

CAPÍTULO 4

ANÁLISIS ESTRUCTURAL DEL PUENTE EN ESTADO ACTUAL

4.1 INTRODUCCIÓN

En el presente Capítulo se presenta un análisis estructural del puente, previo a la remediación.

Para la estructura en su condición actual se realizó un análisis de cargas con el objetivo de determinar las solicitaciones sobre los miembros del reticulado que soporta la losa, ya que, como se ha indicado anteriormente, se considera que la losa actual se encuentra en malas condiciones y ha llegado al final de su vida útil, siendo su reemplazo la única alternativa viable.

El modelo utilizado para de la estructura en su configuración actual es un modelo bidimensional, ya que sólo interesa conocer los esfuerzos en las barras del reticulado. A continuación se detallan los Estados de Carga considerados para el modelado de la estructura con la designación que se le dio en el modelo correspondiente y luego se indican las diferentes Combinaciones de Carga utilizadas.

4.2 ANÁLISIS DE CARGAS

Se analizó la estructura metálica que forma el puente con las cargas de uso correspondientes:

- Peso propio del reticulado.
- Peso propio de la losa de Hormigón Armado.
- Sobrecarga de Multitud Compacta (MC) en vereda.
- Sobrecarga de Multitud Compacta (MC) en calzada, amplificada por un coeficiente de impacto.
- Aplanadora A-30 de la Dirección Nacional de Vialidad, una por cada carril, amplificada por un coeficiente de impacto.

Para el prorrateo de las cargas distribuidas se ha considerado que las vigas centrales se encuentran más cargadas y que por lo tanto reciben una carga proporcional al ancho de influencia de las mismas el cual corresponde a:

$$\frac{\text{Separación entre vigas}}{\text{Ancho total tablero}} = \frac{2,80 \text{ m}}{8,40 \text{ m}} = 0,33 \quad (\text{Ec. 4.1})$$

4.3 ESTADOS DE CARGA

A continuación se detalla la determinación de las cargas debidas al peso propio y sobrecargas de uso que se utilizaron en el análisis de la estructura.

4.3.1 G1 - Peso Propio de la Estructura Metálica

En la Tabla 4.1 se detalla el análisis del peso propio de la estructura metálica correspondiente a las vigas longitudinales y los planos de rigidización.

Tabla 4.1: Análisis de peso propio de la estructura metálica

ÍTEM	ELEMENTO	DESIGNACIÓN	SECCIÓN	INCLINACIÓN	PESO [kg/m/perfil]	PESO [kg/m]
1	Cordón Superior	CS y CS APOYO	2 UPN 160	0°	18.80	37.60
2	Cordón Inferior	CI	2 UPN 140	0°	16.00	32.00
3	Diagonales Apoyos	D1	2 UPN 140	45°	16.00	45.26
4	Diagonales Vano	D2	2 UPN 120	45°	13.40	37.91
5	Planos de Rigidización	-	2 PNL 51x51x4,8	-	3.70	12.73
6	Planos de Rigidización - Travesaños	-	2 PNL 51x51x4,8	-	3.70	10.36
7	Presillas Cordón Superior	-	2 Presillas 100x220x7,94 - 1 c/80cm	-	2.80	3.50
8	Presillas Cordón Inferior	-	2 Presillas 100x220x7,94 - 1 c/80cm	-	2.80	3.50
9	Presillas Barras Diagonales	-	2 Presillas 100x220x7,94 - 1 c/80cm	-	2.80	5.60
10	Chapas de Nudo	-	2 Chapas 380x650x7,94 - 1 chapa c/2m	-	30.80	30.80

4.3.2 G2 - Peso Propio del tablero de HºAº

En la Tabla 4.2 se muestra el detalle del peso propio del tablero de hormigón armado existente.

Tabla 4.2: Análisis del peso propio del tablero

ÍTEM	ELEMENTO	DETALLE	PESO UN. [kg/m ³]	PESO [kg/m]
1	Losa	Espesor: 20,5 cm	2500.00	1435.00
		Ancho: 8,40 m		
2	Nervios Transversales	Sección: 0,078 m ²	2500.00	136.50
3	Carpeta de Rodamiento	Espesor: 5 cm	2500.00	322.00
4	Veredas	Sección: 0,088 m ²	2500.00	146.70
5	Barandas	-	2500.00	200.00

4.3.3 Sobrecarga de Uso

Para la determinación de las sobrecargas de uso se siguieron las especificaciones de la Dirección Nacional de Vialidad para los estados de carga de Multitud Compacta y Aplanadoras. La categoría del puente se ha definido como A-30, ya que forma parte de la Red Vial Nacional y se considera que estará sometido a tránsito de vehículos pesados. Cabe mencionar que el puente original fue calculado con las cargas correspondientes a la categoría A-20, con lo que este análisis pretende re-categorizar la estructura en función de las cargas de tránsito que soporta actualmente.

De acuerdo con el tipo de estructura (vigas principales que parcialmente forman parte de la estructura del tablero o vinculados a ésta) y la luz entre apoyos (20 metros) se determina, según la Figura 4.1 que reproduce la “Tabla N°2 – Coeficiente de Impacto” de la DNV, que el Coeficiente de Impacto a utilizar para la mayoración de las sobrecargas de uso será de $\phi=1,25$.

Tabla n°2 – Coeficiente de impacto.

Tipo de estructura	Coeficiente de impacto.
1) Tablero de la calzada, incluyendo viguetas transversales y longitudinales, nervios, columnas y péndolas.	1,4
2) Vigas principales o pórticos nervados que parcial o íntegramente forman parte de la estructura del tablero o que estén directamente vinculados a ésta:	
l < 10m	1,4
l = 10m	1,3
l = 30m	1,2
l = 50m	1,1
l ≥ 70m	1,0
3) Vigas principales vinculadas al tablero solamente mediante vigas transversales, es decir, cuando la losa de la calzada no apoya directamente sobre la viga principal, pórticos, losas y puentes losas:	
l < 10m	1,3
l = 10m	1,2
l = 30m	1,1
l ≥ 50m	1,0
4) Estructuras en arco:	
a) Puentes en arco de sección discontinua (vigas aisladas, vigas huecas, sección nervada, etc.)	
l < 50m	1,2
l = 50m	1,1
l ≥ 70m	1,0
b) Bóvedas en sección llena:	
l < 50m	1,1
l ≥ 50m	1,0
5) Alcantarillas cualquier luz:	
Tapada menor de 0,20m.	1,4
Tapada entre 0,20m y 0,40m.	1,3
Tapada entre 0,40m y 0,60m.	1,2
Tapada entre 0,60m y 0,80m.	1,1
Tapada mayor de 1,00m.	1,0

Figura 4.1: Tabla de Coeficientes de Impacto – Dirección Nacional de Vialidad

4.3.4 MC – Multitud Compacta

En la Tabla 4.3 se indican las sobrecargas correspondientes a la Multitud Compacta en vereda y en calzada que se utilizaron en el análisis.

Tabla 4.3: Sobrecargas de Uso

ÍTEM	ESTADO	DETALLE	CARGA [kg/m ²]	AMPLIFICACIÓN	CARGA [kg/m]
1	Multitud compacta en Calzada	Ancho tributario: 2,80 m	600.00	1.25	2100.00
2	Multitud Compacta en Vereda	Ancho: 0,65 m**	400.00	1.00	130.00
** Se considera distribuida por partes iguales entre las 4 vigas					

Se consideran, para la Multitud Compacta, tres posiciones de la sobrecarga:

- MC1: Multitud Compacta para Momento Máximo en Vano.
- MC2: Multitud Compacta para Momento Máximo en Apoyo.
- MC3: Multitud Compacta continua.

4.3.5 Aplanadora A-30

Se considera una aplanadora por carril. La aplanadora de Diseño corresponde a la Aplanadora A-30 DNV cuyas características se detallan en la Figura 4.2, que corresponde a la Tabla N°1 y Figura 1 de las Bases para el cálculo de Puentes de Hormigón Armado de la Dirección Nacional de Vialidad.

Tabla nº 1 – Sobrecarga Reglamentaria.

	Categoría de puentes			
	A-30	A-25	A-20	Especial
Aplanadora, peso total (t)	30	25	20	Carga según el caso.
Aplanadora, rodillo delantero (t)	13	10	8	
Aplanadora, cada rodillo trasero (t)	8,5	7,5	6	
Multitud compacta (t/m ²)	0,6	0,6	0,5	
Sobrecarga en veredas (t/m ²)	0,4	0,4	0,4	

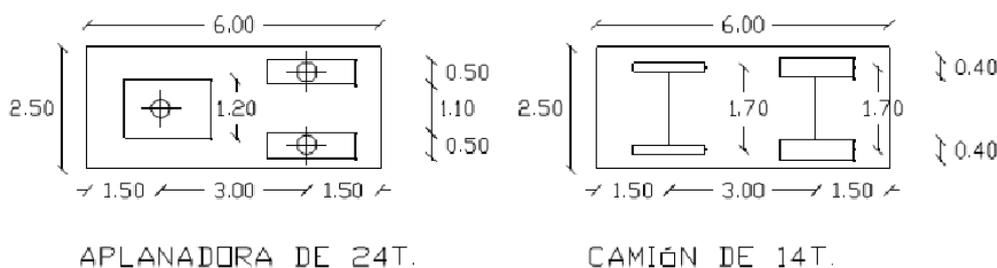


Fig.1 – Aplanadora tipo.

Figura 4.2: Aplanadora y Sobrecarga de Diseño Dirección Nacional de Vialidad

- Rodillo Delantero: 13000 kg (43% de la carga total)
- Rodillo Trasero: 2 x 8500 kg = 17000 kg (57 % de la carga total)

Para considerar la superposición entre la Multitud Compacta y la Aplanadora se hace una simplificación, restando a cada rodillo el peso correspondiente a la Multitud en Calzada sobre el área ocupada por la aplanadora (6 m * 2,5 m), proporcionalmente a sus pesos, lo que se indica en las Ecuaciones 4.2 a 4.4.

$$2,5m \cdot 6m \cdot 600 \frac{kg}{m^2} = 9000 kg \tag{Ec. 4.2}$$

$$Rd' = (13000 kg - 0,43 \cdot 9000 kg) \cdot 2 \cdot 1,25 \cdot \frac{2,80 m}{8,40 m} = 7610 kg \tag{Ec. 4.3}$$

$$Rt' = (17000 \text{ kg} - 0,57 * 9000 \text{ kg}) * 2 * 1,25 * \frac{2,80 \text{ m}}{8,40 \text{ m}} = 9900 \text{ kg} \quad (\text{Ec. 4.4})$$

Para la Aplanadora A30, se han considerado dos posiciones de la misma:

- A301: Aplanadora para momento máximo en el vano.
- A303: Aplanadora para corte máximo en el apoyo (máxima compresión de la Diagonal del apoyo).

4.4 RESUMEN ESTADOS DE CARGA

A continuación, en las Figuras 4.3 a 4.9, se muestran los estados de carga aplicados en el modelo bidimensional del puente.

G1: peso propio de la estructura metálica **0,15 tn /m**

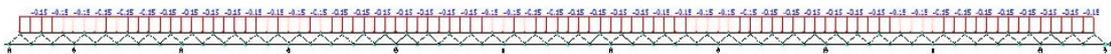


Figura 4.3: Esquema de carga para G1

G2: peso propio de la losa de HºAº, veredas y barandas **2,23 tn/m**

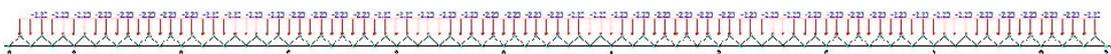


Figura 4.4: Esquema de carga para G2

MC1: Multitud Compacta para Momento Máximo en Vano

2,23 tn/m

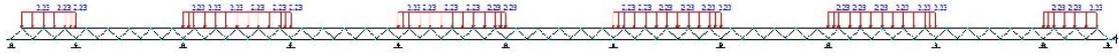


Figura 4.5: Esquema de carga para MC1

MC2: Multitud Compacta para Momento Máximo en Apoyo

2,23 tn/m

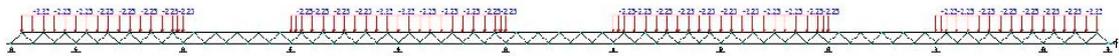


Figura 4.6: Esquema de carga para MC2

MC3: Multitud Compacta continua

2,23 tn/m

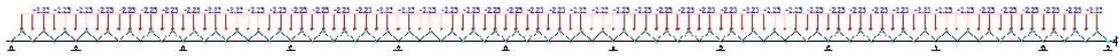


Figura 4.7: Esquema de carga para MC3

A301: cargas de los dos rodillos de la aplanadora A30 para momento máximo en el vano

- $R_d=7,61$ tn
- $R_t=9,90$ tn



Figura 4.8: Esquema de carga para A301

A303: cargas de los dos rodillos de la aplanadora A30 para corte máximo en el apoyo

- $R_d=7,61$ tn
- $R_t=9,90$ tn

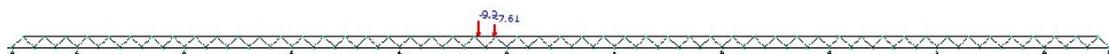


Figura 4.9: Esquema de carga para A303

4.5 ESTADOS DE CARGA NO CONSIDERADOS

Para el análisis estructural del puente no se han tenido en cuenta los efectos del viento, nieve, hielo o sismo. Los efectos de viento se han despreciado por su poca importancia en la zona de ubicación de la estructura. Las cargas de nieve y hielo son de ocurrencia improbable para la Zona I donde se encuentra el puente. Las acciones sísmicas, por encontrarse el puente en la Zona Sísmica 0, según dispone el Reglamento INPRES-CIRSOC 103 Parte I, las acciones sísmicas son muy reducidas y poco probables por lo que no se consideran en este análisis.

4.6 COMBINACIONES DE CARGAS

En función de los Estados de Carga definidos se propusieron las siguientes cinco Combinaciones de Carga para Estados Límite Últimos:

- $CC1 = 1,4*(G1+G2)$
- $CC2 = 1,2*(G1+G2) + 1,6*(MC3+A301)$ para carga gravitatoria máxima.
- $CC3 = 1,2*(G1+G2) + 1,6*(MC3+A303)$ para máximo corte (máxima compresión en diagonal de apoyo).
- $CC4 = 1,2*(G1+G2) + 1,6*(MC1+A301)$ para momento máximo en vano.

- $CC5 = 1,2*(G1+G2) + 1,6*(MC2+A303)$ para máximo momento en vano.

A partir de estas Combinaciones de Carga Últimas se obtienen las solicitaciones en estado último de las barras que serán luego comparadas con las Resistencias de Diseño de las mismas.

4.7 RESISTENCIAS REQUERIDAS EN BARRAS

Del modelo plano de la estructura surgen los esfuerzos últimos (se transcriben sólo los valores máximos, sin indicar en qué barra se presenta), resumidos en la siguiente tabla:

Tabla 4.4: Resistencias requeridas en barras de viga longitudinal según modelo.

Barra	Resistencia Requerida a Compresión	Resistencia Requerida a Tracción
CS - Cordón Superior	100,3 tn	51,38 tn
CSA - Cordón superior Apoyo	30,73 tn	156,14 tn
CI - Cordón Inferior	83,35 tn	120,31 tn
D1 - Diagonales Apoyos	123,91 tn	0,00 tn
D2 - Diagonales Vano	87,60 tn	87,60 tn

4.8 CAPACIDAD RESISTENTE DE LAS BARRAS ARMADAS

Acorde con las especificaciones del Reglamento Argentino CIRSOC 301-EL, se calcularon las capacidades resistentes a compresión y tracción de cada una de las barras. En las planillas del Anexo N°1 se presentan las planillas de Excel utilizadas para el cálculo de las Resistencias de Diseño, verificando los siguientes Estados Límite Últimos:

- Compresión
- Tracción

- Flexión: Plastificación, Pandeo Lateral Torsional, Pandeo Local de Ala, Pandeo Local de Alma.
- Flexocompresión y Flexotracción.

Los resultados de dichos cálculos se resumen en la Tabla 4.5.

Tabla 4.5: Resistencias de Diseño de las barras de las vigas longitudinales.

Barra	Capacidad Resistente a Compresión	Capacidad Resistente a Tracción
CS - Cordón Superior	78,74 tn	98,31 tn
CSA – Cordón Superior Apoyo	88,06 tn	169,20 tn
CI - Cordón Inferior	63,09 tn	86,27 tn
D1 - Diagonales Apoyos	73,80 tn	80,27 tn
D2 - Diagonales Vano	56,94 tn	71,90 tn

En la Tabla 4.6 se comparan las solicitaciones obtenidas del modelo con las capacidades resistentes de las barras.

Tabla 4.6: Comparativa entre Resistencias Requeridas y Capacidades de las barras de las vigas reticuladas.

Barra	A compresión	A Tracción
CS - Cordón Superior	127 %	52 %
CSA – Cordón Superior Apoyo	35 %	92 %
CI - Cordón Inferior	132 %	139 %
D1 - Diagonales Apoyos	168 %	0 %
D2 - Diagonales Vano	154 %	122 %

4.9 CONCLUSIONES RESPECTO DE LOS ESFUERZOS EN BARRAS

Para las diferentes combinaciones de cargas analizadas se arribó a las siguientes conclusiones sobre los esfuerzos que solicitan a las barras de las vigas longitudinales:

- E Cordón Superior supera su resistencia a compresión en el centro del vano, en un 27%.
- El Cordón Inferior en el apoyo supera su resistencia a compresión, a ambos lados del apoyo, en un 32%.
- El cordón inferior en el centro del vano, solicitado a tracción, excede su capacidad resistente en un 39%.
- Las diagonales D1 del apoyo están solicitadas en un 68% por encima de su resistencia a compresión.
- Las Diagonales D2 paralelas a las D1 ubicadas a ambos lados del apoyo están sobrecargadas en un 52%.
- Las diagonales intermedias entre las dos anteriormente mencionadas están sobresolicitadas en un 22%.

En la Figura 4.10 se esquematizan los resultados comentados.

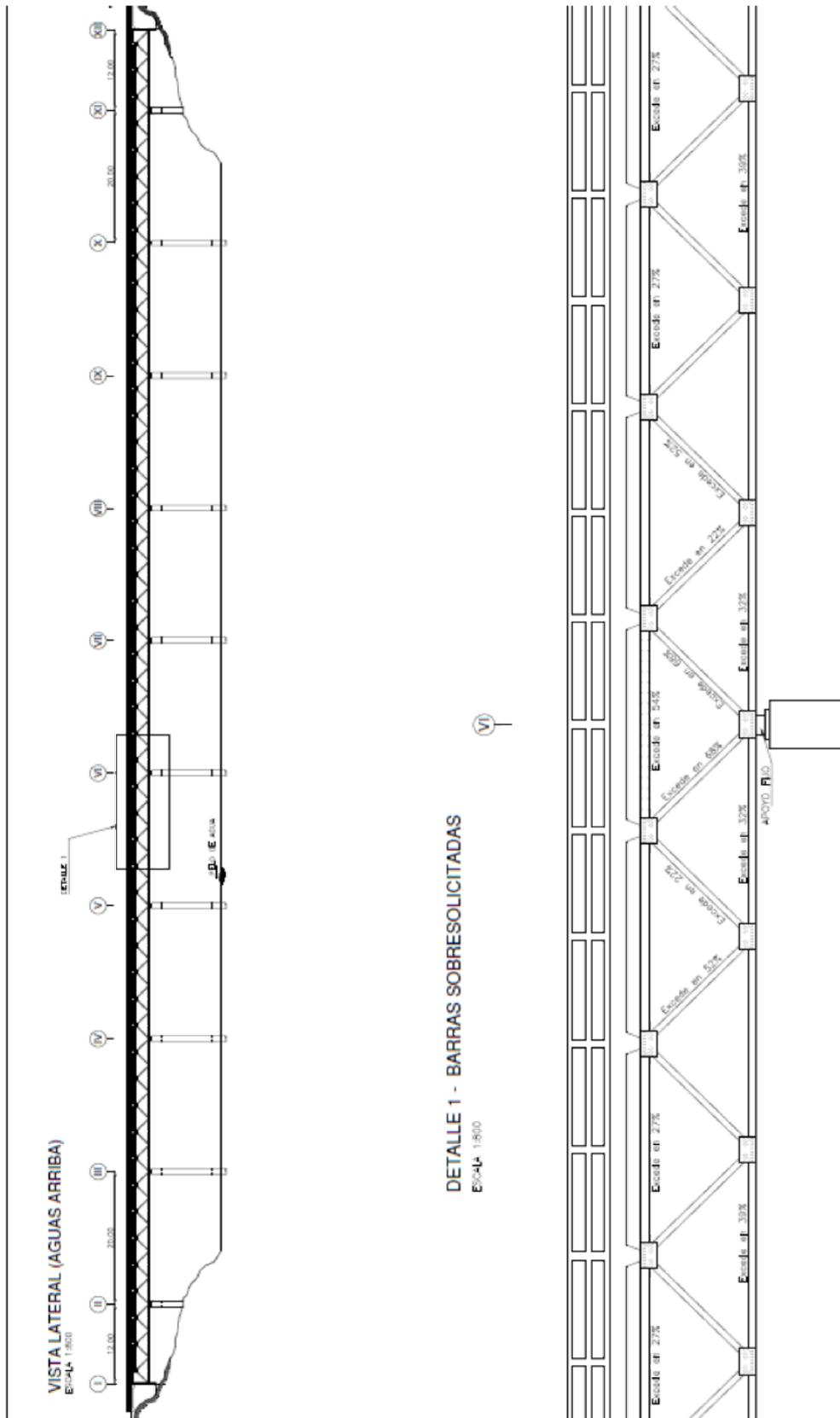


Figura 4.10: Esquema de barras sobresolicitadas.

CAPÍTULO 4.....	22
4.1 Introducción.....	22
4.2 Análisis de Cargas.....	22
4.3 Estados de Carga.....	23
4.3.1 G1 - Peso Propio de la Estructura Metálica.....	23
4.3.2 G2 - Peso Propio del tablero de H°A°.....	25
4.3.3 Sobrecarga de Uso.....	25
4.3.4 MC – Multitud Compacta.....	26
4.3.5 Aplanadora A-30.....	27
4.4 Resumen Estados de Carga.....	29
4.5 Estados de Carga no considerados.....	31
4.6 Combinaciones de Cargas.....	31
4.7 Resistencias Requeridas en Barras.....	32
4.8 Capacidad Resistente de las Barras Armadas.....	32
4.9 Conclusiones Respecto de los Esfuerzos en Barras.....	34