Ing. Julio Tapia Cabezas

Refuerzos de puentes metálicos en los Ferrocarriles del Estado

CAPITULO I

Objeto de este trabajo

El trabajo de refuerzo de puentes en Chile comenzó a tomar importancia en 1918 con motivo de la adquisición de las locomotoras «Mikado». (Ver lámina 1).

Al principio sólo se estudiaron tipos de refuerzos sencillos y fáciles de ejecutar debido a que había que colocarlos bajo tráfico. La falta de literatura técnica sobre esta materia no permitía justificar proyectos que no hubieran sido consagrados por la práctica; pero la necesidad apremiante de resolver casos que no admitían esa clase de soluciones obligó a los ingenieros proyectistas a idear otros métodos de refuerzos, al principio con timidez y más tarde con mayor audacia a medida que se experimentaban sus buenos resultados.

Para estos ingenieros se creó una planta especial que les permitía dedicarse sólo a esta clase de trabajos. Por desgracia, como después predominara el concepto errado de que este personal se podía improvisar, por economía, se dejó sin efecto esa planta, lo que produjo el alejamiento de los ingenieros especializados. El personal que vino después tuvo que recorrer en gran parte el mismo camino que había seguido el anterior.

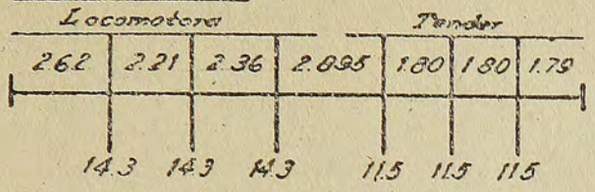
Fué una economía mal entendida; se olvidó que la Empresa había tenido que pagar el año 1916 $ 800.000.— moneda actual 1944— por un proyecto de refuerzo; que el año 1923 sus ingenieros especialistas le estudiaron una nueva solución a este mismo problema con un costo igual a la cuarta parte de esa suma y que realizado este mismo proyecto produjo una economía de $ 8.700.000.— respecto del primero. No se tomó en cuenta que en el refuerzo de los viaductos Colo y Traiguén se gastó 110% más material que el necesario por haberse aceptado un proyecto de refuerzo mal concebido.

La experiencia es de capital importancia en esta clase de trabajos. Si hoy día tuviéramos que proyectar el refuerzo de algunos de nuestros puentes como el Maule, Ñuble, Laja, Bío-Bío, Cautín o Toltén, lo haríamos en otra forma y con el ahorro de muchos miles de pesos. Hubo puentes a los cuales se les cambió la superestructura por creer erradamente que no podían reforzarse lo que habría evitado un gasto cuantioso.

LAMINA 1

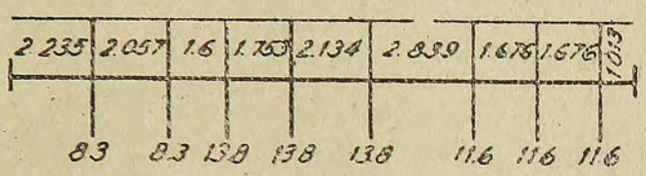
ESQUEMA DE LAS LOCOMOTORAS MAS PESADAS EN USO DE 1903 A 1941.

A BORSIG - 1903



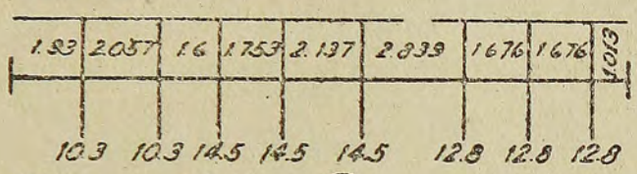
Peso locomotora	43 ton
" tender	34.5 "
" total	77.5 "
peso por m.c.	5.9 "

NORTH BRITISH - 1908



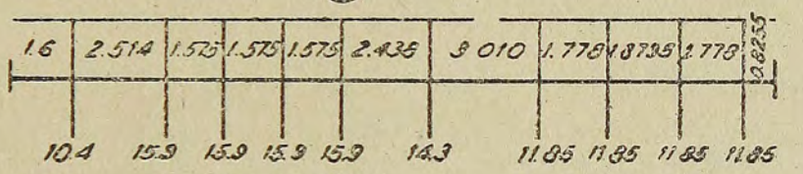
Peso locomotora	58 ton
" tender	34.8 "
" total	92.8 "
peso por m.c	5.45 "

BALDWIN - 1913



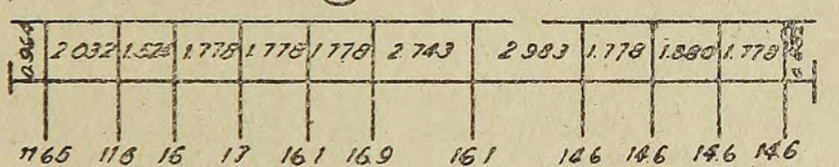
Peso locomotora	64.1 ton
" tender	38.4 "
" total	102.5 "
peso por m.c.	6.15 "

MIKADO - 1919 (70)



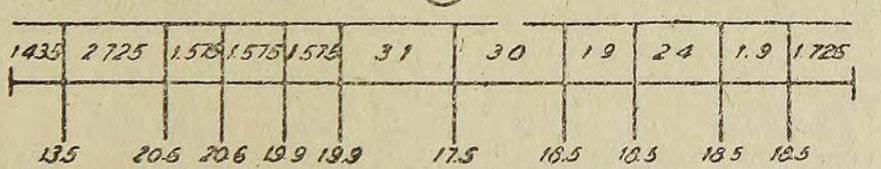
Peso locomotora	88.21 ton
" tender	47.4 "
" total	135.61 "
peso por m.c	6.86 "

MONTAÑA - 1930 (80)



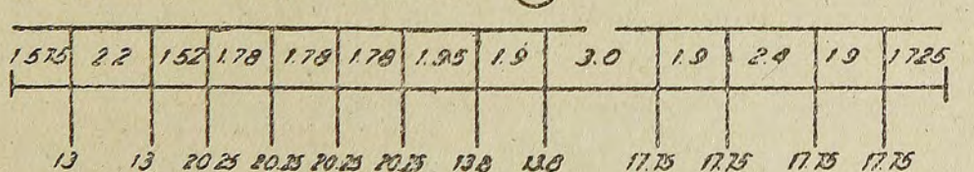
Peso locomotora	105.4 ton
" tender	58.4 "
" total	163.8 "
peso por m.c	7.5 "

MIKADO ALEMANA - 1936 (90)



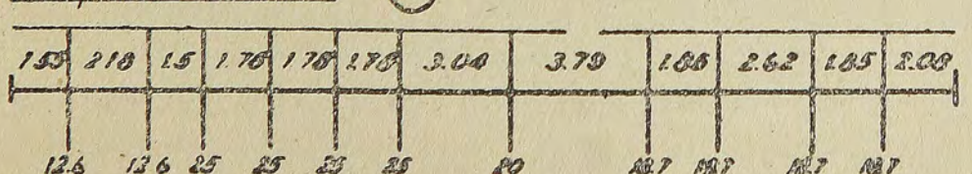
Peso locomotora	112 ton.
" tender	74 "
" total	186 "
peso por m.c	8.1 "

MONTAÑAS ALEMANAS - 1936 (100)



Peso locomotora	134.6 ton
" tender	71 "
" total	205.6
peso por m.c	8.1

MONTAÑAS 110 - 1940 (110)



Peso locomotora	145.5 ton
" tender	74.8 "
" total	220.3 "
peso por m.c.	8.6 "

El trabajo de reforzar puentes no ha terminado, ha aumentado con los años debido a que cada vez se adquieren equipos más pesados y se incorporan nuevas líneas a la red de la Empresa.

En el año 1919 se creía que no se pasaría de ejes de 20 toneladas, en la actualidad tenemos de 25. Hemos reforzado sólo el 44% de nuestros puentes y a varios de estos hay que proyectarles ya un nuevo refuerzo.

Es conveniente, entonces, reunir y clasificar los datos y tratar de conservar la experiencia que se ha obtenido en 25 años de trabajos en esta materia para que sirva en el futuro.

En los primeros capítulos de este estudio se ha tratado de dar las características de lo que es el problema del refuerzo de puentes dentro de la Empresa para entrar después a clasificar los diferentes sistemas usados, dando sus condiciones principales. Después se estudian separadamente los principales tipos de refuerzo con sus respectivos ejemplos.

El por qué se ha limitado este estudio a los puentes metálicos se debe a que éstos son el 89% del total que hay en la Red. Es muy difícil fijar el costo total de estos puentes; pero es conveniente hacerlo para dar una idea de su importancia. La variabilidad del valor de nuestra moneda, del costo de los materiales y del precio de la obra de mano nos permite sólo dar cifras de un valor temporal. Si suponemos a $ 7.— el Kg. de tramo metálico colocado, la renovación de todos nuestros puentes costaría 350 millones de pesos. Este sería el valor sólo de las superestructuras metálicas. El costo total de los puentes metálicos mayores de 10 m. de luz podría estimarse en 750 millones de pesos.

Necesidad de reforzar los puentes

El problema del refuerzo de los puentes es una consecuencia del aumento constante del peso del equipo. Al comienzo del presente siglo las locomotoras más pesadas que circulaban en nuestras líneas tenían ejes de 14,3 Tons. En 1919 se adquirieron locomotoras "Mikado" de 15,9 Tons. por eje. En 1930 se llegó a ejes de 17 Tons.; en 1936 a 20,6 Tons. y en 1941 a 25 Tons. que corresponde a las locomotoras "Montaña 110".

Como a medida que aumenta el peso de las locomotoras también crece su longitud, su peso por metro corrido generalmente no sigue la misma proporción de aumento que la del peso de los ejes.

En la lámina 1 hay un esquema de las locomotoras más pesadas, en servicio desde 1903.

Se ve que el peso de los ejes ha aumentado en 70 % y en cambio el peso como carga uniformemente repartida correspondiente a estas locomotoras ha variado sólo en 46 %.

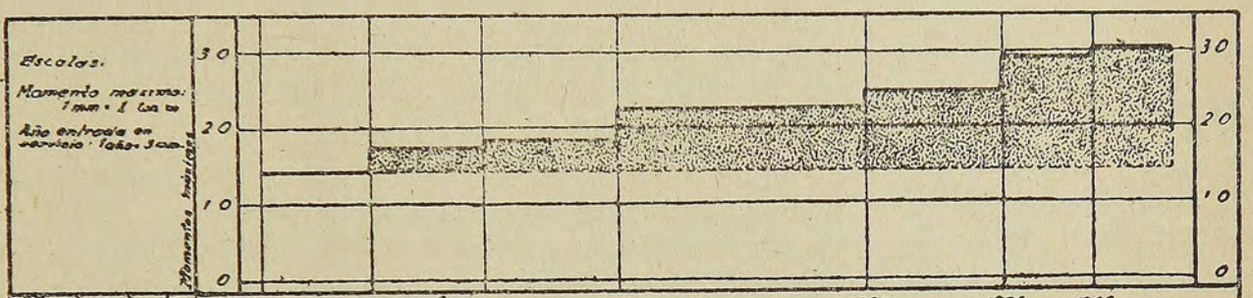
El peso de los ejes influye principalmente como cargas concentradas en los tramos de pequeña luz y en los tableros. Para determinar la verdadera influencia que ha tenido el aumento del peso de la carga móvil, ya que la distribución de las cargas concentradas o sea de los ejes ha sido completamente variable, en la solicitación de los puentes, habría que calcularlo para determinada luz.

En los gráficos de la lámina 2 se ve la influencia que ha tenido la variación del equipo en la solicitación de una viga de 4 y de otra de 20 m. de luz. En la de 4 m. el momento máximo ha aumentado en 113 % y en una de 20 m. en 104 %. Podemos decir que como término medio para diferentes luces el aumento ha sido de 100 %.

La mayor parte de nuestros puentes fueron construídos antes de 1903 y para cargas inferiores a las que se alcanzó en esta fecha, es decir, que ya entonces tenían un recargo en su solicitación y por lo tanto en su fatiga. Así, en el caso del Malleco construído en 1890 para una carga uniformemente repartida de

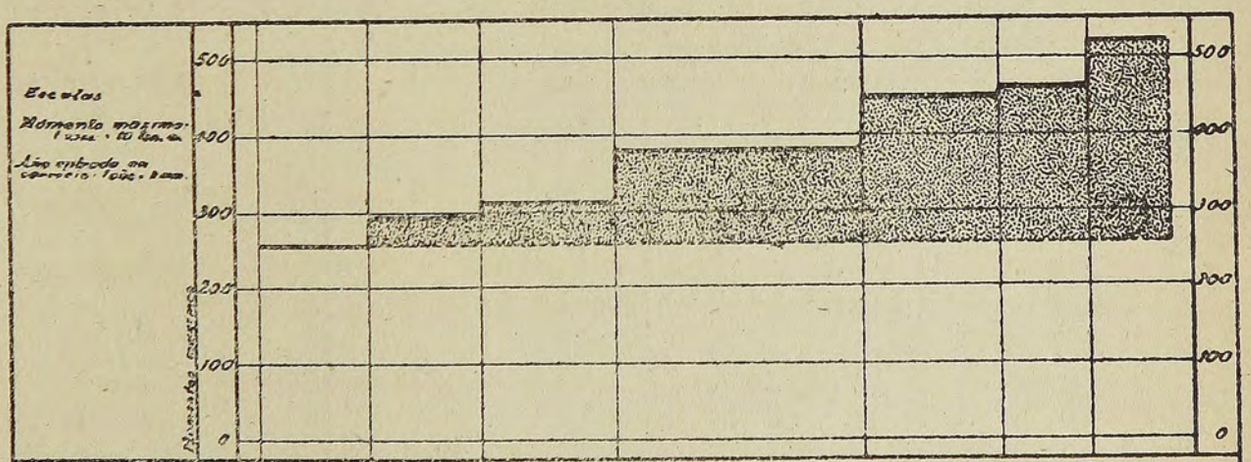
LAMINA 2

SOLICITACION MAXIMA DE LAS LOCOMOTORAS MAS PESADAS EN UN TRAMO DE 4 M. DE LUZ Y PORCENTAJE SOBRE 1903.-



Año de entrada en servicio	1903	1908	1913	1919	1930	1936	1940	
Momento máximo	14.3	17.2	18.4	22.7	24.8	29.2	30.5	tn m
Porcentaje sobre 1903	%	20.5	28.0	59.0	73.5	104.0	113.0	

SOLICITACION MAXIMA DE LAS LOCOMOTORAS MAS PESADAS EN UN TRAMO DE 20 M. DE LUZ Y PORCENTAJE DE AUMENTO SOBRE 1903. -



Año de entrada en servicio	1903	1908	1913	1919	1930	1936	1940	
Momento máximo	256	293	313	370	451	461	523	tn m
Porcentaje sobre 1903	%	14.4	22.2	60.0	76.0	80.0	104.0	

3600 Kgs./m.c. tenía ya un exceso de fatiga para el equipo que había en 1903 y por eso el recargo para el tráfico actual no sería de 100 %, sino que llegaría a 133 %.

El material usado en algunos de nuestros puentes fué bastante deficiente.— Ensayos hechos con probetas obtenidas del puente Maule dieron como límite de ruptura 25,7 Kgs./mm² y 22,8 de elasticidad. Con el material del puente Laja se obtuvo 31,4 y 21,2 respectivamente.

El aumento de peso de la carga rodante es un factor decisivo que obliga a reforzar los puentes o a renovarlos si no admiten refuerzo, o dada la mala calidad del material no conviene hacerlo.

Bases de cálculo

Como base de cálculo para nuestros puentes en el siglo pasado se tuvo el tren tipo de 1877 que se cambió el año 1903 por otro de ejes más pesados. (Ver lámina 3) Parece que esta base no se tomó muy en cuenta. La mayoría de nuestros puentes metálicos fueron calculados y construídos por la compañía francesa Schneider y Cía. del Creuzot. Las bases que se tomaron para estos cálculos no guardan relación ninguna, ni con su fecha de construcción ni con la ubicación del puente. Hubo en ellos una anarquía completa.

A continuación damos una lista, por orden cronológico, de las bases tomadas en el cálculo de los puentes de las cuales tenemos datos:

Base de cálculo de algunos puentes construídos antes de 1903

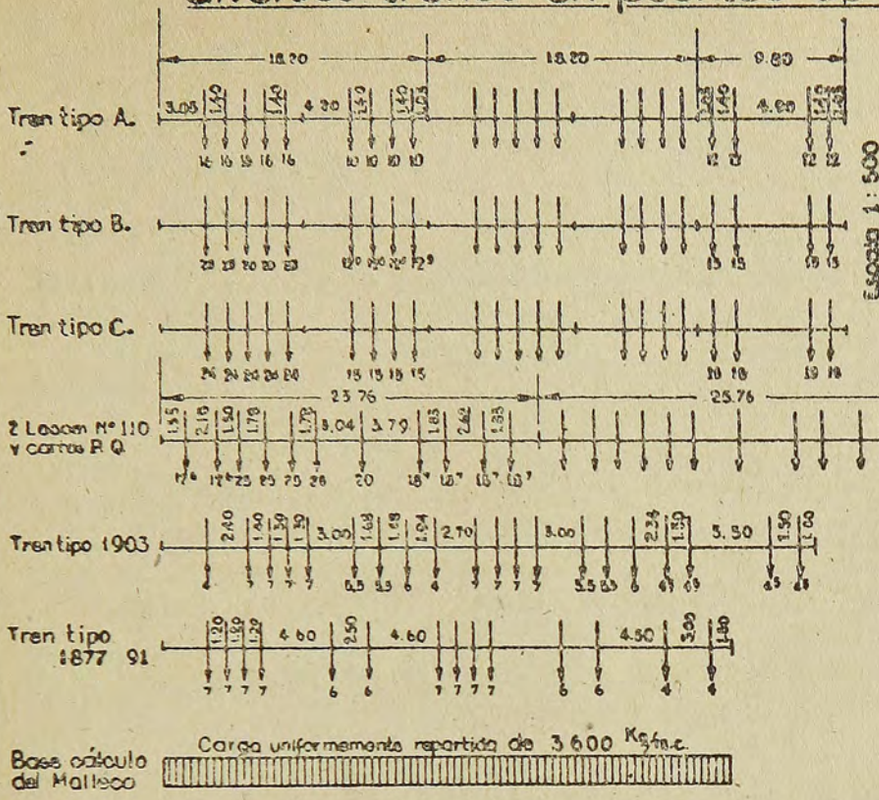
Nombre	Luz máxima de tramo m.	Año de construcción	Base de cálculo Kg/m. c. de tramo
Maule	60,00	1888	4000
Malleco	70,00	1890	3600
Paine	27,90	1890	4000
Damas	50,00	1895	4000
Lipingue	39,00	1895	4500
Demaihue	15,30	1895	5500
Quepe	68,40	1896	4000
Toltén	50,00	1896	4000
Collilelfu	53,70	1896	4000
Pelal	29,00	1897	4700
Huilquilco	19,20	1897	4900
Pichi-Quepe	14,30	1897	5800
Cuinco N.° 1	39,00	1899	5600

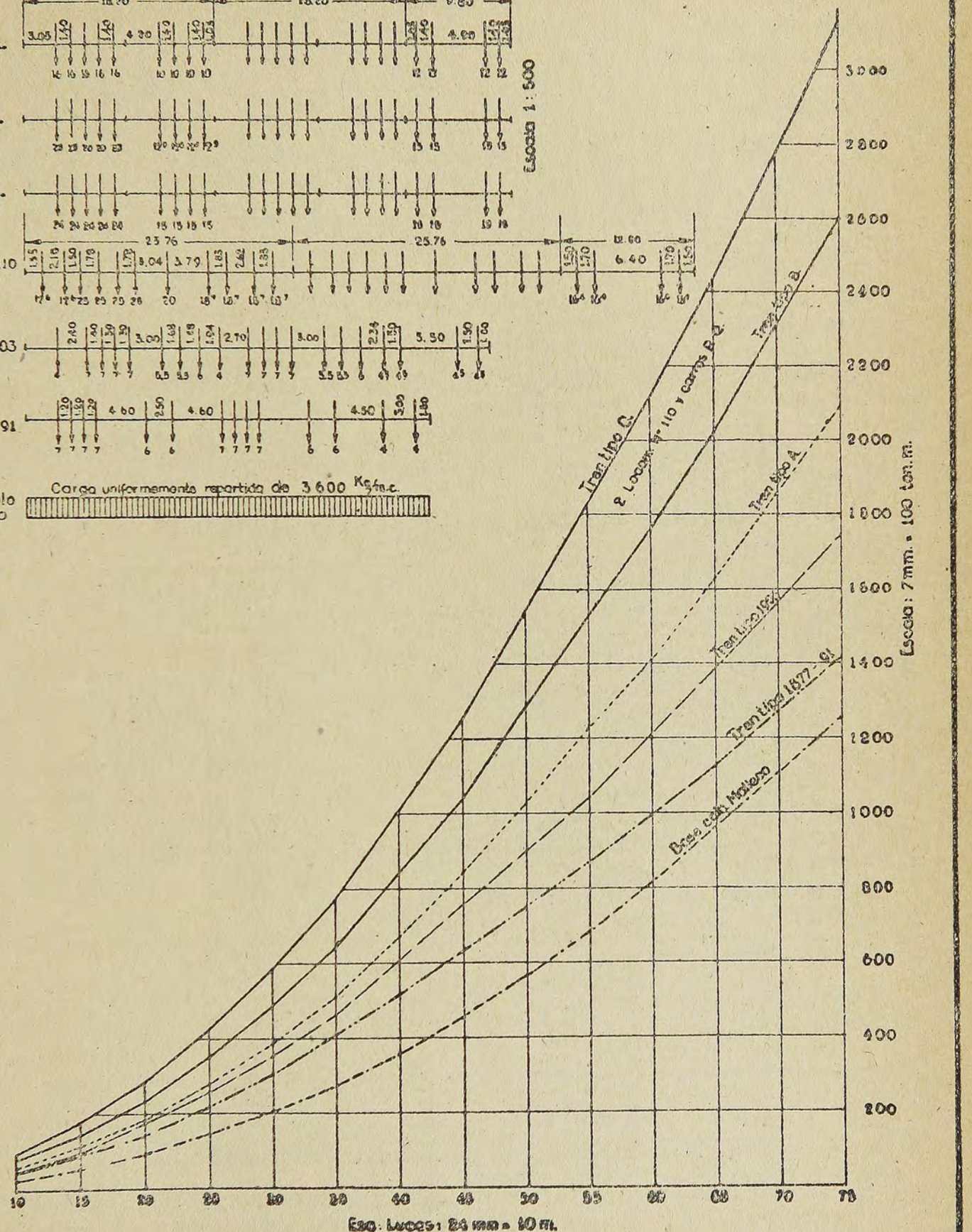
En esta lista podemos ver casos como el de los puentes Huilquilco y Pelal construídos el mismo año y situados en la misma línea a 3,2 Kms. de distancia y, sin embargo fueron calculados con base distinta.

En el año 1895 se construyó el puente Lipingue para una carga uniformemente repartida de 4500 Kgs /m. c. de tramo y un año después, 1896, se hizo el puente Toltén, situado 138 Kms. más al norte, con más probabilidades por lo

LAMINA 3

Gráficos de los momentos máximos producidos por los diversos trenes en puentes de 10 a 70 m. de luz.





tanto de que aumentara el peso del equipo, con una base de cálculo de 4000 Kgs./m. c. es decir 11% menor que la anterior.

En 1907, por Decreto Supremo, se aceptó un pliego de condiciones para el cálculo de los puentes metálicos de los Ferrocarriles del Estado que fijaba un tren tipo de 16 Tons. por eje de locomotora, 5 ejes a 1,40 m. de distancia. Este es el tren A que se usó hasta 1918. (Ver lámina 3)

Las locomotoras «Mikado» y los carros de carga «PQ» de 64 Tons. aumentados después a 72 Tons. sobrepasaron las solicitaciones del tren A; se adoptó, entonces, el tren B igual al A más un aumento de 25% en el peso de sus ejes.

En 1930, ante la posibilidad de adquirir locomotoras de ejes de 20 Tons. se aceptó como base de cálculo el tren C igual al A más 50% de aumento, es decir, con ejes de 24 Tons. Se acordó que los refuerzos y los puentes nuevos se calcularan con este tren C para los puentes entre Santiago y Temuco y los ramales más importantes y con el tren B los de Temuco a Puerto Montt y ramales.

En la lámina 3 hay un gráfico con los momentos producidos por los diferentes trenes tipo en tramos de 5 a 75 m. de luz. Se ha intercalado la curva correspondiente a un tren formado por dos locomotoras 110 y carros «PQ» de 72 Tons. Se ve que a pesar de que estas locomotoras tienen ejes de 25 Tons. los momentos que producen se mantienen entre los del tren B y el C.

Es difícil ya por algún tiempo que se adquieran locomotoras de ejes de más de 25 Tons., así es que el tren C queda bien como base de cálculo, ya que deja margen para un aumento futuro.

Fatigas máximas admisibles

En cuanto a las fatigas máximas admisibles que se aceptaron para el cálculo de nuestros puentes, hubo en ellas igual anarquía que la que hemos visto en la elección de los trenes bases de cálculo.

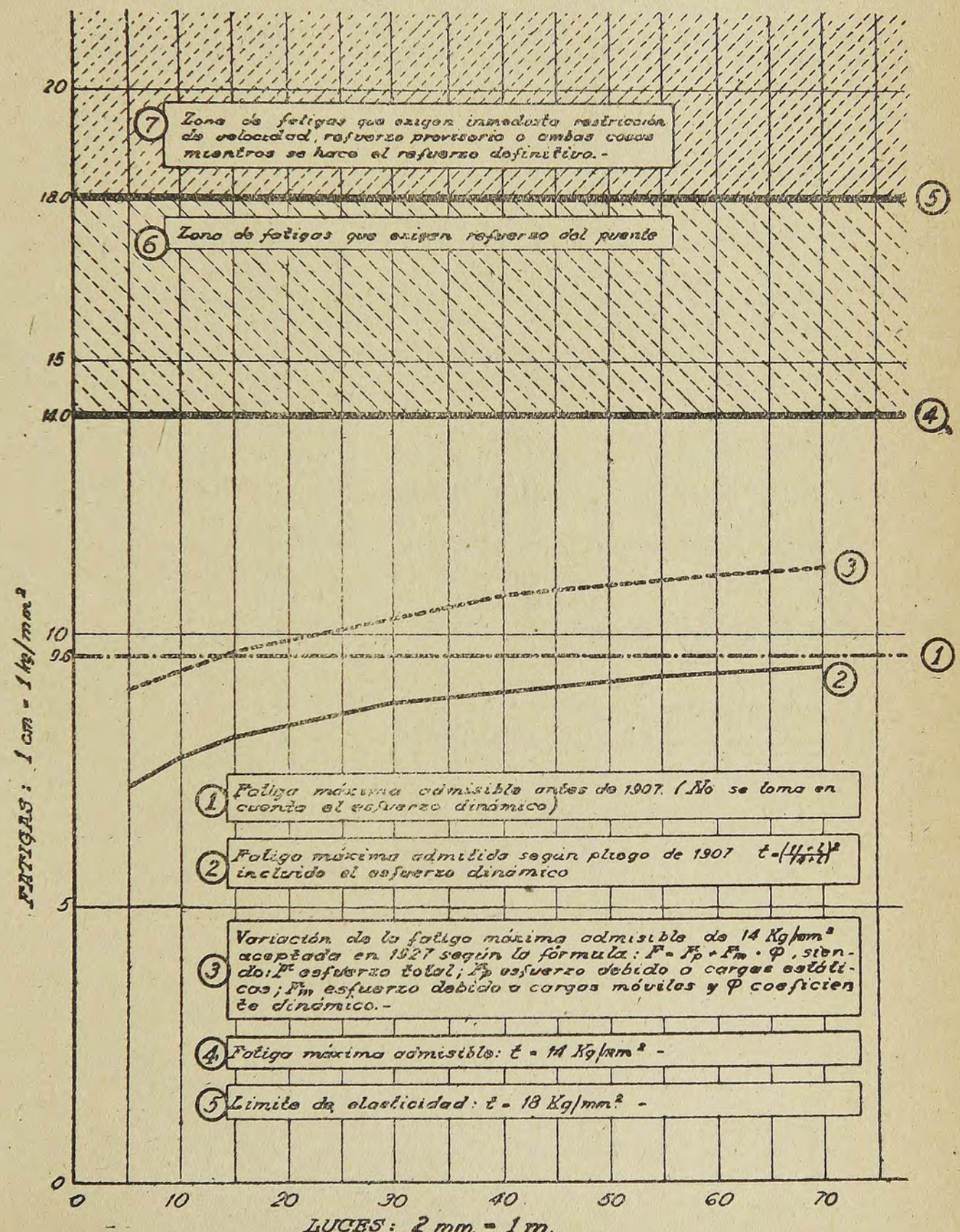
Antes del año 1907, año en que se aceptó el Pliego de Condiciones a que nos hemos referido anteriormente, no hubo un criterio fijo en cuanto a las fatigas límites a que debía hacerse trabajar el material metálico. Los puentes hechos en Chile se calcularon, al parecer, con 6,5 Kgs./mm². El material era deficiente. La Compañía del Creuzot aceptó fatigas límites diferentes, según los puentes, a pesar de que el material empleado tenía las mismas características. A continuación están los datos de algunos puentes y la comparación con la fatiga límite que debía haberse aceptado según el pliego de 1907.

Fatigas máximas

Nombre	Luz del tramo m.	A Fatiga máxima Kgs/mm²	B Fatiga adm. Pliego 1907 Kgs/mm²	% aumento de B respecto de A
Pichi-Quepe	14,30	8,15	7,05	— 13,5
Huilquilco	19,20	7,90	8,30	+ 5,0
Calle-Calle	60,00	8,66	9,20	+ 6,2
Lipingüe	39,00	9,10	8,94	— 1,7
Demaihue	15,30	8,70	8,10	— 6,9
Damas	50,00	9,44	9,16	— 3,0

LAMINA 4

FATIGAS MAXIMAS



El pliego de 1907 fijó las fatigas límites en función de la luz de las vigas por la fórmula:

$$R = 10 \left(\frac{11 + l}{14 + l}\right)^2 \quad \text{y} \quad 8 \left(\frac{11 + l}{14 + l}\right)^2 \quad (*)$$

para el acero y el fierro respectivamente; iba incluído el efecto dinámico. Para el cizalle aceptaba 0,8 R y 2 R para el aplastamiento.

En 1930 se aceptó como fatiga límite 14 Kgs/mm² para el acero corriente y se tomaron en cuenta los factores dinámicos en el coeficiente φ que multiplica la solicitación de la carga rodante.

El esfuerzo total es entonces:

$$F = F_p + \varphi \cdot F_m$$

o sea, esfuerzo total igual al esfuerzo producido por el peso propio más el de la carga rodante multiplicado por el coeficiente φ.

En la lámina 4 se ve la ventaja que hubo en aceptar esta modificación. Se acordó también que los puentes cuyas fatigas para el tráfico efectivo pasaran de 14 Kgs/mm² deberían reforzarse y si subían de 18 Kgs/mm² deberían tomarse medidas inmediatas, como el restringir la velocidad para disminuír el coeficiente φ o hacer refuerzos provisorios, o ambas cosas a la vez.

A continuación, damos los coeficientes φ y las fatigas aceptadas.

(*) l en m y R en Kg/mm²

Coeficiente de dinamicidad

LUCES	EN LOS SIGUIENTES CASOS:		
	Con rieles directamente o con planchas de apoyo en los largueros, travesaños o vigas principales	Con durmientes en los largueros o vigas principales	Con tablero lleno
Mts.	$\varphi = 1{,}2 + \frac{17}{l + 28}$	$\varphi = 1{,}19 + \frac{21}{l + 46}$	$\varphi = 1{,}11 + \frac{56}{l + 144}$
0	1,80	1,65	1,50
1	1,79	1,64	1,50
2	1,77	1,63	1,49
3	1,75	1,62	1,49
4	1,73	1,61	1,49
5	1,71	1,60	1,49
6	1,70	1,59	1,48
7	1,69	1,59	1,48
8	1,67	1,58	1,48
9	1,66	1,57	1,48
10	1,65	1,57	1,47
20	1,55	1,51	1,45
30	1.49	1,47	1,43
40	1,45	1,43	1,41
50	1,42	1,41	1,40
60		1,39	
70		1,37	
80		1,36	
90		1,35	
100		1,34	
110		1,33	
120		1,32	
130		1,31	
140		1,30	
150		1,30	

Fatigas admisibles

1	2	3	4
Material	Límite de estiramiento término medio σ_s Kgs/cm²	Fatigas admisibles de tracción y flexión para el tablero y vigas maestras solicitadas por los: ESFUERZOS PRINCIPALES (carga permanente, rodante, fuerza centrífuga, cambios de temperatura) σ adm. en Kgs/cm²	ESFUERZOS PRINCIPALES, VIENTO Y ESFUERZOS ADICIONALES. (A los últimos pertenecen frenaje, choques laterales, frotamiento en los apoyos, desplome en los estribos y sentamiento en los machones) σ adm. en Kgs/cm²
		A) PUENTES NUEVOS	
Acero dulce St. 37	2400	1400	1600
Acero de alta calidad St. 48	3120	$1400 \frac{3120}{2400} = 1820$	$1600 \frac{3120}{2400} = 2080$
Acero de alta calidad St. 52.	3600	$1400 \frac{3600}{2400} = 2100$	$1600 \frac{3600}{2400} = 2400$
		B) PUENTES EXISTENTES	
Fierro soldado y acero dulce	2200	1400	1600
Remaches y pernos St. 34 y St. 44 St. 38 y St. 52		FATIGAS ADMISIBLES al cizalle $T = 0{,}8\ \sigma$ adm.	FATIGAS ADMISIBLES al aplastamiento $\sigma_{ap} = 2\ \sigma$ adm.

Nota: Las fatigas admisibles al cizalle T adm. son iguales a 0,8 σ adm. de la tabla.

Ríos y puentes

La red ferroviaria se divide en Red Norte y Red Sur La primera comprende la línea de Calera a Pueblo Hundido y ramales con una longitud de 1672 Kilómetros de 1,00 m. de trocha. La segunda se extiende de Santiago a Puerto Montt, Valparaíso y ramales con 3144 kilómetros y las siguientes trochas:

Trocha	1,68 m.	2692 Kms.
»	1,00 m.	223 »
»	0,60 m.	229 »

La Red Sur se encuentra a lo largo del valle central y atraviesa los ríos que nacen en la cordillera de los Andes.

Los ríos desde el Norte hasta el Bío-Bío se clasifican como ríos torrenciales, es decir, tienen un caudal variable, grandes creces en la época de las lluvias y de los deshielos, y períodos de sequía. Causa extrañeza ver puentes de gran longitud para ríos con tan poca agua; pero en los períodos de creces no sólo se cubre el lecho, sino que sube el agua hásta las vigas.

Uno de los peligros de las creces son las socávaciones de los estribos y machones que pueden llegar a producir el hundimiento del puente como ocurrió en el Talagante sobre el río Mapocho y en el Teno N.° 1.

No sólo varía el caudal de estos ríos, sino a veces también su lecho. El año 1920 el río Achibueno cortó la línea antes del estribo Norte y dejó en seco su lecho anterior.

El problema de la defensa de la vía es de suma importancia. Algunos ríos se han dividido en dos brazos y amenazan continuamente la línea comprendida entre ellos, como pasa con los Teno y los Lircay; en otros casos el río tiende a irse por los brazos de descarga como ocurre con el Maule que se carga hácia el Vertientes situado un poco al sur.

Los principales puentes ferroviarios sobre ríos torrenciales son los del Maipo, Cachapoal, Tinguiririca, Teno N.° 1 y 2, Lontué, Lircay, Maule y Ñuble. El Teno y el Lontué forman el Mataquito, atravesado el primero por la línea del ramal a Licantén.

Al sur del Bío-Bío los ríos son de caudal constante y lecho fijo, aunque algunos como el Cautín tienen fuertes variaciones; hoy día corre en parte paralelo al eje del puente. Todos ellos nacen de lagos o los atraviesan en su curso superior.

Las creces afectan también a estos ríos, especialmente en la época de las lluviás. Se producen grandes inundaciones; pero las socavaciones no son un peligro, tal como en los ríos torrenciales. Mientras más al sur, los ríos son más tranquilos y caudalosos. Los principales puentes están sobre los ríos: Laja, Bío-Bío, Cautín, Toltén, Calle-Calle, Bueno, Pilmaiquén, Rahue, Maullín y Chol-Chol en el ramal a Carahue.

Entre Collipulli y Temuco hay una serie de viaductos, tales como el Malleco, Quino, Salto y Quillen; igualmente al sur de Osorno donde están el Sagllue y el Zarcas.

Cerca de Santiago los viaductos más importantes son el Cucharas y el Claro.

Características de los tramos metálicos.

Hay en la red ferroviaria 29.771 metros de puentes mayores, es decir de más de 10 metros de luz, lo que corresponde a 6,16 metros de puente por kilómetro de vía. A continuación, están clasificados según su material y vemos que el 89% son metálicos. No se ha tomado en cuenta el ferrocarril de Ancud a Castro en la isla de Chiloé.

Puentes mayores de 10 m. de luz

Material	Longitud en m.	Porcentaje
Metálico	26.328.—	89,0
Concreto armado	2.862.—	10,0
Albañilería ladrillos	429.—	1,0
Albañilería piedras	15.—	.....
Madera	137.—	.....
Total	29.771.—	

Gran parte de nuestros puentes metálicos fueron hechos por la compañía francesa Schneider y Cía. del Creuzot y por eso tienen iguales características. Enrejados dobles o cuádruples, cabezas compuestas, de sección T, diagonales de perfiles U, remachaduras de unión de las diagonales al alma de las cabezas abundantes, lo que ha favorecido su refuerzo; goussets en los tableros de poco espesor, 7 mm.; contravientos con diagonales de perfiles T; material a veces quebradizo con límites de elasticidad entre 28 y 34 Kgs/mm^2 y carga de ruptura entre 38 y 45.

En el año 1926 se comenzó el refuerzo de los puentes de Temuco al Sur, todos eran del Creuzot. Se hizo primero una verificación para el tráfico que sufrían. En los que se encontró fatigas de 18 Kgs/mm^2, que en algunos llegaron a 28, se restringió la velocidad a la vuelta de la rueda para disminuír el coeficiente dinámico. Por desgracia, esta medida no se cumplió fielmente y pronto aparecieron grietas en las cabezas en los puentes Toltén y Huaquilpo y en las cabezas y en algunos travesaños en el puente Llollelhue N.° 2. Al paso de un pescante pesado se cortaron las cantoneras inferiores y el alma en un travesaño de los puentes Río Bueno N.° 1 y Pilmaiquén N.° 1.

Los puentes hechos en Chile en el siglo pasado, como el Maule, Ñuble y Laja son de material malo. En el Maule como mínimum de límite de elasticidad se llegó a 22,8 Kgs/mm^2 y 25,7 de ruptura. En el Ñuble a 22 y 29 y en el Laja, 21,2 y 31,4 respectivamente.

(Continuará).