viscosity at 60 C (140 F)— 25 to 250 sec.
- Grade MC- 800—Furol viscosity at 82.2 C (180 F)—100 to 200 sec.
- Grade MC-3000—Furol viscosity at 82.2 C (180 F)—300 to 600 sec.

NOTE 2: If the ductility at 25 C (77 F) is less than 100, the material will be acceptable if its ductility at 15.5 C (60 F) is more than 100.

NOTE 3: The use of the spot test is optional. When specified, the Engineer shall indicate whether the standard naphthasolvent, the naphtha sylene solvent, or the hepta solvent will be used in determining compliance with the requirement, and also, in the case of the sylene solvent, the percentage of sylene to be used.

TABLE 1

Requirements for Cationic Emulsified Asphalt

	Type											
	Rapid Setting				Medium Setting				Slow Setting			
	Grade											
	CRS-1		CRS-2		CMS-2		CMS-2 h		CSS-1		CSS-1 h	
Min.	Max.	Min.	Max.	Min.	Max.	Min.	Max.	Min.	Max.	Min.	Max.	
Tests on emulsions:												
Visc., Sabolt Furol at 77 F (25 C) sec.									20	100	20	100
Visc., Saybolt Furol at 122 F (50 C) sec.	20	100	100	400	50	450	50	450				
Settlement, a) 5 days, %		5		5		5		5		5		5
Storage Stability Test, b) 1 day, %		1		1		1		1		1		1
Demulsibility, c) 35 ml 0.8% so- dium dioctylsulfosuccinate, %	40		40									
Conting ability and water resis- tance:												
Coating, dry aggregate					Good			Good				
Coating, after spraying					Fair			Fair				
Coating, wet aggregate					Fair			Fair				
Coating, after spraying					Fair			Fair				
Particle charge test	Positive		Positive		Positive		Positive		Positive d)		Positive d)	
Sieve Test, %		0.10		0.10		0.10		0.10		0.10		0.10
Cement mixing test, %										2.0		2.0
Distillation:												
Oil distillate, by volume of emulsion, %		3		3		12		12				
Residue, %	60		65		65		65		57		57	

(Table 1 continued with footnotes on next page).

TABLE 1
Requirements for Emulsified Asphalt Anionics

Type	Rapid-Setting				Medium-Setting				Slow-Setting							
	RS-1		RS-2		MS-1		MS-2		MS-2h		SS-1		SS-1h			
Grade	min.	max.	min.	max.	min.	max.	min.	max.	min.	max.	min.	max.	min.	max.		
Tests on emulsions:																
Viscosity, Saybolt Furol at 77 F (25 C) s	20	100	75	400	20	100	100		100		20	100	20	100		
Viscosity, Saybolt Furol at 122 F 50 C) s																
Settlement, (a) 5 days, percent		5		5		5		5		5		5		5		
Storage stability test, (b) 1 day		1		1		1		1		1		1		1		
Demulsibility, (c) 35 mt. 0.02 N CaCl ₂ , percent ..	60		60													
Coating ability and water resistance:																
Coating, dry aggregate					good			good		good						
Coating, after spraying..					fair			fair		fair						
Coating, wet aggregate					fair			fair		fair						
Coating, after spraying..					fair			fair		fair						
Cement mixing test, percent													2.0	2.0		
Sieve test, percent		0.10		0.10		0.10		0.10		0.10		0.10		0.10		
Residue by distillation, percent	55		63		55		65		65		57		57			
Tests on Residue from Distillation Test:																
Penetration, 77 F (25 C), 100 g. 5 s	100	200	100	200	100	200	100	200	40	90	100	200	40	90		
Ductility, 77 F (25 C), cm/min, em	40		40		40		40		40		40		40			
Solubility in trichloroethylene, percent	97.5		97.5		97.5		97.5		97.5		97.5		97.5			
Suggested uses																
surface treatment, penetration macadam and tack coat			surface treatment and penetration macadam		plant or road mixture with coarse aggregate substantially all of which is retained on a N ^o 8 (2.36 - mm.) sieve and practically none of which passes a N ^o 200 (0.075 mm) sieve; tack coat				plant or road mixture with coarse aggregate substantially all of which is retained on a N ^o 8 (2.36-mm) sieve and practically none of which passes a N ^o 200 (0.075-mm) sieve				plant or road mixture with graded and fine aggregates, a substantial quality of which passes a N ^o 8 (2.36 -mm) sieve and a portion of which may pass a N ^o 200 (0.075-mm) sieve, slurry seal treatments			

(a) The test requirement for settlement may be waived when the emulsified asphalt is used in less than 5 days time; or the purchaser may require that the settlement test be run from the time the sample is received until it is used, if the elapsed time is less than 5 days.

(b) The 24-h (1-day) storage stability test may be used instead of the 5-day settlement test.

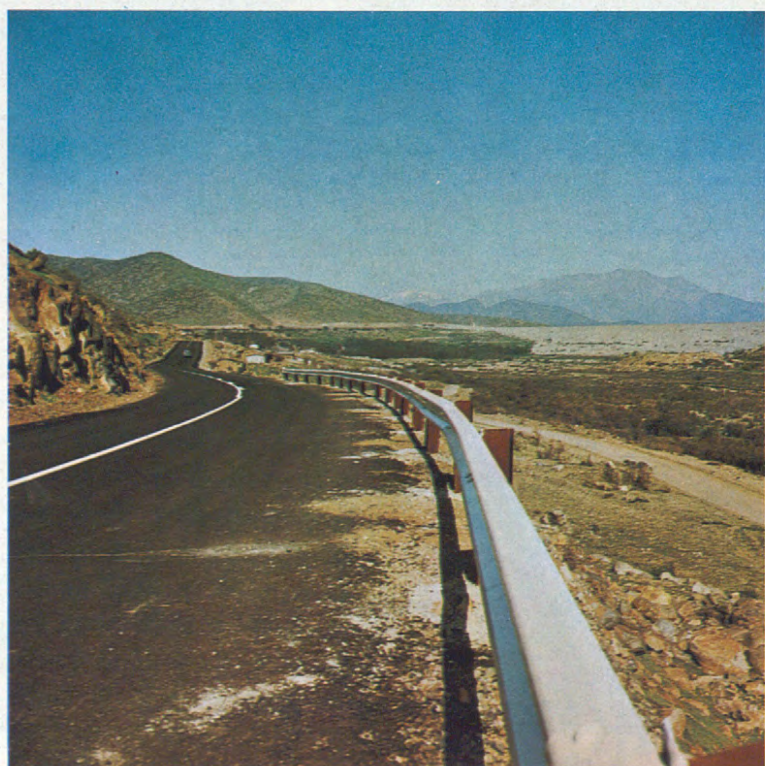
(c) The demulsibility test shall be made within 30 days from date of shipment.



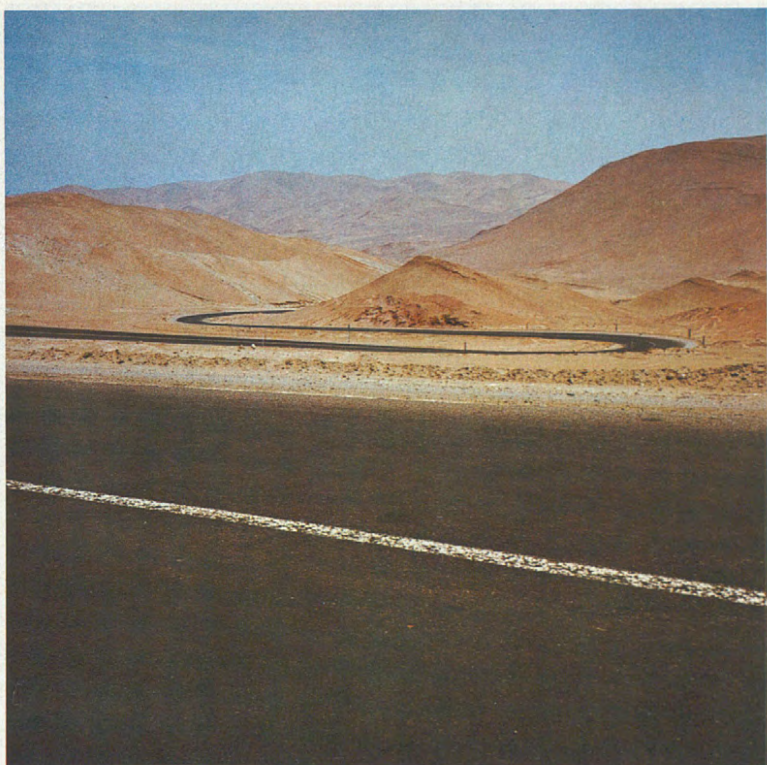
Camino Calama a El Lago. Sector Miscanti.



Camino de Sara a Pica. Bosque de Tamarugos.



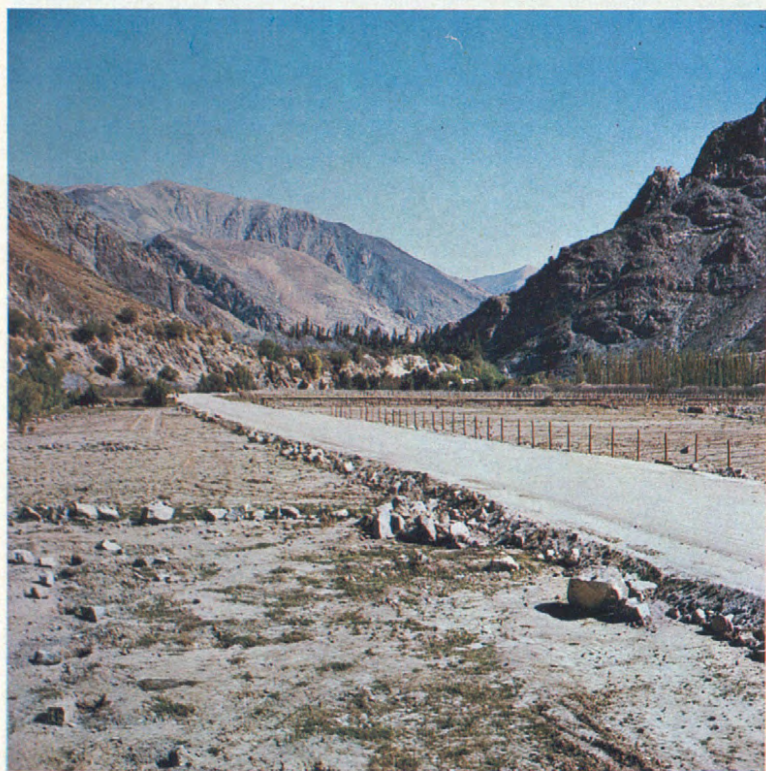
Camino de Ovalle a Sotaqui.



Camino de Hambeston a Iquique, Cuesta Huantajaye.



Acceso nuevo a Iquique.



Camino de Serena a La Laguna, Sector Varillal.



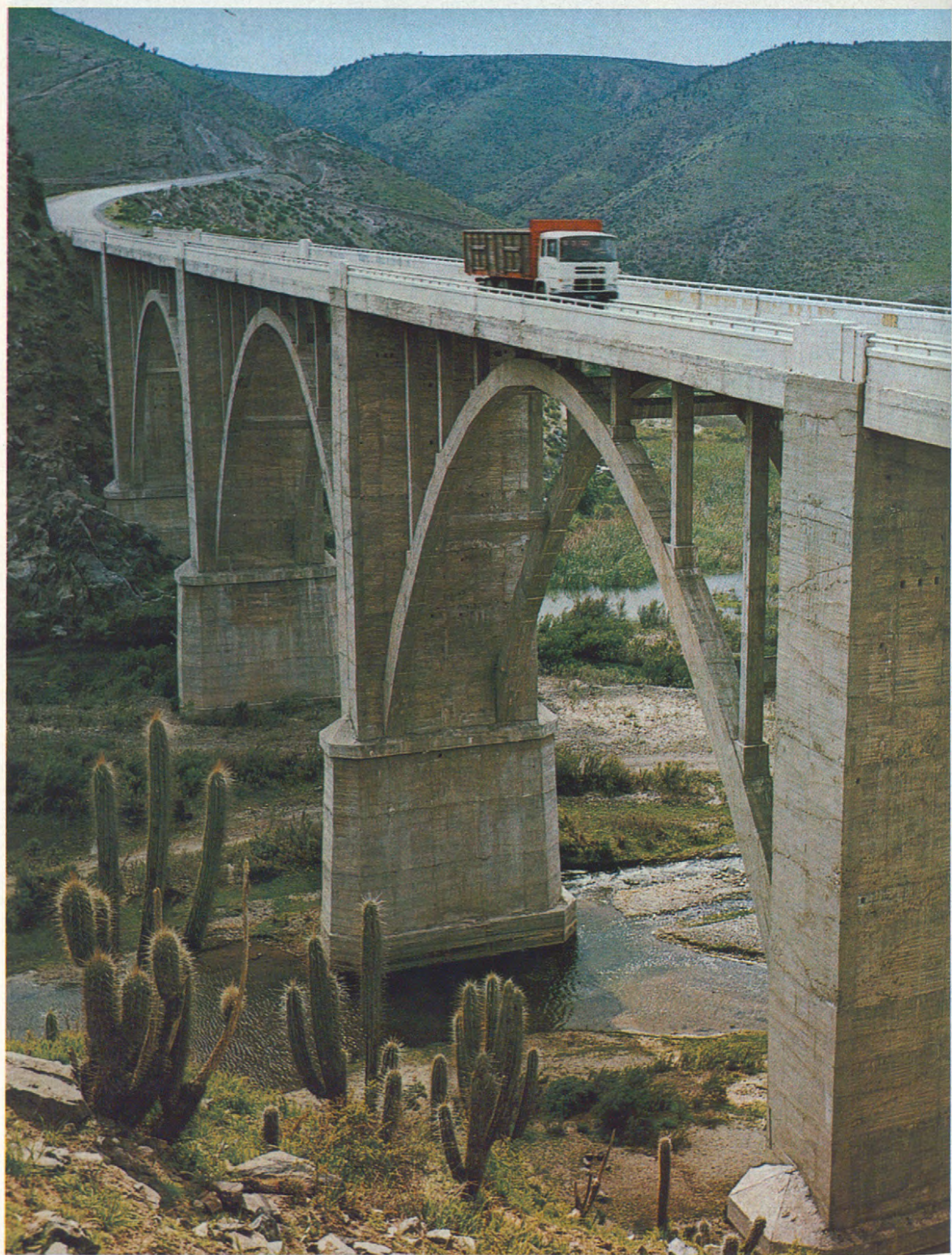
Lago Elizalde, XI Región.



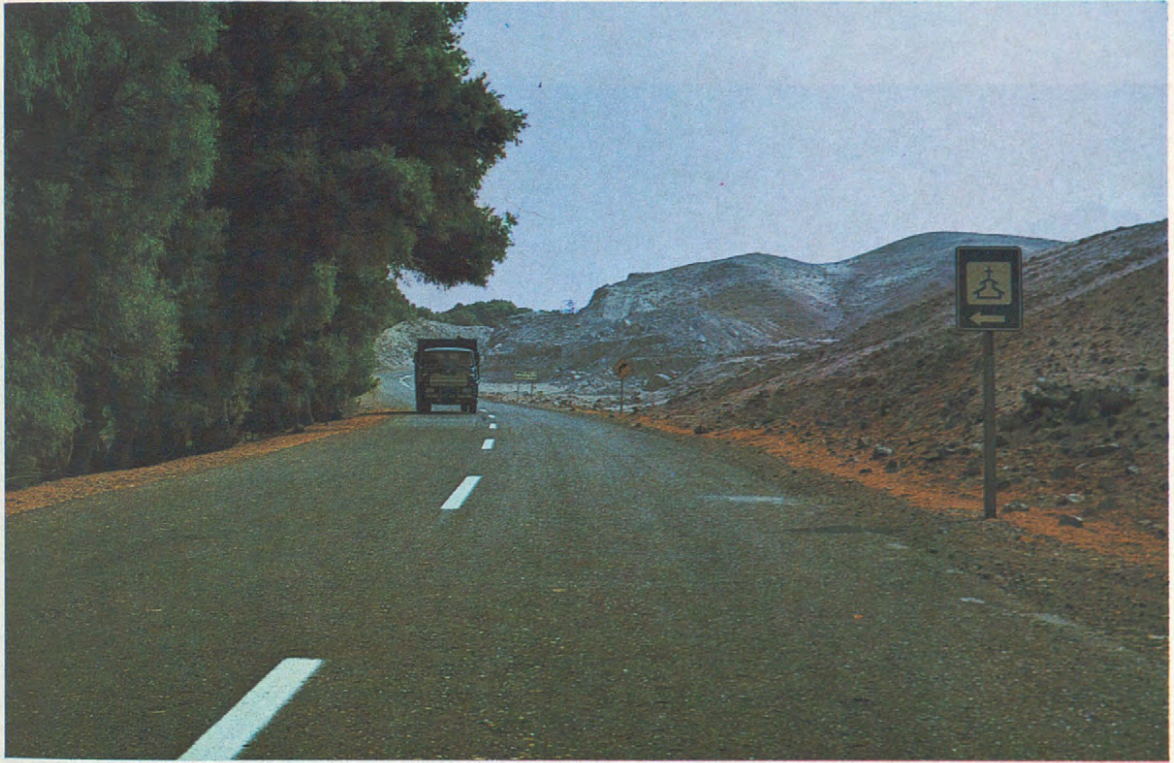
Camino Calama a El Lago, Variante Socaire.



Camino de Calama a San Pedro de Atacama. Sector Valle de la Luna.



Longitudinal Norte. Puente Salala sobre Río Limari.



Camino de Arica a Putre. Sector El Molino.



Camino de Ovalle a Sotaqui.



Camino Casablanca - Algarrobo.

Estudios de laboratorio y terreno de materiales granulares tratados con cemento, para bases

RAUL MARTINEZ CASTILLO

Debido al acelerado crecimiento del tránsito de hoy día, la construcción de caminos requiere el uso de bases y sub-bases con estabilidad y capacidad adecuada para soportar las cargas requeridas. Los materiales deben ser bien graduados y de buena calidad. La disponibilidad de estos buenos materiales continúa decreciendo, ya sea por no existir en la zona, por estar agotándose o encontrándose muy retirados de la construcción misma para ser transportados económicamente. En muchos casos es preferible tratar con cemento aquellos materiales granulares de baja calidad que se encuentran en la vecindad de la construcción, transformándolos en bases y sub-bases aceptables.

Este artículo se refiere a los resultados de un estudio de laboratorio y terreno donde se compararon las resistencias, poder de soporte y durabilidad de un material granular chancado de buena calidad versus dos materiales granulares de baja calidad que fueron tratados con diferentes porcentajes de cemento. El objetivo del estudio fue el siguiente:

- 1) Determinar mediante pruebas de laboratorio la influencia en la resistencia y durabilidad de dos materiales tratados con cemento en proporciones variables.
- 2) Determinar la relación entre las pruebas del laboratorio con los resultados de terreno.
- 3) Comparar el comportamiento en terreno de un suelo mejorado con cemento versus un suelo-cemento standard bajo condiciones climáticas adversas de hielo y deshielo.

Un material designado como "Suelo-Cemento Standard" es aquel que contiene la mínima cantidad de cemento exigida por las

pruebas (ASTM) de laboratorio para el ensaye de hielo-deshielo y mojado-secado. El nombre de "Suelo Mejorado con Cemento" se asigna a aquel material que es mezclado con una cantidad de cemento inferior a la mínima exigida por las pruebas indicadas arriba.

El material granular que cumple con las especificaciones de Base o Sub-base, (en sí mismo de buena calidad) y es tratado con cemento, se clasifica como Base o Sub-base tratada con cemento y puede o no cumplir con las exigencias de un Suelo-Cemento Standard.

CARACTERISTICAS DE LOS MATERIALES:

En la figura N.º 1 se indican las granulometrías de los dos materiales granulares (N.º 1 y 2) y del material granular chancado (N.º 3) que fueron utilizados en el estudio. Además,

FIGURA N.º 1

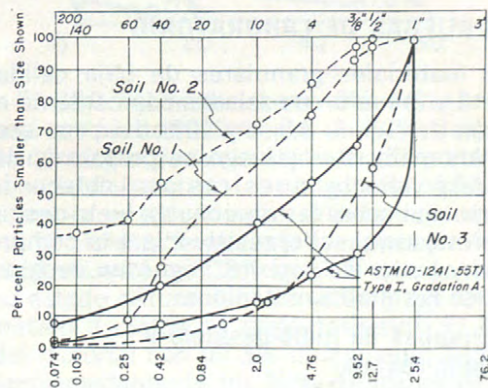


TABLA N.º 1. PROPIEDADES FISICAS DE LOS MATERIALES

	Material N.º 1, de baja calidad	Material N.º 2, de baja calidad	Material N.º 3, aceptable
Límite Líquido	16	28	14
Índice de Plasticidad	No Plástico	15	No Plástico
Grupo AASHO de Suelos	A-1-b(0)	A-6(1)	A-1-a(0)
CBR	36	11	103

se indican los límites de granulometría para un material de Base según las especificaciones del ASTM. Las características físicas, poder de soporte (CBR) y clasificación de los materiales (AASHO), se indican en la tabla N.º 1.

De la figura N.º 1 se puede apreciar que el material N.º 1 es arenoso, de graduación irregular y con el 80% fuera de la banda especificada para material de Base. El porcentaje de finos bajo la malla 200 sólo alcanza a un 3%. El material N.º 2 es aún más fino que el primero, de graduación irregular y contiene un 37% de finos que pasan la malla 200. Debido a lo último, este material pudiera causar bombeo (pumping) bajo un pavimento de hormigón al contener un exceso de agua. El material chancado (N.º 3) es limpio, bien graduado, desviando de las especificaciones para Base sólo bajo la malla N.º 10.

Analizando las características físicas de los mismos, los materiales N.os 1 y 2 son de un CBR muy inferior al mínimo del 80% exigido para materiales de Base. En cambio el material N.º 3 es de un CBR muy por arriba del mínimo aceptable. El material N.º 2 contiene un índice de plasticidad muy superior al máximo aceptable de 6.

1) PRUEBAS DE LABORATORIO

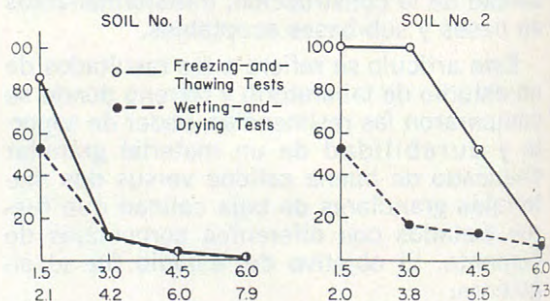
Los materiales granulares de baja calidad (N.º 1 y 2) fueron mezclados con cemento en razón del 1.5; 3; 4.5; 6 y 10% del peso seco de los materiales y luego se prepararon las correspondiente muestras para obtener información sobre las pruebas de hielo-deshielo y mojado-secado; resistencia a la compresión y poder de soporte. Sigue un desglose de los resultados obtenidos:

a) Pruebas de hielo-deshielo y mojado-secado.

Las muestras fabricadas con los materiales N.os 1 y 2 fueron sometidas a los 12 ciclos

de hielo-deshielo y mojado-secado de acuerdo a las pruebas del ASTM. Un ciclo de la primera prueba consiste en congelar la muestra, descongelarla y luego cepillarla con un cepillo de acero para finalmente obtener el porcentaje de pérdida total en peso después de los 12 ciclos. La prueba exige que no haya una pérdida mayor al 14% del peso inicial de la muestra. La segunda prueba es similar, salvo que las muestras son colocadas en agua (total inmersión) y luego secadas en un horno previo a ser cepilladas. Los resultados se indican en la figura N.º 2.

FIGURA N.º 2 PERDIDAS DE LAS MUESTRAS DESPUES DE 12 CICLOS DE LA PRUEBA ASTM



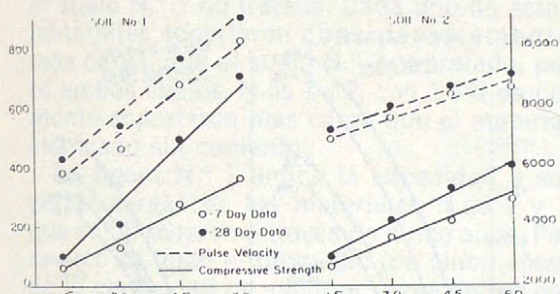
Basándose en los datos obtenidos, se decidió que el 4% y el 7% de cemento en los materiales N.os 1 y 2 respectivamente, sería el mínimo porcentaje aceptable para obtener un suelo-cemento standard.

b) Resistencia a la Compresión no Confinada

Se fabricaron testigos de 2,8" de diámetro y 5,6" de altura para determinar las resistencias a la compresión de los materiales mezclados con diferentes porcentajes de cemento.

La figura N.º 3 indica los resultados de laboratorio a los 7 y 28 días.

**FIGURA N.º 3
RESISTENCIA A LA COMPRESION**

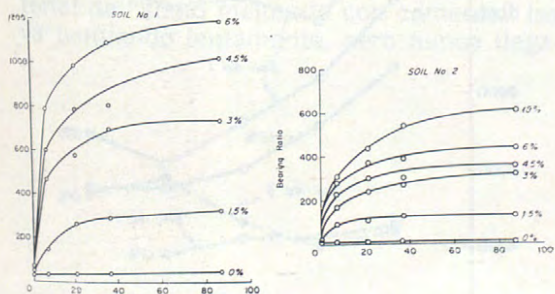


Se puede apreciar que la resistencia de ambos materiales aumentó casi linealmente en relación a la cantidad de cemento agregado. Sin embargo, ésta no necesariamente es una característica válida para todo suelo tratado con cemento.

c) Poder de soporte (CBR)

Se fabricaron muestras de 6" diámetro y 4,6" de altura con los materiales granulares N.os 1 y 2 de acuerdo a la prueba D 698-58T del ASTM. Ambos materiales se mezclaron con un contenido de cemento del 1.5; 3; 4.5 y 6% y además se prepararon testigos del material N.º 2 con un 10% de cemento. Las muestras fueron curadas y probadas en su molde después de períodos de curado de 7; 21; 37 y 87 días. Los resultados se indican en la figura N.º 4.

**FIGURA N.º 4
INFLUENCIA DEL CONTENIDO DE CEMENTO EN EL PODER DE SOPORTE**



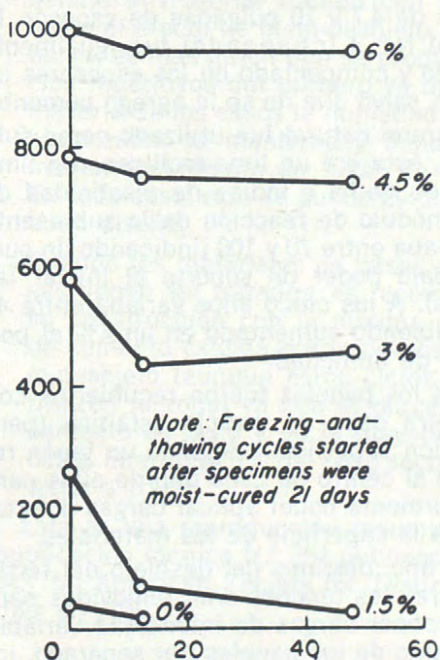
Se puede observar que el CBR aumentó con mayor cantidad de cemento y período de duración del curado. El aumento de soporte fue fuerte y casi lineal dentro de los prime-

ros siete días para después aumentar lentamente durante el resto del período del curado.

d) Poder de Soporte (CBR) Relacionado con Hielo-Deshielo.

Esta prueba se efectuó con el material N.º 1 para obtener el efecto de hielo-deshielo en el CBR del mismo. Las muestras se prepararon con cantidades variables de cemento desde 0% hasta el 6%. Después de 21 días de curado, fueron sometidas a los ciclos de hielo-deshielo y luego determinado su CBR. Los resultados se indican en la figura N.º 5 donde se han comparado con los CBR obtenidos a los 21 días de la figura N.º 4.

**FIGURA N.º 5
EFECTO DEL HIELO-DESHIELO EN EL CBR DEL MATERIAL**



El CBR del material con 0% de cemento bajó en aproximadamente un 50% después de 12 ciclos de hielo-deshielo. El poder de soporte del material mezclado con 1,5% de cemento se redujo notoriamente después de los 12 ciclos y finalmente (después de 48 ciclos) alcanzó un CBR igual al que tenía en su estado natural (sin cemento y sin ser sometido a ciclos de hielo-deshielo). El CBR del material con un 3% de cemento bajó en aproximadamente un 30% después de los primeros 12 ciclos, sin embargo, se mantu-

vo igual hasta los 48 ciclos. El material con 4.5% y 6% de cemento bajó muy poco en su CBR, entre cero y 48 ciclos de hielo-deshielo. Estas pruebas de laboratorio confirmaron los resultados del punto "a", que el material N.º 1 no es suficientemente adecuado para soportar severos ciclos de hielo-deshielo con una cantidad de cemento inferior al 4%.

PRUEBA DE TERRENO

La prueba en terreno duró cinco años, obteniéndose datos cada año después del deshielo del terreno natural, el cual se congelaba hasta una profundidad de 0,50 m.

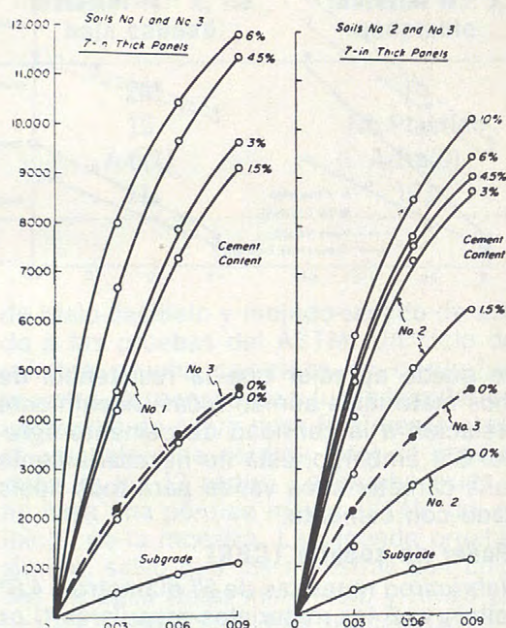
Para la prueba se construyó una serie de paneles de 4 x 4 pies sobre el terreno natural. Los materiales N.º 1 y 2 fueron mezclados con diferentes cantidades de cemento y compactados dentro de los paneles en espesores de 4,7 y 10 pulgadas de espesor. El material N.º 3 (chancado) fue igualmente colocado y compactado en los espesores indicados, salvo que no se le agregó cemento.

El terreno natural fue utilizado como subrasante, éste era un limo-arcilloso con límite líquido de 48 e índice de plasticidad de 24. El módulo de reacción de la subrasante "k" variaba entre 70 y 100 (indicando un suelo de bajo poder de soporte al iniciar las pruebas). A los cinco años variaba entre 40 y 65, habiendo aumentado en un 4% el porcentaje de humedad.

Todos los paneles fueron recubiertos con una ligera capa de mezcla asfáltica (para protección superficial) dejando un tapón removible al centro de cada uno de ellos para posteriormente poder aplicar cargas directamente a la superficie de los materiales.

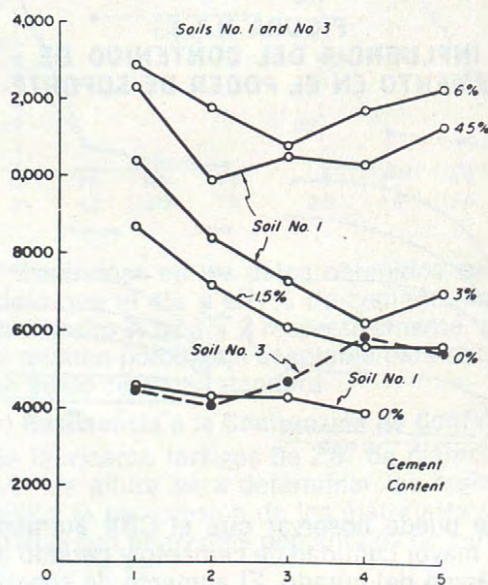
Cada año, después del deshielo del terreno natural, los tapones eran removidos para poder aplicar cargas de intensidad variable a cada uno de los paneles por separado, incluso a los construidos con material chancado (material N.º 3 sin cemento). Las Cargas se aplicaron a través de una placa de acero de 12" diámetro, obteniéndose seis mediciones de deflexión por carga aplicada (una por cada lado y dos al centro del panel). De estas mediciones se calculó la deflexión neta (la diferencia entre las deflexiones al centro del panel y las orillas) para cada una de las cargas. La figura N.º 6 indica los resultados del primer año en los paneles de 7" de espesor para cada uno de los materiales probados.

FIGURA N.º 6
DEFLEXIONES NETAS DESPUES DEL PRIMER AÑO



Los datos indican que bajo estas condiciones de exposición, el agregado del 1,5% de cemento dobló la capacidad portante de los suelos N.os 1 y 2. Incrementando la cantidad de cemento se aumentó la capacidad

FIGURA N.º 7



portante, pero en una relación decreciente.

El suelo N.º 3 (material chancado no tratado) soportó ligeramente mayor carga que el suelo N.º 1 no tratado. Cada uno de estos materiales soportaron considerablemente más carga, que el suelo N.º 2 no tratado; pero ambos suelos, N.os 1 y 2, con 1,5% de cemento soportaron más carga que el material chancado sin cemento.

La figura N.º 7 indica la capacidad a soportar cargas de los materiales N.os 1 y 3 que se obtuvieron a través de cinco años. Para esto se tomó el promedio (de cinco años) de la capacidad de soportar carga de los paneles de 4, 7 y 10 pulgadas de espesor (de cada uno de los materiales) en relación a una deflexión neta de 0,09" (2,3 mm.).

Se puede observar que la capacidad de soporte del material N.º (sin cemento) varió poco durante los cinco años. El resto de los paneles con cemento, incluso el material granular chancado sin cemento, se comportaron en forma errática. Se comprobaron los resultados de laboratorio que indicaron que el material N.º 1 con una cantidad de cemento inferior al 4% (designado "suelo mejorado con cemento") pierde bastante capacidad de soporte a través de los años cuando es expuesto a severas condiciones climáticas de hielo-deshielo. Sin embargo al final de los cinco años siempre quedó muy superior al mismo material no tratado, ya que mantenía cementación parcial.

El material N.º 1 con 4,5 y 6% de cemento (considerado Suelo-Cemento Standard) bajó y luego recuperó su poder de soporte a través de los cinco años. Como es difícil llevar una prueba a través de 20 años, se supone que un material designado suelo-cemento standard, bajo severas condiciones climáticas, puede mantener sus características de buen soporte a lo largo del período y un material de "suelo mejorado con cemento" las va perdiendo lentamente, pero nunca llega

rá a ser igual a lo que era originalmente ya que siempre mantendrá algo de cementación:

En resumen, se llegó a las siguientes conclusiones:

- La mayoría de los materiales se pueden tratar con cemento, mejorando sus características substancialmente. En donde las condiciones de hielo-deshielo no son severas, es muy conveniente agregar un porcentaje bajo de cemento a los materiales de baja calidad con el objeto de obtener bases y sub-bases de la calidad exigida en las especificaciones.
- En zonas de severas condiciones de hielo-deshielo es imprescindible la construcción de un Suelo-Cemento Standard que contenga el mínimo de cemento exigido por la prueba hielo-deshielo del ASTM.
- El efecto de mojado-secado puede ser tan dañino al material tratado con cemento como el efecto de hielo-deshielo. Sin embargo, es más difícil que se produzcan ciclos repetitivos del primero ya que en la mayoría de los casos la humedad bajo los pavimentos se mantiene y tiende a aumentar lentamente en lugar de secarse. En todo caso, esto se puede evitar con un buen diseño.
- Cuando los materiales de bases o subbases deben ser tratados, es recomendable su construcción con la mínima cantidad de cemento exigida por la prueba de hielo-deshielo (aunque estos ciclos no ocurran en la zona) ya que el porcentaje de cemento es poco y en la mayoría de los casos inferior al 5% del peso seco del material a tratar.

Esta es una reproducción resumida de la publicación técnica N.º 254 publicada por el (ASTM) American Society for Testing Materials en 1959.

La Computación y el Diseño de Caminos

PATRICIO DOBRY C.

I.—INTRODUCCION

En los últimos años ha adquirido una importancia creciente el uso de computadores digitales en diversas aplicaciones de ciencia, tecnología e ingeniería. En la totalidad de los países desarrollados, su uso se ha transformado en algo absolutamente habitual; tanto es así, que ya es algo corriente que la mayor parte de los textos, artículos, cursos, etc. dedicados a cualquier problema ingenieril, parten del uso cotidiano de los computadores para resolver una serie de problemas.

En nuestro país ha existido también un importante desarrollo de la computación, y en los últimos años se ha multiplicado la cantidad de computadores, y se ha ido generalizando su uso.

Podríamos afirmar que su uso es ya habitual en múltiples aplicaciones: en las universidades, en diversas aplicaciones industriales, comerciales, y, en forma creciente, en ingeniería.

En este punto, es esencial dejar absolutamente claro que el computador constituye sólo una herramienta muy poderosa, por cierto, en manos del ingeniero. Su papel consiste en realizar las múltiples operaciones que, realizadas en forma manual, demorarían meses o años, además de los posibles errores que se cometerían.

Este hecho se traduce no sólo en un factor tiempo, sino que, derivado de él, en la posibilidad de realizar numerosos tanteos en busca de soluciones mejores. Más adelante volveremos sobre este punto. En estas breves páginas, trataremos de describir someramente los usos de la computación en el diseño y construcción de caminos, y las ventajas de sus aplicaciones.

II.—LA COMPUTACION Y EL DISEÑO DE CAMINOS

1) En el diseño de un camino, intervienen múltiples elementos que son susceptibles de toma de decisiones por parte del diseñador entre estos múltiples elementos podemos señalar, sin pretender una enumeración exhaustiva, los siguientes:

- i Pre estudios de factibilidad.
- ii Estudio de factibilidad.
- iii Selección primaria de soluciones (trazado general, ubicación de ciertos puntos obligados, etc.).
- iv Anteproyecto de las soluciones seleccionadas (levantamiento topográfico por medios tradicionales o aerofotogramétricos, ubicación del o de los ejes rojos, tantos del o las rasantes, consideraciones de radios de curvas horizontales o verticales, ubicación de tierras y obras de arte, etc.).

2) Junto a los elementos señalados, cabe indicar, además numerosos otros factores, como por ejemplo, la posibilidad de que el computador entregue soluciones de acuerdo a normas que se le indiquen, utilizando directamente planos aerofotogramétricos, a medida que se va efectuando la restitución.

2.1. Estos elementos conducen a problemas fundamentales, tales como buscar una solución que cumpliendo con los requisitos necesarios, sea más económica, ya que es evidente que para un conjunto de necesidades, habrá muchas soluciones correctas, pero sólo una será la más económica, es decir la "óptima".

2.2. Ahora bien, el óptimo en el sentido matemático está fuera de las posibilidades

reales actuales, ya que implicaría un modelo matemático excesivamente complejo, por la inmensa cantidad de variables a considerarse. Debemos hacer notar en este punto, que en teoría existen infinitas soluciones que cumplen con los requisitos básicos de un camino (ir de un punto a otro, cumpliendo ciertas normas establecidas).

2.3. Ahora bien, lo que no sólo es posible, sino además sencillo, y se hace habitualmente en los países de ingeniería avanzada, es "acercarse" a una solución "buena" (ya que no se puede lograr la "óptima"), haciendo los cálculos correspondientes a distintas soluciones.

2.4. Es decir, se aprovecha la enorme velocidad y exactitud de cálculo de los computadores, para determinar múltiples soluciones en lugar de una.

2.5. En realidad, el proceso lógico es determinar una solución, analizarla, y como resultado del análisis, variar ciertos parámetros (por ejemplo pendientes) y volver a calcular. Este proceso puede repetirse hasta que se considere que se ha obtenido una solución suficientemente "buena".

2.6. Para cualquiera que haya diseñado caminos, resultará evidente que este proceso no es posible por el tiempo que tomaría realizarlo en forma manual, pero que, por el contrario, con la ayuda de computadores, este proceso es extremadamente simple.

En síntesis, vemos que existe un uso fundamental de los computadores en el diseño de caminos, de enorme utilidad que se refiere a la posibilidad de calcular diversas alternativas de solución, haciendo "tanteos" que aproximen a una solución que, aunque no sea óptima desde el punto de vista matemático sea suficientemente "buena".

3) Haremos a continuación un breve análisis de los principales elementos a considerarse en el diseño de un camino, desde el punto de vista del uso de computadores.

i) El punto de partida, debe ser la necesidad o conveniencia (producto de estudios de factibilidad) de construir o ampliar un camino entre dos puntos cualesquiera.

Desde luego, los computadores son útiles en los estudios de factibilidad, al poder determinar múltiples indicadores, y almacenar datos indispensables en el estudio de factibilidad relativo a beneficio y costos indirectos por zonas, etc.

No entremos en detalles sobre este punto

salvo insistir que en un estudio de factibilidad que utilice una base de datos computacionales, y determine diversos indicadores, será más eficiente y más económico, y sobre todo, mucho más confiable.

A todo lo anterior, habría que agregar el uso de computadores con claras ventajas, en la totalidad de los aspectos económicos del estudio de un camino, además de los mencionados. En especial el problema de procesamiento de un censo caminero, periódico y con la complejidad que se desee, es una herramienta indispensable en un buen estudio económico.

ii) Una vez resuelta la necesidad de realizar la obra, el problema queda planteado en los siguientes términos:

Debe construirse un camino entre los puntos A y B, que cumpla con las normas habituales (o algunas especiales), definiendo las características tipo (perfil, trazado en planta pendiente máxima, etc.).

Ahora bien, hemos dicho que existen infinitas soluciones, pero algunas son considerablemente más económicas que otras.

iii) El procedimiento habitual "manual" consiste en relacionar una ruta en mapas, cartas, fotos aéreas y otros antecedentes principalmente en la experiencia de los diseñadores. Luego se realizan los levantamientos topográficos, pero sólo en función de la ruta previamente seleccionada.

iv) Debemos aceptar que en general en Chile los diseñadores han demostrado gran eficiencia en la selección de esta ruta previa pero debe aceptarse el hecho obvio que sería mucho más conveniente determinar esta ruta previa con más datos topográficos, y calculando costos alternativos de muchas soluciones posibles. Naturalmente, las sucesivas soluciones se irán planteando de acuerdo a la experiencia de los diseñadores.

v) Conviene detallar algo más los aspectos fundamentales del uso de computadores:

Por una parte, en el cálculo de rasantes, curvas horizontales, etc. Son evidentes las ventajas que se producen; pero fundamentalmente, en la cubicación de tierras (incluyendo coeficientes de computación, gráficos de Bruckner, etc.) que es la parte decisiva del costo de un camino, permitirá al computador calcular distintas soluciones, variando el trazado del camino (tanto en la planta como en las rasantes).

vi) En resumen, los computadores permiten obtener soluciones excelentes, analizando un campo mucho más amplio, y facilitando

el cálculo de los diversos elementos del camino, desde el estudio de factibilidad con varias alternativas a los distintos aspectos del diseño: rasante, curvas horizontales, curvas verticales, cubicación de tierras, coeficientes de computación, elementos del gráfico de Bruckner, etc.

III.—LA COMPUTACION Y LA CONSTRUCCION DE CAMINOS

Este punto será analizado en forma muy somera; sólo diremos que en el campo de control de avance físico y financiero de obras, optimización de tiempos o costos, y, en general en todos los aspectos técnicos y/o administrativos de ejecución de una obra, se ha demostrado por la experiencia que la utilidad del uso del computador es indiscutible.

Puede afirmarse incluso, que obras de cierta envergadura, sólo con uso de computadores es posible tener un adecuado control financiero y técnico del avance de la obra.

IV.—LA COMPUTACION Y LOS "METODOS MANUALES"

Hasta aquí, hemos planteado diversos aspectos en el diseño y construcción de caminos en que es útil el uso de computadores.

Sin embargo, cabría decir que, en general, el diseño y construcción de caminos han existido largos años sin el uso de computadores, es por lo tanto, legítimo hacerse preguntas tales como:

¿Es indispensable el uso de computador?

¿Es conveniente?

¿Qué costo tiene?

Las respuestas a estas preguntas son categóricas.

Sin duda, es "posible" diseñar caminos sin computadores, tal como sería "posible" transportar carga de Santiago a Puerto Montt en carreta. Pero, sin duda, por las implicaciones económicas, esta "posibilidad" se transforma en la más rotunda imposibilidad.

Sin lugar a dudas, por lo expresado en or-

den a buscar una solución que se acerque a una solución que se acerque a un "óptimo", de analizar diversas soluciones tanto desde el punto de vista técnico como económico.

Para nadie es un misterio que la diferencia de costo entre una buena y una mala solución, es tal que compensa con creces el gasto que pudiera hacerse en los estudios.

Si a esto se agrega que aún en términos directos, sin considerar beneficios indirectos el uso de computadores es de menos costos que la solución manual, las ventajas son realmente incuestionables.

Finalmente vale la pena aclarar algunos puntos sobre un problema que se discute en forma permanente.

Existen diversos programas, por ejemplo, cubicación movimientos de tierra en caminos.

Asumiendo que todos ellos calculan en forma correcta, sin duda hay algunos que son más económicos y más fáciles de utilizar.

Esto es así ya que existen programas de uso muy general, tipo "paquete", preparados por las firmas proveedoras de equipos, o por prestigiosas firmas de ingeniería de países muy desarrollados.

Estos programas destinados a ser utilizados en países distintos, con normas diferentes, etc., son más complejos y costosos que programas preparados especialmente de acuerdo a las normas existentes en nuestro país.

V.—CONCLUSIONES

De acuerdo a lo expresado anteriormente se puede concluir que los computadores ofrecen claras ventajas en su aplicación al diseño y construcción de caminos, por ahorro de tiempo, de costos, y básicamente por posibilitar una solución mejor, que se acerque a una óptima, al permitir comparar distintas alternativas de solución.

Sería ampliamente conveniente para el desarrollo tecnológico del país, que el uso de computadores en aplicaciones al diseño y construcción de caminos fuera cada día mayor, como ocurre en los países más desarrollados.

Sistemas Viales Urbanos y Rurales

HERNAN DOMINGUEZ LIRA

Todo sistema vial es básicamente una infraestructura de transporte o de comunicación. En líneas generales, se puede decir que dentro de un país existen dos tipos de sistemas bastante diferenciados. Uno que podríamos llamar rural, que permiten la intercomunicación entre distintos puntos en el ámbito de todo un país o una región. El otro tipo que llamamos urbano, son propios e internos de cada ciudad y permiten la intercomunicación entre las distintas zonas de la metrópoli, dentro del ámbito urbano. Ambos tipos de sistemas están intercomunicados por una serie de caminos y avenidas de acceso y penetración a las ciudades constituyendo un sistema intermedio. Aunque tienen muchas características similares, porque resuelven problemas y cumplen objetivos semejantes, tienen también diferencias esenciales, tales como:

— Usuarios

En primer lugar habría que señalar que los volúmenes de tránsito que circulan por las vías urbanas son considerablemente mayores que los que circulan por los caminos rurales. Así mientras los primeros se miden en decenas de miles por día, los rurales alcanzan estas cifras sólo en ciertos caminos muy importantes y en circunstancias especialísimas.

Las vías urbanas son también usadas por los peatones, los cuales circulan por ellas y permanentemente necesitan cruzarlas.

Los tipos de cargas en ambos sistemas son muy diferentes. Mientras en las vías urbanas el volumen de tránsito está compuesto, en su mayor parte, por vehículos livianos alcanzando éstos porcentajes muchas veces superiores

al 90% del volumen total, en caminos rurales una distribución tipo sería 50% vehículos livianos, 40% de camiones y 10% varios.

— Medios en que se desarrollan

El medio en que se desarrollan ambos tipos de sistemas es totalmente diferente. En el rural los caminos son vías de intercomunicación donde lo importante en su diseño es la funcionalidad y economía. No sucede lo mismo con las obras de vialidad urbana donde hay que considerar que el medio donde se desarrolla es el habitat del hombre. En una avenida o en una calle ocurre la vida de las personas, el sistema vial se establece entre la población dentro de su medio de vida lo que obliga a tomar en cuenta al ejecutar y proyectar estas obras una serie de valores estéticos, arquitectónicos y urbanísticos. Al mismo tiempo, la presencia de los peatones introduce ciertas necesidades, como por ejemplo, un buen alumbrado, los cruces peatonales, las señalizaciones de tránsito especiales, los estacionamientos, etc. Esta misma circunstancia de irrumpir en un medio en el cual el hombre vive produce la permanente interferencia de todo tipo de servicios, tales como: instalaciones de energía eléctrica y teléfonos, cañerías de agua potable, alcantarillado, gas, etc. Además, por el valor del terreno urbanizado las expropiaciones tienen restos notablemente superiores.

— Estructura del sistema

Las distancias que unen o interconectan ambos tipos de sistemas son sustancialmente distintos. Los sistemas rurales están constituidos por caminos de cientos y hasta miles de ki-

lómetros, mientras que los sistemas urbanos son redes más tupidas y menos extendidas que funcionan como tales, no existiendo prácticamente calles o avenidas bipolares que unan un punto con otro en una sola dimensión sino que unen muchos puntos con muchos otros en las dos dimensiones de la superficie. En vialidad urbana no hay un origen y un destino sino múltiples orígenes y múltiples destinos. Esto es evidentemente un problema de escalas ya que las redes rurales también interconectan muchos orígenes y muchos destinos, pero las grandes distancias son las que hacen que los usuarios, la mayoría de las veces, no utilicen la red sino solo se muevan en una dirección.

Por otra parte, la implantación de esta red por la dureza del medio urbano, en el cual se establece, no permite diseñar con la libertad que la técnica estricta exigiría. Hay en la ciudad (por razones históricas, de infraestructura de servicios, económicas, etc.) una serie de limitantes que deben ser salvadas y que restringen u obligan a diseñar con características especiales.

— Criterio económico determinante

En el caso de obras urbanas la elección del diseño de las obras y la oportunidad de ejecución se define fundamentalmente por el factor tiempo recorrido; en los caminos rurales el factor más importante es el largo virtual.

En las carreteras, reduciendo el largo virtual, se minimiza el costo de operación, es decir, el costo que tiene para un vehículo liviano el recorrer el camino y el costo que tiene un vehículo pesado transportar una tonelada a lo largo de dicho camino. En vialidad urbana, por ser los usuarios fundamentalmente personas, lo que se minimiza es el tiempo recorrido. Estos criterios se fundan en el hecho de que los caminos rurales responden generalmente a una necesidad impuesta por una estrategia económica o de desarrollo; en cambio, la vía urbana responde, en su diseño, a una necesidad de evitar un problema de congestión o atochamiento de tránsito. Por otra parte en las técnicas de diseño vial pueden apreciarse diferencias sustanciales.

Diseño de pavimentos

Fuera de las condiciones de resistencia de los pavimentos hay otros factores que tam-

bién intervienen para definir los criterios de cálculo como por ejemplo la vida de diseño, el índice de utilidad (I.U.), la tecnología de construcción, etc.

En Chile es corriente usar un I.U. dos y un período de diseño del orden de 20 a 30 años valores que es necesario revisar para ser aplicados en obras de vialidad urbana, ya que ésta actúa sobre trazados rígidos con vidas útiles más que centenarias.

En relación con el tránsito es preferible utilizar un criterio conservador ya que su crecimiento al tratarse de una obra urbana, es muy difícil de evaluar por estar sujeto a muchos imponderables como son: decisiones de tipo administrativo sobre sentidos de tránsito (Ej.: Avenida Costanera del río Mapocho en Santiago); restricción de usos; en el sistema real las avenidas no funcionan solas y cualquier decisión que se tome en una de ellas repercute en todo un sector; las políticas automotrices; el precio y la disponibilidad de los combustibles; el desarrollo de las zonas, etc. Los factores de seguridad de carga en los pavimentos de hormigón en el caso urbano también es recomendable tomarlos con criterio conservador si pensamos que las cargas estáticas urbanas son considerables por las constantes detenciones y estacionamientos. En todo caso en el peor de los casos, se producirán mayores períodos de diseño, pero como la vida útil es bastante amplia el riesgo de tener un diseño deficiente es menor.

En las estratigrafías de tránsito cabe hacer notar que las rurales no pueden ser aplicadas directamente cuando se trata de diseñar pavimentos urbanos. Esto muestra la necesidad de contar con estudios que permitan tener estratigrafías tipos para los casos urbanos en los cuales los vehículos pesados representan menos del 10% del total, a fin de definir con seguridad las frecuencias de las distintas solicitudes. Al mismo tiempo para conocer la demanda, las redes urbanas requieren de censos serios y sistemáticos que configuren una estadística confiable.

Cuando se diseñan pavimentos en ciudades como Santiago, donde existe una completa gama de posibilidades en lo que respecta a abastecimiento de materiales, es necesario comparar muchas alternativas antes de tomar una decisión. Es así como, al contar con plantas de hormigón y de asfaltos se pueden obtener, con distintas soluciones, pavimentos de óptima calidad y duración.

ESTRUCTURACION Y CALCULO DE PASOS Y PUENTES

Aparentemente el problema de diseñar y calcular puentes y pasos urbanos es igual, sin embargo, hay implícitas en el diseño y en la estructuración una serie de características que son diferentes influyen indirectamente en el cálculo. En primer lugar, la razón de ser de la obra misma, es decir los objetivos que cumplen, difieren notablemente.

En el caso rural se trata de salvar un curso de aguas que intersecta el trazado de un camino, y en el caso urbano (paso inferior) lo que se pretende salvar es una corriente de vehículos a fin de tener continuidad en ambas avenidas. Y, simultáneamente, constituyen cruces peatonales.

De esta diferencia esencial se desprenden las características más importantes de ambos tipos de estructuras:

Ubicación. Los pasos urbanos se ubican sencillamente donde el cruce conflictivo se produce; los puentes rurales, normalmente, se ubican donde las condiciones topográficas, geológicas, hidrológicas y de trazado son más convenientes para cruzar el curso de las aguas. Es corriente que la ubicación del puente obligue al trazado.

Justificación. Los pasos urbanos, como solución de cruce, se justifican por los volúmenes de tránsito que circulan en ambas avenidas. Al respecto podemos señalar que, en Estados Unidos un criterio es el siguiente: las avenidas proyectadas para un volumen horario pronosticado a 20 años de 800 o más vehículos en una dirección, requieren separación de niveles cuando cruzan otra avenida o calle que actualmente aloje volúmenes promedio de 200 o más vehículos en ambas direcciones; y, las avenidas con volúmenes horarios pronosticados a 20 años de 250 o más vehículos en una dirección deben pasar a distinto nivel de otras avenidas con volúmenes pronosticados a 20 años de 750 vehículos o más por hora.

En el caso rural de acuerdo al volumen y nivel de agua máxima y a consideraciones de tipo geológicas e hidrológicas se define la estructura.

Ahora bien, la oportunidad de ejecución se decide por razones económicas. En el caso rural bajo un criterio de desarrollo y en el urbano se evita una congestión de tránsito.

Características de diseño. Al diseñar un paso urbano, que lo es también de peatones,

hay que lograr que tenga una arquitectura armónica con el sector en el que se ubica y no debe producir discontinuidades urbanísticas (de preferencia se usa paso inferior). Por estas razones hay que procurar en estas obras un acabado que los puentes rurales no requieren. Por ejemplo, es conveniente usar moldajes que den terminaciones finas, diseños de barandas acordes con la estructura, se debe evitar el derrame de agua en los muros, etc. Además, las estructuras deben presentar un aspecto liviano y en lo posible transparente. Conjuntamente con estas características estéticas hay consideraciones de diseño que son propias de las obras urbanas. La existencia de una avenida bajo la estructura implica que se deba dejar un gálibo vertical mínimo de 4,50 mts. lo que obliga a usar vigas más bien bajas (máximo un metro de altura). Este factor en muchos casos obliga a descartar la viga de hormigón. Por otra parte, a fin de evitar el efecto túnel, con las consiguientes disminuciones de capacidad de tránsito en la vía inferior, las cepas deben ser transparentes. Y puede ser interesante, aunque generalmente es antieconómico, considerar la posibilidad de ejecutar los estribos a media altura del terraplén dejando un talud y una cepa transparente a plomo de la vereda.

El diseño de las alas de los estribos es motivado por la rigidez de la estructura y por el carácter de paso peatonal. Es así como, para definir el ángulo de los muros ala en planta y los largos y altos de los mismos, se debe procurar evitar el derrame de las tierras sobre las veredas.

En los puentes rurales se diseñan las alas para dar rigidez a la estructura y para proteger los terraplenes de las crecidas de los ríos.

El ancho de los pasos, normalmente, es muy superior al de los puentes debido a que las avenidas urbanas son mucho más anchas que los caminos rurales. En Kennedy-Manquehue se tiene por ejemplo un tablero de 38,5 metros, dos veredas de dos metros cada una y un bandejón central de 3,5 metros (este ancho es uno de los mayores que existen en Chile).

Es importante también en obras urbanas considerar las ventajas que una solución prefabricada presenta desde el punto de vista del tiempo de ejecución, ya que cualquier mayor demora en la construcción implica serios trastornos para la ciudad, provocando

congestiones en circunstancias que justamente es éste el problema fundamental que trata de solucionar.

Estructuración. La solución o diseño estructural en los puentes rurales queda definida por razones topográficas y por las posibilidades de fundación de la infraestructura. El agua produce socavación por lo que las cotas de fundación normalmente son más profundas que en los pasos ya que se necesita suelo firme que no sufra dicho efecto. La ubicación de las fundaciones define el tipo de solución para la superestructura. En los puentes urbanos lo que define la ubicación de los elementos de la infraestructura es el perfil transversal de la avenida que se ubica bajo

el paso. Las fundaciones, generalmente, son directas y no presentan problemas mayores.

Otras consideraciones que podríamos señalar se refieren a aspectos constructivos que, en ambos casos, son muy diferentes. El construir sobre un lecho de río, hace que, en los puentes rurales, el lanzamiento de vigas, la construcción de las fundaciones, etc. sufran complicaciones importantes que no se presentan en los pasos a distinto nivel. Por último, cabe señalar que por la humedad la mantención de los puentes rurales es más difícil y costosa debiendo ser más rigurosa por no tener siempre estas estructuras otras alternativas que permitan desviar el tránsito durante los períodos de reparación.

Puente Colgante Presidente Ibáñez en Puerto Aysén, Provincia de Aysén, XI Región

Nelson J. San Martín Santana

INTRODUCCION

Acceso marítimo a la Provincia de Aysén, XI Región, es el Puerto Chacabuco que está unido a las principales ciudades de la Región por el camino Puerto Chacabuco-Puerto Aysén-Coyhaique, el cual cruza, entre otros ríos, sobre el río Aysén que divide a la ciudad de Puerto Aysén en dos.

Existió, hasta la construcción del Puente Colgante un balseo para el paso de vehículos, peatones, ganado, etc. que hacía sumamente lento, difícil y peligroso el transporte.

Ampliamente justificado se inició la construcción del Puente Colgante, el cual se inauguró oficialmente en 1964 y estuvo en servicio normal hasta el 10 de noviembre de 1973 fecha en que súbitamente se cortó un cable inferior externo en el lado derecho (Noroeste) aguas abajo, en una zona próxima al cono de anclaje. Se observó también una grieta en el macizo de anclaje sur.

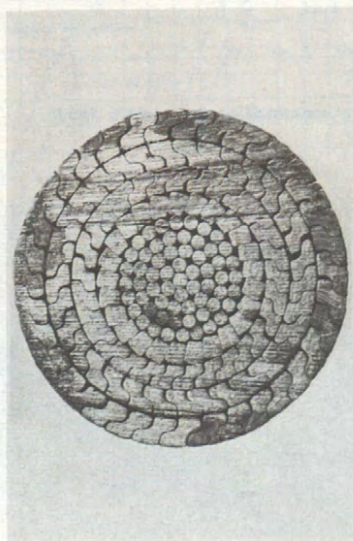
CARACTERISTICAS DE LA OBRA

Este puente colgante es de un tramo de 210 mt. de luz, con viga atiesadora enrejada que es sostenida por 22 colgadores por lado, los que a su vez están unidos a 8 cables por lado de 8 cm. de diámetro exterior cada uno. Tiene calzada de 8 mt. y dos pasillos de 1,4 mt. cada uno.

Los cables se apoyan en cuatro pilas huecas de acero de 1,25 x 1,25 m. aproximadamente, las cuales están rotuladas en la base, y anclados en dos grandes macizos de hormigón de dimensiones 9,1 x 40 x 23 m. (alto-largo-ancho).

El anclaje de los cables se efectúa en estos macizos mediante conos especiales.

Los cables son de acero de alta resistencia del tipo cerrado formado por un forón central de $1 + 6 + 12 + 18 + 24$ alambres redondos de 3,4; 3,1; 3,1; 3,2 y 3,2 mm. de diámetro, respectivamente, y cuatro capas de alambres perfilados que rodean una tras otra al torón central. La capa exterior, 1.ª capa está formada de 35 hebras de 7,15 mm. de diámetro equivalente; la siguiente 2.ª capa de 33 hebras de 6,07 mm. de diámetro equivalente; la 3.ª de 29 hebras de 5,6 mm. de diámetro equivalente y la 4.ª capa de 25 hebras de 5,0 mm. de diámetro equivalente. El diámetro equivalente se determinó en todos los casos pesando una longitud medida de alambre y aplicando la fórmula $d_{eq} = 12,8 G$, en que G es el peso por unidad de longitud. La masa por unidad de longitud es 33,5 Kg/m. El paso de la hélice de la capa



exterior es de 78 cm. Con estos datos se determinó la sección total del cable, de 40,5 cm².

Los cables tienen disposición simétrica de dos arriba, tres al centro y dos abajo, suspendido en cada extremo de las pilas.

En la Fig. 1 se presenta vista general del puente y la Fig. 2 una fotografía.

ANTECEDENTES

Al Departamento de Puentes correspondió, desde el primer momento, analizar el problema suscitado, para conocer la causa de la rotura, conocer el estado de estabilidad de la estructura y buscar soluciones.

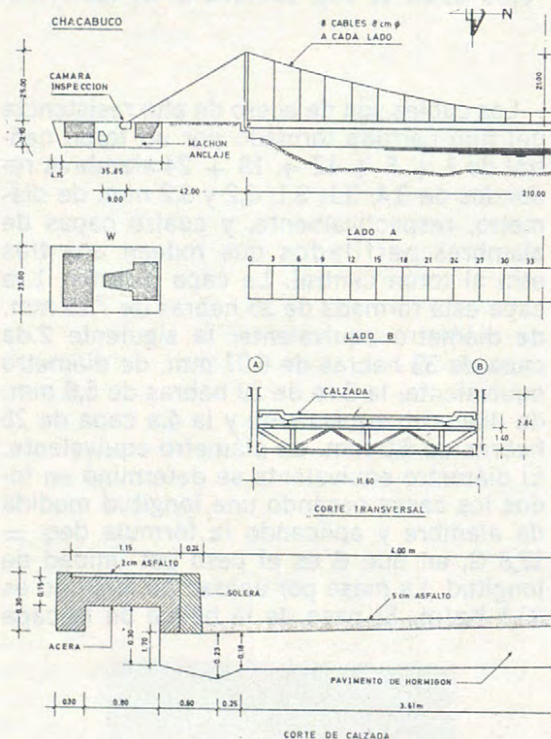
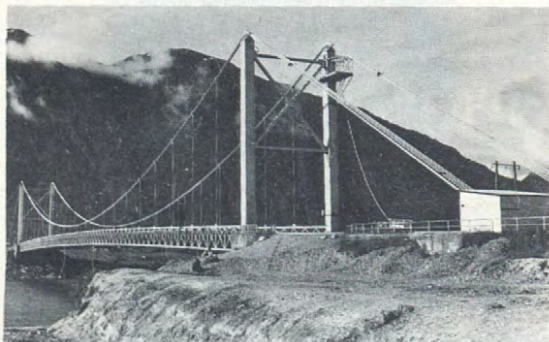


Fig. 1. Plano esquemático del puente Aysen.



Para ello se solicitó la asesoría de un Ingeniero de la República Federal Alemana, señor Franz Medicus, que en febrero de 1974 inspeccionó el puente y en forma especial los cables, emitiendo un informe en que consideraba como causa probable de rotura, un desalineamiento entre el cono de anclaje y el eje del cable, más una desviación anormal de las abrazaderas que tomaban el sistema de ocho cables entre ellos el cortado y presencia de oxidación.

Propuso ciertas medidas de emergencia que consistieron fundamentalmente en retirar las barandas metálicas de ambos lados, demoler las veredas incluyendo guardarrodas y el pavimento de la calzada además de limitar el paso a un vehículo a la vez, cualquiera que fuera su peso y a una velocidad máxima de circulación de 20 Km/h.

Sin perjuicio de lo anterior, se buscó solucionar en forma definitiva el problema y en febrero de 1975 visitaron el puente dos ingenieros alemanes de la firma D.S.D. Dillinger, especialistas en puentes, los cuales hicieron entre otras observaciones, una medición completa de la geometría del puente y señalaron fallas en éste motivada por defectos de montaje.

Las soluciones dadas por ellos contemplaba desde el cambio de los cables, hasta el desarme del puente y su reemplazo por una estructura simplemente apoyada.

La Dirección de Vialidad prefería una solución de reparación que dejara en servicio la obra aunque fuera en forma limitada por lo que solicitó al Ingeniero Civil Sr. Santiago Arias S., que se abocara al estudio y proyecto de reparación y refuerzos necesarios, estudios que consisten, entre otros, básicamente en:

- Planteamiento de un modelo matemático representativo de la estructura del puente.
- Medidas y análisis para diferentes estados de carga.
- Un programa de experiencias y mediciones en terreno y su análisis.
- Programa de ensayos en laboratorio.
- Comparación del modelo con las pruebas de cargas.
- Análisis de los resultados.

Con estos y otros antecedentes se desarrollará el proyecto de reparación.

A la fecha, la etapa más definitiva es la que corresponde a los ensayos de laboratorio, los cuales fueron realizados por IDIEM y que comprendieron:

Propiedades mecánicas

Alambres. Se ensayaron a tracción probetas de los alambres de cada una de las capas y a cada una de ellas se le midió el alargamiento durante el ensayo. En la Fig. 3 se presentan los diagramas tensión-deformación para cada una de las capas; además, en la Tabla 1 se da un resumen de las características más importantes.

Los diagramas de los alambres perfilados de las capas externas se obtuvieron con un extensómetro magnético inductor y en estos casos se hicieron etapas de carga descarga, que permiten calcular ciclos de histéresis. De los gráficos respectivos se obtuvieron los valores anotados en la Tabla II, que solamente dan órdenes de valores. En la Fig. 3 se han omitido los ciclos aludidos, por razones de escala.

TABLA I

Posición	Diámetro mm	Sección mm ²	Límite fluencia 0.2% kgf/mm ²	Límite rotura kgf/mm ²	Alargamiento rotura %	Módulo de elasticidad E kgf/mm ²
1. ^a capa	7.15	40.15	105	133	4.0	2.05 x 10 ⁴
2. ^a capa	6.07	28.93	123	145	4.3	1.88 x 10 ⁴
3. ^a capa	5.60	24.63	128	158	3.2	1.84 x 10 ⁴
4. ^a capa	5.00	19.64	126	164	4.0	—
Torón central	1. ^a	3.1	7.55	164	—	1.90 x 10 ⁴
	2. ^a	3.1	7.55	150	2.8	2.00 x 10 ⁴
	3. ^a	3.2	8.04	147	2.8	1.95 x 10 ⁴
	4. ^a	3.2	8.04	133	2.8	2.05 x 10 ⁴
centro	3.4	9.08	110	—	—	—

TABLA II

CICLOS DE HISTERESIS ALAMBRES PERFILADOS

Capa	Ciclo carga descarga kgf/cm ²	Energía unidad de volumen por ciclo	
		kgf x cm/cm ³	% de la energía elástica total
1. ^a	0 - 7220	0.51	4
	0 - 8470	0.82	5
2. ^a	0 - 8640	1.08	6
	0 - 10800	2.17	7
3. ^a	0 - 10560	3.00	10
4. ^a	0 - 12730	3.05	8

Cables. Se acondicionó un trozo de cable de 48 cm., soldándole a cada extremo una barra de acero redonda. La soldadura se realizó siguiendo instrucciones especiales de pre y pos calentamiento a 350°C, enfriamiento lento y aplicaciones de electrodos de bajo hidrógeno, todas estas precauciones obedecen al alto contenido de carbono del acero del cable.

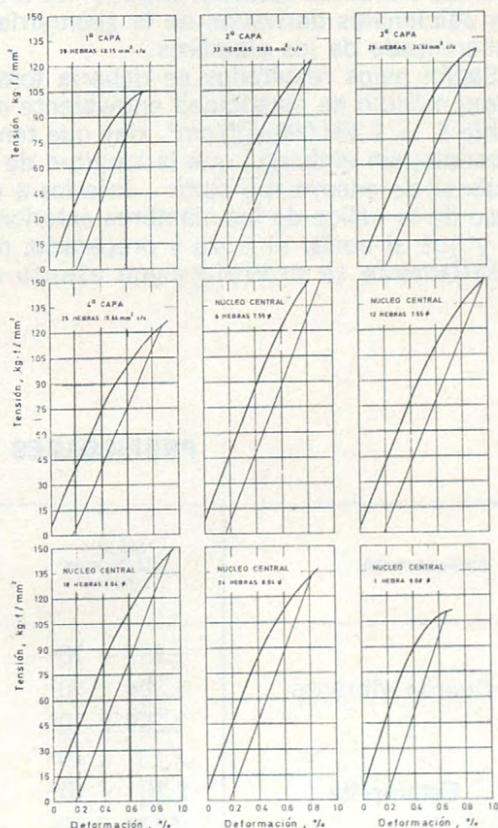


Fig. 3. Diagrama tensión-deformación de los alambres de las diferentes capas de cable.

En el trozo de cable se dispusieron dos cuerdas vibrantes y dos estampillas para medir las deformaciones. En la fotografía de la Fig. 4 se muestra el cable en la etapa de ensayo.

El trozo de cable se sometió a dos ciclos de carga descarga entre 1 y 50 toneladas y un ciclo entre 1 y 100 toneladas, que es la capacidad de la máquina de ensayo.

En la Fig. 5 se presentan los diagramas carga deformación obtenidos con cuerdas vibrantes y con estampillas (strain gages)

En la Tabla III se resumen los resultados más relevantes.

Los valores correspondientes a cuerdas vibrantes representan con más propiedad la deformabilidad del cable, que los obtenidos con estampillas, porque aquéllas miden el desplazamiento relativo de dos secciones de cable y éstas miden la deformación de un alambre superficial. Así se deja ver en los valores de los módulos de elasticidad que aparecen en la Tabla III, ya que los de las estampillas son en realidad los del acero en sí como material aumentados en alrededor de 6% por el paso de la hélice y los de las cuerdas vibrantes detectan también los efectos adicionales derivados de la geometría y del trenzado de los alambres.

Según estos resultados se debería tomar como módulo de elasticidad equivalente del cable $E = 1.300.000 \text{ kgf/cm}^2$. Hay que tener presente, sin embargo, que la longitud de la probeta de ensayo fue corta —inferior a un paso de la hélice de los alambres exteriores— y que al cortar el trozo y prepararlo, necesariamente se produjo algún efecto de



Fig. 4. Trozo de cable en la máquina de tracción. Se observan los extensómetros a cuerdas vibrantes.

desenrollado. Por otra parte la soldadura en los extremos de la probeta produce un efecto de fijación más rápida que en el funcionamiento real del cable: este efecto puede compensar al anterior.

TABLA III

PROPIEDADES MECANICAS DEL CABLE

Extensómetro	Módulo elasticidad kgf/cm^2	Ciclo de histéresis		
		Carga descarga t	Energía por unidad de volumen	
			$\text{kgf} \times \text{cm/cm}^3$	%
Cuerda vibrante	1.297×10^6	1 - 50 - 1	—	—
	1.304×10^6	1 - 50 - 1	0.047	4.1
	1.299×10^6	1 - 100 - 1	—	—
Estampilla	2.13×10^6	10 - 50 - 10	—	—
	2.10×10^6	10 - 50 - 10	—	—
	2.10×10^6	10 - 100 - 10	—	—

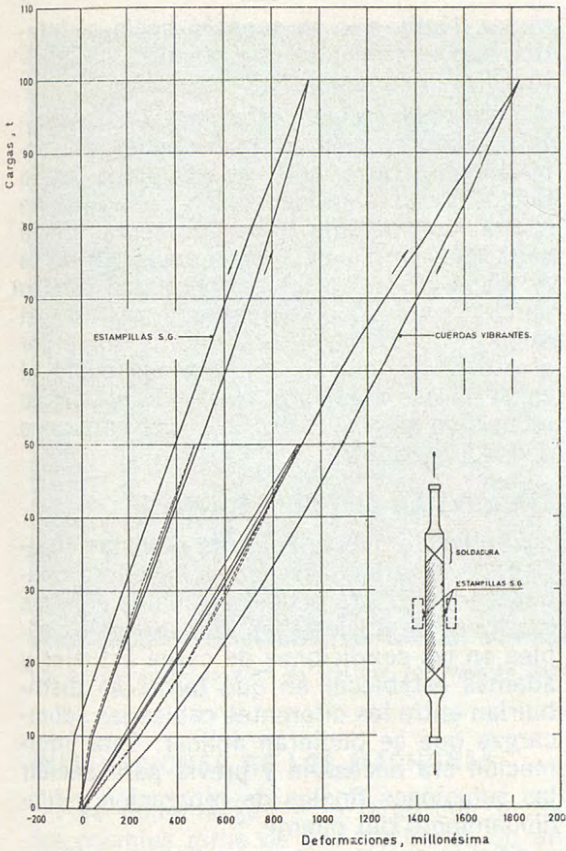


Fig. 5. Diagrama carga-deformación de un trozo de cable sometido a tracción.

ANÁLISIS DE LAS CAUSAS DE LA ROTURA

Según los datos de resistencia de los alambres por separado se puede estimar que cada cable tiene una resistencia a la fluencia de 470 toneladas y a la rotura de 600 toneladas; admitiendo que por el cableado se pierde un 12% de resistencia, la resistencia a la rotura de cada cable es de 530 toneladas. Esta resistencia es más de dos veces la tensión que experimenta el cable debido a cargas permanentes, sobrecargas y efectos de temperatura, según la memoria de cálculo.

Se puede descartar, entonces, un exceso de tensión, por sí mismo, como causa de la rotura.

La inspección visual de la zona de falla, la cual se produjo por rotura de los alambres en el arranque del cable del cono de anclaje, muestra que ella tuvo su origen en las hebras exteriores y fue penetrando hacia las interiores, tal vez en forma sucesiva y separada, hasta que, finalmente, se rompió de una vez un grupo de alambres del núcleo central. Las hebras externas muestran fractura de tipo frágil, sin estricción, aparentemente transgranular; mientras que hay es-

tricción en la zona de fractura del grupo de alambres del núcleo interior. En la Fig. 6 se pueden apreciar algunos de los detalles mencionados.

Estas características relacionan la rotura con el fenómeno de corrosión bajo tensión, conocido e investigado desde hace bastante tiempo. Por ejemplo, en el puente colgante General U.S. Grant, a través del río Ohio, en Portsmouth, se produjo corrosión bajo tensión en la zona de anclaje, que se detectó hacia 1940. En el estudio experimental que se realizó a raíz de ese caso, se verificó que el fenómeno se producía en ciertas atmósferas corrosivas a partir de tensiones del orden del 60% de la tensión de fluencia. En la discusión del trabajo presentado a este respecto se mencionan otras fallas similares en los puentes H. Hope y Ambassador y se hace ver que por efecto de la curvatura previa de los alambres prefabricados hay tensiones internas, que sumadas a las provocadas por las cargas, pueden dar el umbral. El tipo de rotura es intergranular, casi siempre empieza normal a la superficie y tiende a tornarse diagonal hacia el interior.



Fig. 6. Zona de rotura del cable, en la profundidad del cono de anclaje.

Para dejar bien aclarado el punto en el caso del cable del Puente Aysén, se cortaron pequeños pedazos de alambres en la zona de rotura y de ellos se prepararon muestras para examen metalográfico y para observación en el microscopio electrónico de barrido. Los cortes se hicieron en la dirección del eje del alambre y en todos los provenientes de hebras externas se apreciaron microgrietas y productos de corrosión. Estos detalles pueden apreciarse claramente en las fotografías de las Figs. 7, 8 y en ellas se aprecia además que el tipo de rotura es transgranular.

En la Fig. 9 se muestra la superficie de fractura de una hebra rota por tracción en el laboratorio, cuyo aspecto es característico de la rotura dúctil y ese mismo aspecto presenta la rotura mostrada en la Fig. 10, que corresponde a una hebra del núcleo central.

La existencia de productos de corrosión en las grietas es índice de que se ha producido corrosión. Si las zonas hubiesen sido observadas inmediatamente después de la rotura no hubiera habido duda de que se trataba de un fenómeno de corrosión por tensión, pero como pasó un tiempo (más de un año) desde la falla hasta que se hicieron estas observaciones podría plantearse la duda de que la corrosión haya sido posterior. Sin embargo, como la rotura de los alambres externos tiene carácter frágil, transgranular y la de los alambres internos tiene ca-

rácter dúctil, que se acentúa hacia el interior, hay que aceptar que la causa de la rotura fue la corrosión bajo tensión.

Es posible, incluso, establecer con bastante aproximación la carga a que estaba sometido el cable cuando se produjo la rotura final. En efecto, la inspección de la zona de rotura muestra que todas las hebras de la capa exterior, 21 de la que sigue, 18 de la 3.^a capa y 5 de la 5.^a se rompieron total o parcialmente por corrosión, una tras otra, el resto de las hebras se rompió de golpe por efecto de la tensión que actuaba sobre el cable en ese momento. Haciendo el cálculo respectivo se encuentra que esa carga era del orden de 220 t.

ENSAYOS EN EL PUENTE AYSÉN

El objetivo más importante de estas experiencias programadas por el ingeniero Santiago Arias S., era encontrar cuáles eran las tensiones a que estaban sometidos los cables en las condiciones de carga actuales y además establecer en qué forma se distribuirían entre los diferentes cables las sobrecargas que se pudieran aplicar. Esta información era necesaria y previa para decidir las soluciones finales de reparación y funcionamiento del puente.

Adicionalmente, el programa consultaba instalar instrumentos que indicaran a lo largo del tiempo las posibles inclinaciones de los machones de anclaje, y medir el período de vibración transversal del puente.

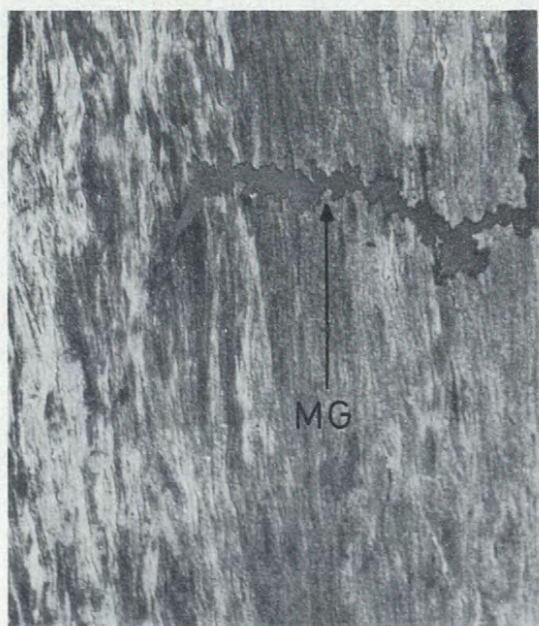


Fig. 7. Zona de fractura de un alambre exterior. Vista de una microgrieta (MG) 500 x.



Fig. 8. Zona de fractura de un alambre exterior. Vista de una microgrieta (MG) bordeando los granos. 150 x.

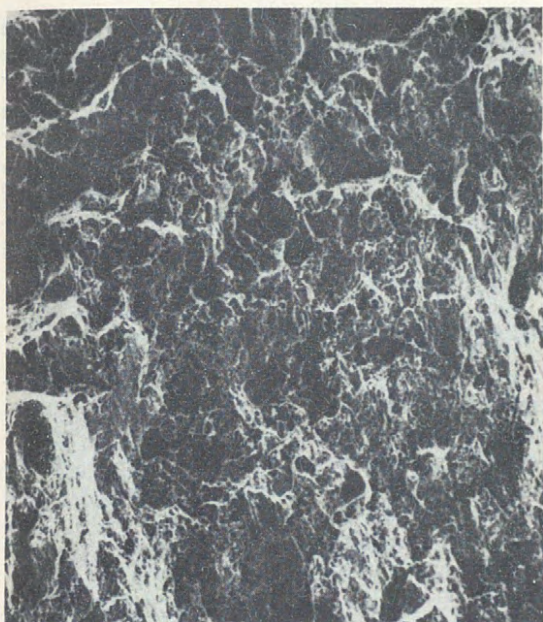


Fig. 9. Aspecto de la zona de fractura por tracción (tipo dúctil). 1500 x.



Fig. 10 Aspecto de la rotura de una hebra del núcleo central. 500 x.

INCLINACIONES DE LOS MACHONES

Para poder seguir a lo largo del tiempo los posibles giros de los machones de anclaje, se colocaron cuatro inclinómetros Maihak. Estos se fijaron a las paredes de los machones con tres pernos introducidos en sendas perforaciones que se rellenaron con resina epoxi.

Dos de ellos se colocaron en la cámara norponiente y otros dos en la suroriente. Uno de los inclinómetros de cada cámara detecta giros en torno a un eje en la dirección N.S. (longitudinal) y otro en la dirección E. O. (transversal). Cada uno de estos instrumentos fue calibrado previamente, para establecer el ángulo que correspondía por división, el cual fue de 4.6'' en término medio.

Se tomarán lecturas de estos instrumentos periódicamente para detectar giros.

PERIODO DE VIBRACION TRANSVERSAL DEL PUENTE

Se determinó con un acelerómetro Schaevitz de 0.25 g de rango, que se colocó transversalmente en el puente en siete ubicaciones diferentes a lo largo del eje del puente. El acelerómetro se fijó en cada caso con tornillos a un trozo de madera pegado a la cubierta del puente con resina y sus señales se registraron en un inscriptor potenciométrico. Las determinaciones se hicieron en

momentos en que el puente se excitaba por el viento, que casi siempre sopla en una dirección transversal al puente, a por el paso de vehículos. Las oscilaciones mientras duraba la excitación forzada estaban muy recargadas de armónicas; en cambio, las oscilaciones libres posteriores eran mucho más limpias y permitieron establecer el período de oscilación transversal.

Se obtuvo un valor de 0.71 s, con una desviación típica de 0.14 s.

DETERMINACION DE LAS TENSIONES EN LOS CABLES

De la conocida fórmula de la frecuencia fundamental de vibración de un cable tenso

$$f = \frac{1}{2l} \sqrt{\frac{T}{m}}$$

en que: f = es el número de vibraciones por segundo.

l = la longitud del cable entre sus extremos de fijación.

T = la tensión del cable.

m = la masa del cable por unidad de longitud.

se obtiene $T = 4 m \cdot l^2 \cdot f^2$

Esta relación permite determinar las tensiones en los cables midiendo su frecuencia de vibración, para lo cual es necesario sacarlos de su posición de equilibrio, aplicándoles algún impulso externo.

En el caso presente, el viento y el tránsito de vehículos mantenían los trozos de cable entre el pilón y el machón de anclaje en permanente estado de vibración y el número de oscilaciones o pulsos podía contarse por contacto con la mano. De todas maneras, además, se adosó sucesivamente a cada cable un acelerómetro Schaevitz de 2 g de rango y se registraron las oscilaciones en un inscriptor potenciométrico y se contaron los ciclos por segundo en los registros. Entre ambos procedimientos hubo similitud de resultados en muchos casos, pero en algunos hubo franca discrepancia, con frecuencia más altas para la cuenta manual. Las diferencias deben atribuirse a las armónicas, que se ven claramente en los registros, y que en el contacto manual se confundieron con pulsos principales.

En la Tabla IV se dan valores de las tensiones, T, en toneladas, calculadas en la forma indicada a partir de las frecuencias determinadas en el inscriptor. La longitud, l, en metros, de cada segmento de cable se tomó de los planos, entre el extremo superior del pilón y unos tacos de madera colocados cerca de la entrada de los cables a los ductos de anclaje y en los cuales se apoyaban aquéllos.

Se observa en la tabla que la distribución de tensiones entre los cables no es uniforme. En el nororiente hay una media de 152 toneladas por cable con diferencias de hasta 9% en cada dirección. En el norponiente

la media es de 175 toneladas con 12% de exceso en el cable más cargado y 10% de diferencia en el más descargado. En el sur oriente la media es de 175 toneladas con 17% de defecto y 23% de exceso y en el sur poniente es de 124 toneladas con 32% de defecto y 24% de exceso. La media general es de 156 toneladas, con un 46% de diferencia en el cable más descargado y 38% en el más cargado.

PRUEBA DE CARGA DEL PUENTE

Se cargó el puente con áridos transportados en 4 camiones. En la primera carga los camiones se ubicaron en los tramos centrales del puente y se leyeron entonces todos los instrumentos. Los camiones se retiraron y se volvió a leer con sobrecarga nula. Luego los camiones depositaron su carga en el centro del puente y se hizo una nueva lectura. A continuación se fueron agregando en cada etapa sucesiva cuatro camiones con sus cargas desde el centro hacia los extremos y en ese estado de carga se leyó nuevamente; después se depositaban las cargas y se retiraban los camiones y se volvía a leer los instrumentos. En definitiva se cumplieron 13 etapas. Las cargas fueron sucesivamente de 0,56; 0,35; 91, 70, 126, 105, 161, 140, 196, 175 y 0 toneladas. La prueba se inició el día 19 de febrero a las 9.30 horas y ese mismo día a las 19.45 se completó la etapa 12. El puente quedó cargado con 176 toneladas hasta el día siguiente, en que se descargó. En la Fig. 11 se presenta una vista del puente cargado.

Las lecturas directas de los extensómetros de cuerdas vibrantes se multiplicaron por las constantes de cada una de éstas y los

TABLA IV

TENSION EN LOS CABLES CALCULADA A PARTIR DE LA FRECUENCIA DE OSCILACION, T, (t)

Cable Nº	Nor oriente				Nor poniente				Sur oriente				Sur poniente			
	f, n/s		l m	T t	f, n/s		l m	T t	f, n/s		l m	T t	f, n/s		l m	T t
	Manual	Insc.			Manual	Insc.			Manual	Insc.			Manual	Insc.		
1	2.174	2.074	50.9	152	—	—	—	—	2.381	2.437	50.9	169	2.222	1.597	50.9	87
2	2.174	2.061	50.9	150	2.439	2.229	50.9	187	2.222	2.083	50.9	154	—	1.538	50.9	84
3	2.174	1.961	51.4	139	2.000	2.105	51.4	160	2.000	2.083	51.4	157	2.564	1.923	51.4	134
4	1.923	1.905	58.4	169	2.041	2.034	58.4	193	2.000	1.961	58.4	179	2.222	1.816	58.4	154
5	1.887	1.852	58.4	160	2.083	2.051	58.4	196	2.000	1.942	58.4	176	2.222	1.765	58.4	145
6	2.000	2.062	51.4	154	2.041	2.143	51.4	168	2.381	2.400	51.4	208	2.222	1.818	51.4	119
7	2.000	2.041	51.4	150	2.381	2.083	51.4	157	2.439	2.440	51.4	216	2.041	1.923	51.4	134
8	2.083	2.000	51.4	144	2.381	2.128	51.4	164	2.273	2.000	51.4	144	2.000	1.942	51.4	136
Suma				1218				1225					1403			993



Fig. 11. Vista superior del puente en una de las etapas de carga.

resultados obtenidos son deformaciones de los cables, ϵ , en millonésimas. Esos valores se transformaron en tensiones en toneladas, multiplicándolos por la relación entre deformaciones y cargas sacada del gráfico de la Fig. 5, en el tramo de 80 a 100 toneladas. Se obtuvo $P, (t) = 0.054054 \epsilon$. En la Tabla V se presentan los resultados, los cuales también aparecen en la Fig. 12. Los datos de los extensómetros eléctricos dieron, en casi todos los casos, resultados más altos que las cuerdas vibrantes por las mismas razones que se expusieron en relación con el módulo de elasticidad del cable. Estos datos no se presentan en este trabajo.

INTERPRETACION DE LOS RESULTADOS

En el cálculo del puente Aysen se adoptaron las hipótesis usuales en este tipo de estructuras, a saber: la carga permanente, incluidos el peso propio de los cables de suspensión, de los colgantes, de la viga rigidizadora y del tablero, es soportada totalmente por los cables sin que se induzcan momentos flectores en la viga; se desprecian la deformación elástica y la inclinación de los colgantes, como así mismo la deformación de los pilones de soporte. En estas condiciones

los cables toman la forma de parábola cuadrática que corresponde a cargas repartidas uniformemente en toda su longitud. Al agregar cualquier sobrecarga, parte de ésta es absorbida por los cables y el resto por la viga de rigidización.

Comentarios finales

El programa completo realizado en el Puente Aysen proporcionó información suficiente y adecuada para sacar conclusiones sobre las causas de la rotura de uno de sus cables y sobre el estado actual de la estructura.

Con respecto al primer punto quedó en claro que la causa principal de la rotura fue la corrosión bajo tensión y que no hubo en ella incidencia importante de excesos de carga y menos aún de errores de proyecto. La corrosión que se produjo debe atribuirse a errores u omisiones en la protección de ciertas zonas de los cables con respecto al ambiente externo, especialmente a la humedad.

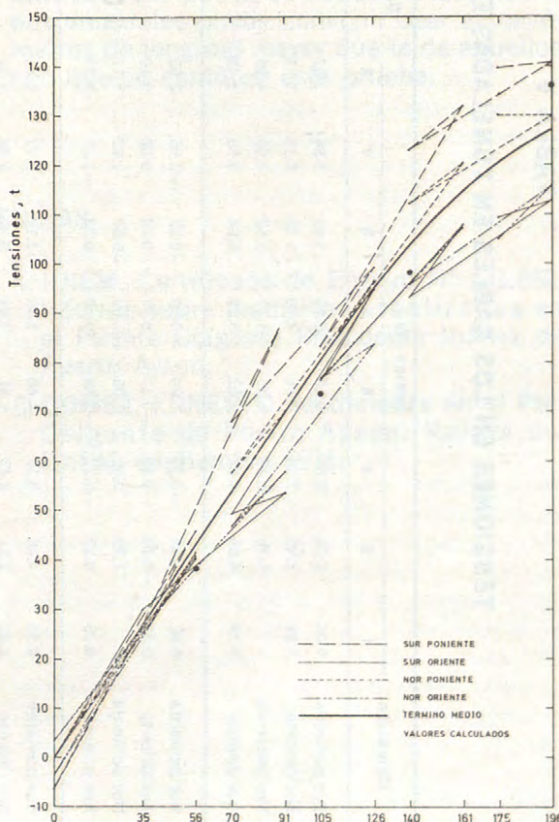


Fig. 12. Diagrama de tensiones en los cables en función de las cargas colocadas. Las curvas de trazo delgado corresponden a la suma de las tensiones en los cables indicados. La curva de trazo grueso corresponde al término medio de esas sumas parciales.

TABLA V

TENSIONES EN LOS CABLES EN TONELADAS EN LAS PRUEBAS DE CARGA

Carga t	Ubicación	Cables N°								Carga t	Cables N°							
		1	2	3	4	5	6	7	8		1	2	3	4	5	6	7	8
56	Sur poniente	9.06	6.16	5.56	6.16	5.69	5.63	3.84	3.62	105	10.06	11.43	6.78	9.86	9.52*	13.36*	10.87*	13.30*
	Sur Oriente	3.88	4.95	7.18	4.96	4.79	4.16	5.15	5.53		6.50*	7.76	12.67	13.79	8.65*	7.99	11.02	7.60
	Nor poniente		6.76	6.29	6.96	5.27	5.53	4.51	4.98			12.94	10.29	12.26	13.33	12.94	11.57	13.01
	Nor oriente	9.74	4.65	4.61	3.03	5.88	6.64	3.53	3.45			11.64	7.56	11.08	9.67	9.30	8.52	9.73
0	Sur poniente	0.02	0.04	-0.20	0.20	-0.30	-0.25	-2.95	-2.83	161	16.38	15.91	14.04	17.26	17.61	18.22	16.16	16.24
	Sur Oriente	0.02	-0.04	-0.20	-0.14	0.37	0.03	0.02	0.10		9.65	11.18	13.99	15.58	12.50	14.02	18.73	12.25
	Nor poniente		1.29	0.00	1.06	-1.03	-0.87	1.83	1.11			16.82	15.35	17.25	18.60	18.03	16.93	17.57
	Nor oriente	0.76	0.27	-0.77	-1.88	0.58	0.72	-1.27	-1.79			15.56	11.30	15.35	13.86	13.54	12.56	13.12
35	Sur poniente	4.35	4.46	3.16	4.45	5.88	3.14	0.77	0.81	140	15.12*	14.69	12.76	15.85	15.86	16.90*	16.95	14.74
	Sur Oriente	2.80	3.51	2.43	5.51	3.85	5.93	2.94	3.03		8.70*	10.19	13.30*	14.10*	11.20*	10.76	14.17	10.84
	Nor poniente		4.60	3.84	5.30	3.22	3.78	2.68	3.32			16.10	14.12	15.89	17.29	16.87	15.52	16.47
	Nor oriente	4.30	3.86	3.07	1.73	4.24	5.34	2.40	1.79			13.41	10.11	13.51	11.83	11.76	11.69	11.99
91	Sur poniente	10.57	12.21	10.54	11.22	10.54	13.66	11.58	9.10	196	17.32	17.02	14.59	18.52	17.50	18.98	20.30	16.24
	Sur Oriente	5.05	7.39	5.94	8.45	6.93	6.50	8.14	5.16		10.26	14.75	14.50	16.19	13.03	12.35	19.35	12.45
	Nor poniente		11.65	8.44	12.50	10.99	10.18	9.31	7.20			18.40	16.73	18.31	19.48	19.05	19.33	18.82
	Nor oriente	9.61	5.78	7.37	6.93	9.03	6.35	6.35	5.65			16.06	12.63	16.58	14.00	14.09	14.00	14.39
70	Sur poniente	8.58	9.95	7.22	9.18	12.02	8.40	6.20	6.44	176	16.89	16.52	14.18	18.51	18.10*	18.26	20.04	17.10*
	Nor oriente	4.09	5.70	5.86	7.46	8.31	4.91	9.62	3.55		9.94	14.50	13.89	15.64	12.79	12.04	18.65	12.10*
	Nor poniente		10.35	5.68	9.54	9.96	7.56	6.63	7.75			17.69	15.97	17.41	18.90	18.32	17.49	18.13
	Sur Oriente	8.47	6.12	5.07	7.07	7.80	4.04	4.66	3.58			14.80	11.30	14.58	12.56	13.27	13.28	13.12
126	Sur poniente	12.81	11.27	8.25	12.44	12.88	16.66	12.70	12.97	0	0.20	-0.04	-0.40	1.52	2.63	2.82	-2.84	2.68
	Sur Oriente	7.09	11.85	12.62	14.01	9.77	11.90	15.43	12.05		-0.32	-0.03	1.51	2.21	0.61	2.57	2.37	-2.81
	Nor poniente		14.52	11.82	13.62	15.23	14.25	12.98	14.25			1.29	-0.15	1.06	1.32	1.89	0.28	1.66
	Nor oriente	13.15	8.91	11.67	10.39	10.53	9.67	10.30	9.10			1.39	0.13	1.38	0.58	0.14	0.72	0.71

* Valores corregidos.

La situación que se pone de manifiesto en el párrafo anterior tiene caracteres serios, porque, si bien no se ha hecho mención de ello en este trabajo, se observó por inspección directa de las partes visibles de los cables que hay cuatro, fuera del que se rompió, que tienen hebras de la capa exterior cortadas y un quinto que tiene varias hebras de la primera y otras tantas de la segunda capa cortadas. Es muy probable que en el interior de los ductos donde no fue posible observar los cables, hayan otros cables con hebras cortadas, porque allí las condiciones son más favorables a la corrosión que en el exterior: prueba de ello es que la rotura del cable que se cortó se produjo en el interior del respectivo ducto muy cerca del cono de anclaje. No puede haber dudas de que hay que establecer dentro de un plazo muy breve cómo están los cables en esa zona, y es ésta, precisamente, la etapa primera del proyecto de reparación que se tiene en mente por parte del ingeniero Santiago Arias S.

Con respecto al segundo punto, hay que señalar que tanto los instrumentos que se usaron para medir las deformaciones, como su instalación y la técnica operatoria dieron muy buenos resultados: la sensibilidad del sistema de medición puede calificarse de

bueno y la reproducibilidad de los resultados, de aceptable. No obstante algunas limitaciones, entre ellas la longitud de los extensómetros y la incertidumbre con respecto al módulo de elasticidad de los cables, se puede concluir que los resultados obtenidos son dignos de confianza y que reproducen bastante bien lo que se podía esperar teóricamente. Estos resultados, por otra parte, muestran que el puente funciona bien desde el punto de vista estructural en el estado en que está y que puede soportar un tránsito normal en estas condiciones. Sin embargo, es necesario repararlo para prevenir posibles cortes de otros cables a lo largo del tiempo.

El éxito obtenido en esta prueba de carga de gran envergadura abre buenas perspectivas de realizar pruebas similares en otras estructuras, con sistemas de medición parecidos a los descritos pero adaptados a las condiciones específicas de ellas. Cabe la posibilidad de perfeccionar detalles y mejorar el procedimiento; por ejemplo, en el caso de puentes como éste o de algunas estructuras formadas por barras sometidas a solicitaciones uniaxiales puede convenir usar extensómetros de longitud mayor que la de aquellos con que se contó en esta prueba.

REFERENCIAS

1. ARCHIVOS MOP, Dirección de Vialidad, Departamento de Puentes.
2. FRIED, KRUPP. Maschinen -und Stahlbau. Planos de Diseño. MOP. Dirección de Vialidad. Departamento de Puentes.
3. ARIAS, SANTIAGO. Oficio sobre Reparación Puente Colgante Presidente Ibáñez. Noviembre 1977.
4. IDIEM. Certificado de Ensayo N° 131.862. Informe sobre mediciones realizadas en el Puente Colgante Presidente Ibáñez de Puerto Aysen.
5. GOMEZ, ERNESTO. Mediciones en el Pte. Colgante de Puerto Aysen. Revista del IDIEM, septiembre 1976.

La Fotogrametría en el estudio de caminos

ORLANDO FUENTEALBA CHARNAY

La fotogrametría es un método de levantamiento de detalles planimétricos y altimétricos del terreno con una buena precisión y gran fidelidad. Su costo es comparable con los de la taquimetría para escalas grandes y superficies reducidas; para zonas más extensas y escalas medianas es notablemente más económica.

La fotogrametría concibe el terreno en su integridad espacial, considerándolo como un sólido en el espacio y trazando sus detalles planimétricos y altimétricos en forma continua desde el modelo del terreno que se tiene en el gabinete con todos sus detalles.

La visión natural de los objetos se logra a través de las fotografías, con un ojo miraremos a la fotografía que llamaremos de atrás y con el otro a la que llamaremos de adelante.

El material de trabajo de la aerofotogrametría son fotografías del terreno tomadas convenientemente, esto es, desde aviones de características de sustentación y velocidad adecuadas, utilizando una cámara especial llamada fotogramétrica, cuyas características serán: distancia principal o focal fija y conocida; distorsión conocida o sin distorsión; características métricas homogéneas; deja impreso en los negativos el número y características de la cámara como distancia principal, posición de la burbuja de su ampollita de nivel en el momento de la toma, día y hora, indicación del altímetro, número de la fotografía y algo muy importante como son las marcas de puntos de referencia que darán fe de la posición que tenía el negativo en el momento de ser tomada la fotografía.

En un proyecto aerofotogramétrico podemos distinguir las siguientes fases: Estudio de ante-

cedentes del proyecto o estudio preliminar y reconocimiento de posibles alternativas, elección de la escala del levantamiento y equidistancia entre curvas de nivel, determinación de la escala de las fotografías, proyecto de vuelo y vuelo fotogramétrico, proceso fotográfico, apoyo terrestre para la restitución fotogramétrica, dibujo a tinta china, proyecto en base a la restitución complementado con la fotointerpretación de las mismas fotografías u otras que se precisen, toma de datos complementarios desde el modelo fotogramétrico o del terreno y elaboración de datos finales.

Una vez que se haya determinado la necesidad de un camino, ya sea por conclusión propia del organismo encargado o a solicitud de interesados, la autoridad competente encargará el estudio del problema, así se dará curso a la fase de un estudio preliminar o reconocimiento en que se recogerán y utilizarán todos los antecedentes existentes como: Levantamiento de diversa naturaleza que se hayan hecho, cartas de zona, fotografías aéreas, proyectos que se hayan hecho o iniciado con este mismo o similar propósito o que de alguna manera se relacione. Una vez reunidos y estudiados estos antecedentes y efectuada una siempre conveniente visita al terreno, se estará en condiciones de definir alternativas a estudiar en carácter de anteproyecto. Es probable que algunos trazados que se alzaban como alternativa en esta etapa, por el solo estudio de los antecedentes, se puedan desechar no incurriendo en mayores gastos.

La decisión de la escala de un plano y equidistancia entre curvas de nivel es un problema muy importante, pues por un lado de-

be tener la precisión mínima necesaria para el estudio que se realiza y por otro lado siempre interesará su costo, esto lo podemos resolver analizando qué es lo que esperamos nos resuelva el levantamiento. La precisión de los trabajos de terreno tiene relación con la escala de restitución; evidentemente habrá una red geodésica básica que tendrá la precisión necesaria para el proyecto final, pero en los trabajos topográficos orientados a ese levantamiento, su precisión estará dirigida a satisfacer la restitución. Es conveniente antes de iniciar los trabajos que lleven a obtener un levantamiento aerofotogramétrico definir las tolerancias y características tanto para el producto final como para cada uno de los elementos de sus fases.

Conocida la escala de restitución se puede seleccionar entre los vuelos aerofotogramétricos existentes aquel que mejor soluciona nuestras necesidades así definidas, esto es que los detalles que se necesita que aparezcan en el plano hayan existido a la fecha de toma de las fotos, que la escala de la fotografía sea apropiada para la restitución, que el material fotográfico se mantenga nítido y sin deformaciones, etc.

En muchas oportunidades es necesario ordenar un vuelo fotogramétrico ya sea porque no existe vuelo de la zona de interés o porque los vuelos existentes sean muy antiguos, a escala inapropiada, tomados en dirección no conveniente o que se desconozca alguna información sobre ellos que dificulte su uso.

La utilización de vuelos existentes tendrá la ventaja de disponer en muy breve plazo de las copias de los fotogramas necesarios y de evitar el gasto de encargar un vuelo especial cuyo plazo de ejecución tendrá relación con la zona del país y el estado del tiempo, las desventajas ya las hemos indicado. Un vuelo existente será conveniente cuando el trabajo fotogramétrico en su conjunto así resulte, por lo tanto habrá que considerar el costo que significa tanto el material fotográfico como el apoyo terrestre para la restitución, la restitución misma y su dibujo a tinta china.

Si las escalas de las fotografías de un vuelo fotogramétrico es muy grande para confeccionar el levantamiento habrá que multiplicar un número de veces muy pequeño esa escala con la cual resultarán más fotos que las convenientes lo que significa tener que dar coordenadas a un mayor número de puntos de apoyo terrestre para la restitución y tener que colocar y orientar un mayor nú-

mero de fotogramas en los aparatos de restitución. Si la escala de las fotografías es muy pequeña abrá que ampliarla un gran número de veces para la restitución que se desea y puede suceder que el equipo fotogramétrico no sea capaz de lograrlas o bien que el error que se obtenga no sea compatible con el plano que desea obtener. Prácticas de ampliaciones pantográficas no son consideradas, pues de una escala pequeña se pasa a otra mayor que exige en consecuencia mayor precisión, no obstante se pretende utilizar para esa ampliación un equipo que acumulará o agregará nuevos errores, es decir el uso de pantógrafos es sólo lícito en reducciones.

Una vez definida la zona que interesa levantar, la escala de restitución y demás características se escogerá el juego de fotografías de un vuelo existente que satisfaga las exigencias del levantamiento y resulte conveniente desde el punto de vista económico, en ausencia de ese vuelo se hará un proyecto de vuelo fotogramétrico de acuerdo a las exigencias ya definidas.

El proyecto de vuelo fotogramétrico definirá los ejes de vuelo, la altura relativa sobre el terreno a que se deben tomar las fotos, el recubrimiento longitudinal entre fotos y el recubrimiento transversal entre fajas de acuerdo con la escala de las fotografías, las características de la cámara fotogramétrica, el terreno que se vaya a cubrir, el trabajo fotogramétrico que se vaya a realizar, el equipo y métodos de apoyo terrestre y restitución a utilizar. El eje de cada faja o línea de vuelo se materializará ya sea sobre una carta existente, sobre fotografías de escala más pequeña, de un mosaico, etc., de manera que permita fácilmente efectuarse por el avión fotogramétrico. En Chile los vuelos los realiza generalmente el Servicio Aerofotogramétrico de la Fuerza Aérea y los antecedentes sobre el vuelo se pueden dar ya sea sólo indicando la zona a fotografiar y la escala de la restitución que se necesita hasta la escala de fotografías, altura relativa de vuelo sobre el terreno, escala de las fotografías, cámara fotogramétrica a utilizar, ejes de vuelo de las fajas o líneas de vuelo. Mientras mejor se conozca lo que se desea hacer más definida será la solicitud de vuelo.

Para confeccionar un levantamiento aerofotogramétrico con o sin curvas de nivel se debe efectuar un apoyo terrestre. El apoyo terrestre consiste en dar coordenadas planimétricas y altimétricas a un cierto número mínimo de puntos, convenientemente distri-

buidos, los cuales se identifican muy bien en las fotografías. Los puntos del apoyo terrestre se pueden definir antes o después del vuelo fotogramétrico.

Cuando el apoyo terrestre se efectúa con anterioridad al vuelo fotogramétrico, ya sea para obtener una precisión u otro motivo, los puntos del terreno se marcan de manera que aparezcan fotografiados, para ello se usan líneas que se cortan o círculos con indicación del punto en un color en contraste con el terreno, las dimensiones de esas señales no son grandes, basta recordar lo claro que resulta en fotografías aéreas el tizado de una cancha de fútbol. La distribución de puntos en este caso debe considerar que todos los modelos fotogramétricos tengan suficientes y bien ubicados puntos de apoyo cualquiera que sea la ubicación de esos modelos.

Cuando el apoyo terrestre se efectúa con posterioridad al vuelo fotogramétrico se da coordenadas en puntos perfectamente definidos sobre la fotografía y sus características y tamaños dependen de la escala de las fotografías, siendo posible para escalas grandes utilizar en planimetría puntos de pastones de concreto, bordes de veredas, intersección de aristas de edificios, etc.; y cuando se trata de escalas pequeñas pueden ser arbustos, intersección de cercos, caminos, etc.

El sistema de coordenadas a utilizar tendrá su origen y orientamiento de acuerdo con la importancia del trabajo, es conveniente como política general en levantamientos, que a lo menos esté orientado al norte astronómico y que la cota esté referida al nivel medio del mar. En otras oportunidades se recurrirá al sistema U.T.M. de coordenadas apoyándose en vértices establecidos por el Instituto Geográfico Militar.

Para el transporte de coordenadas planimétricas hasta las proximidades de los puntos de apoyo se recurrirá a métodos y equipos que den la precisión necesaria, generalmente se tratará de triangulaciones, trilateraciones, poligonales distanciométricas o poligonales trigonométricas, estableciendo de esta manera los vértices de la red de transporte de coordenadas. Desde estos vértices hasta los puntos de apoyo las coordenadas serán llevadas por triangulaciones, trilateraciones, poligonales, intersección de visuales, intersección de distancias, radiación y en general métodos que en conjunto con la red de transporte de coordenadas permitan dar las coordenadas del punto de apoyo con la precisión o tolerancia requerida.

Para el transporte de coordenadas altimétricas se recurre a una red de nivelación que cumpla con la precisión requerida, pudiendo ser en base a nivelaciones geométricas o trigonométricas, dependiendo del uso que se vaya a dar al plazo y a estos puntos de la red con posterioridad, conveniendo ponerse a cubierto del uso más exigente.

Cuando se trate de nivelaciones de tipo geométrico tanto la marcha de la nivelación como los puntos de referencia (P.R.) se tratará de llevar por la parte apropiada pero por el terreno menos accidentado, por lo tanto los P.R. rara vez coincidirán con los vértices de la red planimétrica. En cambio cuando se trate de nivelaciones de tipo trigonométrico el recorrido generalmente coincidirá con los vértices del transporte planimétrico de coordenadas.

Las fotografías de una faja de un vuelo fotogramétrico tienen un recubrimiento longitudinal de a lo menos un 50% y generalmente es un 60%, dos fotografías consecutivas forman lo que se llama un par estereoscópico y darán origen a un modelo fotogramétrico.

El recubrimiento longitudinal mayor a un 50% hace que algunas partes del terreno aparezcan en tres fotografías consecutivas de una misma faja, es lo que se denomina zonas de triple recubrimiento.

Cada modelo fotogramétrico observado en el aparato de restitución a través de las vistas fotográficas colocadas en la misma posición relativa, del momento de toma del negativo que los originó, nos permite apreciar el terreno en su integridad espacial y considerarlo como un sólido, de esta manera el apoyo altimétrico mínimo para el modelo fotogramétrico son tres puntos, imponiendo las cotas de tres puntos se da cota al resto del modelo. Si uno de los puntos tiene una cota equivocada no nos daremos cuenta hasta otro modelo o hasta algún trabajo posterior, debiendo repetir la restitución y los trabajos que se deriven, por eso es conveniente dar cota a cuatro puntos por modelo y en lagunas oportunidades agregar otros, con puntos adicionales podremos darnos cuenta oportunamente cuando un modelo está mal apoyado en cota y corregir a esa altura del trabajo fotogramétrico los datos erróneos.

El apoyo planimétrico mínimo para dar la escala de restitución al modelo fotogramétrico es de dos puntos, pero si las coordenadas planimétricas de uno de los puntos resultan erróneas todo el modelo estará mal dimensionado, generalmente se dan cuatro puntos planimé-

tricos por modelo y su ubicación es a los extremos de él, de esta forma los puntos de apoyo planimétrico y altimétrico están generalmente ubicados en las zonas de triple recubrimiento, dos en la parte de atrás del modelo y dos en la parte de adelante, por eso se puede decir que son dos puntos de apoyo por cada fotografía que forma la línea de vuelo.

Cuando los puntos del apoyo están en tolerancia se pueden compensar los errores antes de iniciar la restitución. En algunas oportunidades ya sea porque el apoyo terrestre es de costo muy elevado, por disponer de poco tiempo o por tratarse de zonas en que es impracticable el apoyo terrestre completo de cada modelo se recurre a procedimientos de aerotriangulación. En este caso también es necesario establecer en la zona del levantamiento redes de transporte planimétrico y altimétrico de coordenadas de extremo a extremo de las fajas o líneas de vuelo que se van a aerotriangular, realizando un apoyo completo a los modelos de los extremos.

Hay varios métodos de aerotriangulación, entre ellos el Departamento de Geodesia de la Universidad de Chile ha usado frecuentemente el de concatenamiento libre. En la aplicación de ese método se coloca en el equipo de aerotriangulación el 1.º modelo de acuerdo con los datos de los puntos de apoyo terrestre, se retira enseguida el primer fotograma y se reemplaza por el tercero invirtiéndose la óptica del equipo aerotriangular y orientando relativamente este último fotograma sin modificar la posición de aquel fotograma que quedó en el instrumento y se toma coordenadas instrumentales de puntos que serían apoyo del modelo en la nueva zona de triple recubrimiento o de la parte delantera del modelo, un punto en cada costado más uno al centro de la zona, enseguida se retira el segundo fotograma y se reemplaza por el cuarto procediendo en forma similar al caso anterior y así sucesivamente se van reemplazando fotogramas, creando puntos y tomando sus coordenadas instrumentales hasta incluir el último fotograma, en que los puntos a crear coinciden con puntos de apoyo de terreno. Se tiene para el último modelo por un lado las coordenadas creadas instrumentalmente y, por otro, coordenadas de terreno o verdaderas.

En las aerotriangulaciones de este tipo las curvas de errores por línea de puntos creados sigue curvas características, bastando conocer el error con que se llega al final de la faja

para saber el error de cada punto creado en ella, esto obedece a que en la colocación del modelo se comete un error de tipo accidental que para los siguientes modelos pasa a actuar como error sistemático.

Para efectuar la restitución fotogramétrica se usarán fotogramas correspondientes a vuelos en que se ha comprobado que cumplen con las condiciones exigidas de recubrimiento, escala, nitidez, etc. Para levantamientos que sirvan a estudios de proyectos de ingeniería en general se utilizarán instrumentos que usen diapositivas haciendo una serie de ajustes previos denominados orientamientos, denominados respectivamente, interno, relativo y absoluto.

En el orientamiento interno se colocan las diapositivas en el portaplacas del aparato de restitución en la misma posición que tenían los negativos que la originan en la cámara fotogramétrica en el momento de la toma, para ello se usan ciertas marcas que se imprimen junto con el negativo.

Para efectuar el orientamiento relativo se llevan los dos fotogramas que conforman un par estereoscópico en el equipo de restitución a posiciones tales que es posible ver estereoscópicamente o en relieve todo el modelo, es decir se ve la zona de recubrimiento como un sólido.

Finalmente se efectúa lo que se denomina orientamiento absoluto, esto es, se hace que la vertical del modelo coincida con la vertical del lugar y se dimensiona su escala planimétrica, todo esto se logra con el apoyo terrestre ya sea par a par o densificado con la aerotriangulación.

La restitución misma o trazado del levantamiento se inicia reticulando una hoja para el dibujo cada 10 cms. y enseguida se ubican sobre ella los puntos del apoyo terrestre, a continuación se orienta la hoja de restitución en base a los puntos del apoyo terrestre y se procede a trazar los detalles planimétricos y altimétricos en forma continúa. Para los detalles planimétricos se siguen las líneas que los definen y para las curvas de nivel se sigue la línea de intersección de un plano horizontal de cota conocida con el terreno.

El calco de la restitución o dibujo a tinta china se hará sobre un folio apropiado y la calidad debe ser óptima, pues es el testimonio visible de todo el trabajo que hemos descrito.

Durante el estudio del proyecto que se trate se tendrá toda la información del levantamiento con que se cuenta y toda la informa-

ción que pueden seguir dando las fotografías, de esta manera un profesional puede estudiar las características geométricas y geotécnicas del trazado y del terreno en que se vaya a localizar el proyecto en estudio y todo aquello que con él tenga relación, con muy poco tiempo de terreno.

Por otra parte cualquier información adicional que se necesite se puede obtener de los fotogramas mismos, volviéndolos a colocar en un aparato de restitución, incluso se puede hacer un completo recorrido por el eje del trazado que se proyecta observando los movimientos de tierra que se harán, el paisaje, etc.

Aparentemente, las escalas más apropiadas en los estudios de anteproyectos de caminos en zonas rurales serían 1:5.000 y 1:2.000. Cuando no se tenga regularmente definida la zona en que se deban estudiar alternativas que sean competitivas entre ellas como primera información convendrá hacer un estudio de anteproyectos en base a un plano escala 1:5.000 con curvas de nivel cada 5 metros. Como resultado del estudio anterior será necesario comparar y mejorar las alternativas más favorables en anteproyectos apoyados en levantamientos 1:2.000 con curvas cada 2 metros, en algunas oportunidades las alternativas son tan evidentes que se puede iniciar el estudio con información a esta es-

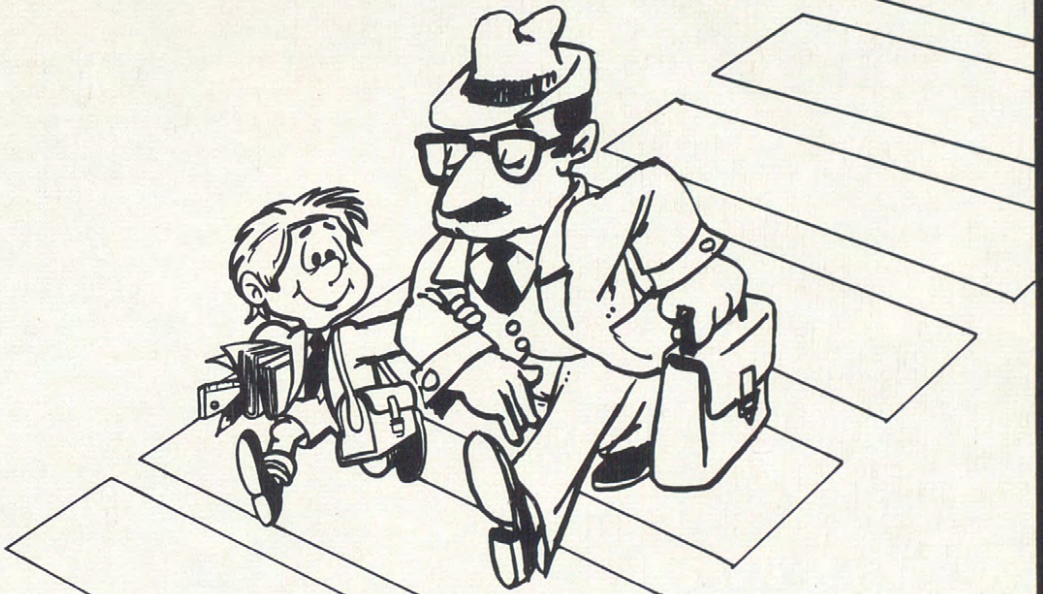
cala 1:2.000 en zonas rurales, en general, resultará suficiente para definir todos los elementos del trazado, haciendo los pocos ajustes finales en el proyecto definitivo, pues como hay que replantear los datos finales se tomarán directamente del terreno ya sea para cubicar u otros fines. En todo caso en situaciones especiales se puede apoyar en la fotogrametría en los sectores que requieren escalas mayores de restitución, al respecto se ha hecho varios levantamientos escalas 1:500 con curvas cada 0,5 metros.

La fase de mayor costo en la fotogrametría la constituye el apoyo terrestre, por lo cual se desarrollan equipos y métodos que permitan hacer economías, algunos han dado resultado para escalas medianas.

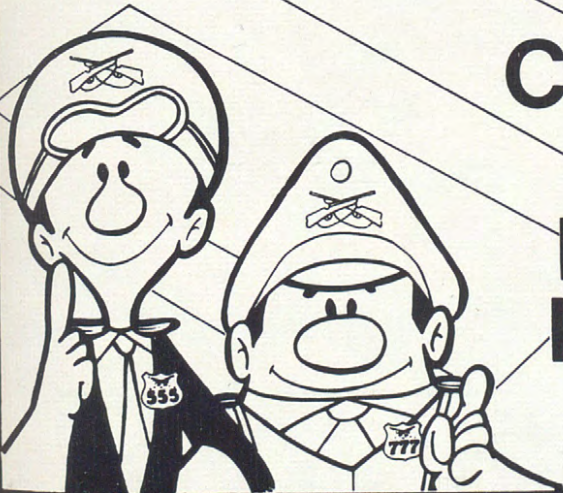
Finalmente, así como se llega a una restitución como la indicada que sigue la línea tradicional y de tipo gráfico, también se puede hacer un levantamiento numérico del terreno, que permita confeccionar los planos de planta y perfiles de las zonas que se desee a través de un equipo electrónico, del mismo modo se puede calcular el movimiento de tierras y ajuste de un trazado que dé una solución óptima. Como se puede apreciar el uso de fotografías da grandes posibilidades para hacer un estudio muy completo desde el punto de vista geométrico, geotécnico, estético y económico.

FE DE ERRATAS

Pág.	Col.	Párr.	Lin.	DICE	DEBE DECIR
2	1	1	3	1977	1927
4	2	3	3	jefatura	jefaturas
4	2	6	6	nacional	racional
13	1	2	10	Transportaban	Transportan
17		figura uno		petróleo duro	petróleo crudo
18	2	11		riegos de protección	riegos asfálticos
21	1	cuadro		RC-250 Clima: Frío, templado y/o húmedo	RC-250 Clima: Templado, caluroso y hasta medianamente húmedo
21	1	cuadro		Emulsión CSS-1 ó SS-1 Clima: Templado, caluroso y hasta medianamente húmedo	Emulsión CSS-1 ó SS-1 Clima: Frío, templado y/o húmedo
31		foto superior		Humberston	Humberstone
42	2	5	4	tantos	tanteos
52	2	1	3	rápida	rígida



**Cruce la calzada
sólo
por los pasos
para peatones.**



¿CUAL ES LA IDEA ?

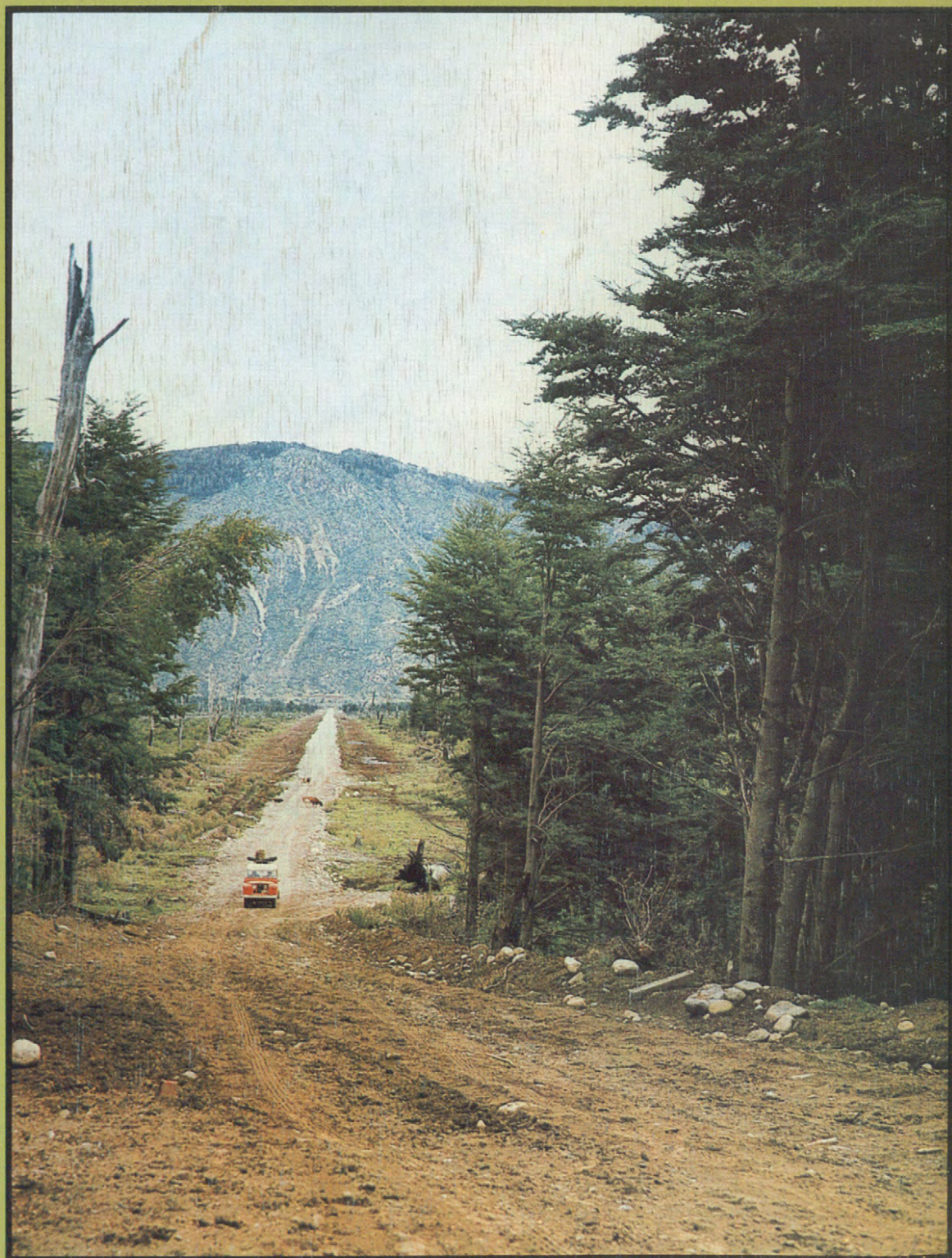
Que usted nunca cruce una calle a mitad de cuadra o por entre vehículos momentáneamente detenidos. Así evitará accidentes.

¡ESA ES LA IDEA!

Se lo dice

Un amigo en su camino





Camino de Villa Mañihuales a La Tapera.