

## CAPÍTULO 6

### ANÁLISIS ESTRUCTURAL DEL PUENTE CON EL REFUERZO PROPUESTO

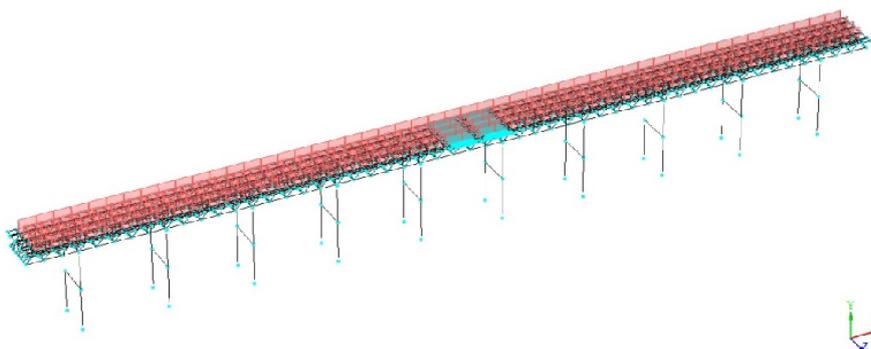
#### 6.1 INTRODUCCIÓN

Para el cálculo de los elementos estructurales de la propuesta de refuerzo se modeló la estructura en tres dimensiones utilizando el software comercial RAM Advanse v6.0. En este nuevo modelo se aplicaron todas las cargas descriptas para el modelo bidimensional, con la adición del peso propio del refuerzo metálico. Este modelo en 3D permitió obtener los esfuerzos en la nueva losa de hormigón, en la viga de refuerzo y en las barras del reticulado.

#### 6.2 ESTADOS DE CARGA

A continuación se ilustran los estados de carga considerados para el puente con el refuerzo propuesto.

##### 1. G1: Peso Propio Reticulado



**Figura 6.1:** Esquema de carga para G1

## 2. G2: Peso propio Losa

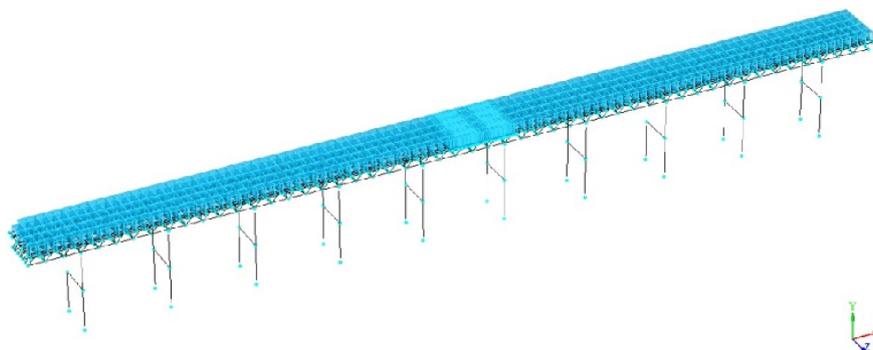


Figura 6.2: Esquema de carga para G2

## 3. G3: Peso Propio Refuerzo

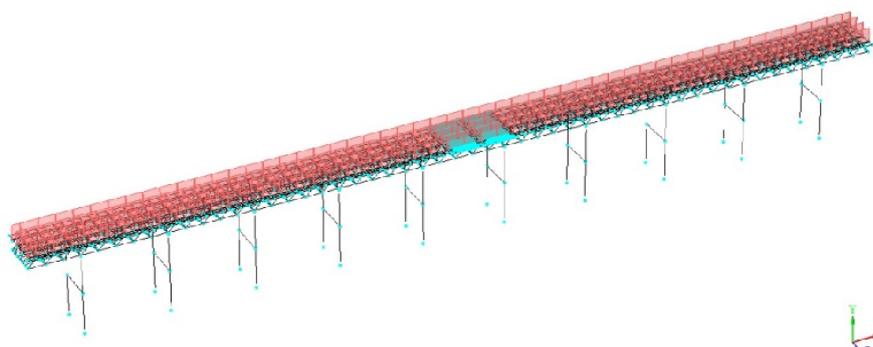


Figura 6.3: Esquema de carga para G3

## 4. MC1: Multitud Compacta Mmax vano

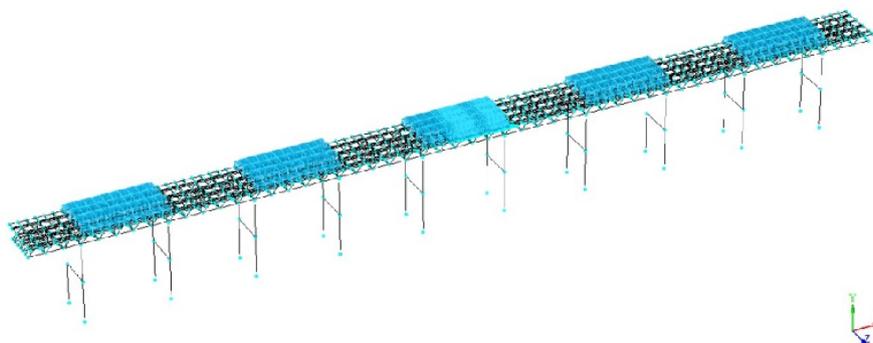


Figura 6.4: Esquema de Carga para MC1

**5. MC2: Multitud Compacta Mmax apoyo**

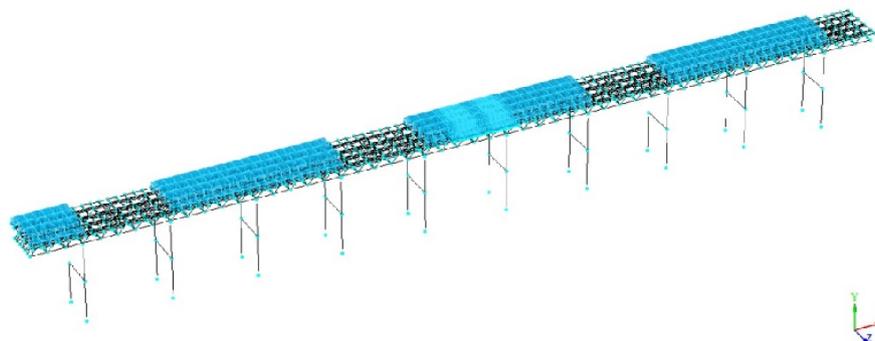


Figura 6.5: Esquema de carga para MC2

**6. MC3: Multitud Compacta continua**

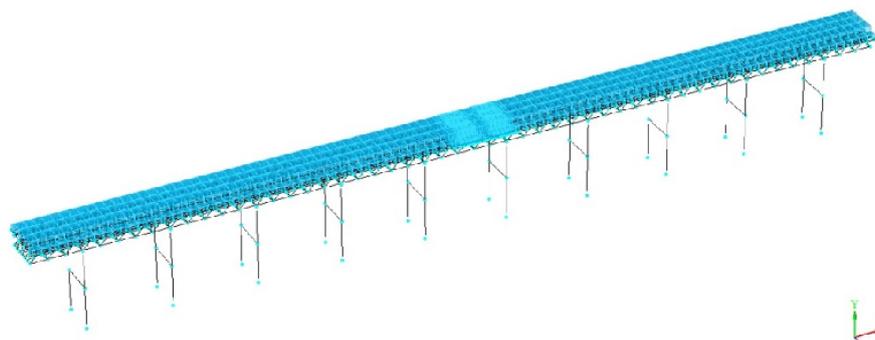


Figura 6.6: Esquema de carga para MC3.

**7. MC4: Multitud Compacta Sólo Vano Central**

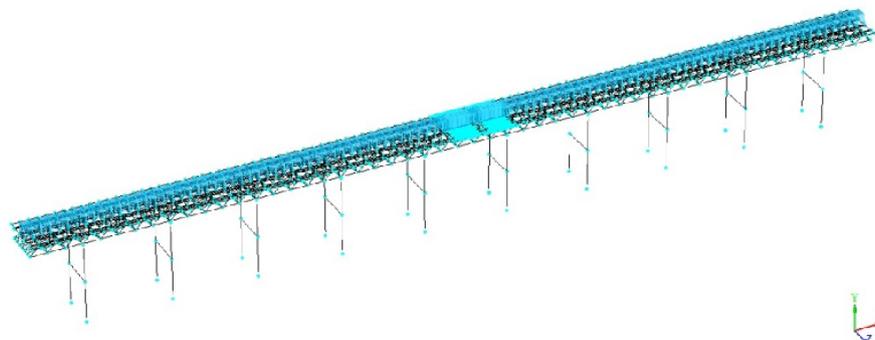
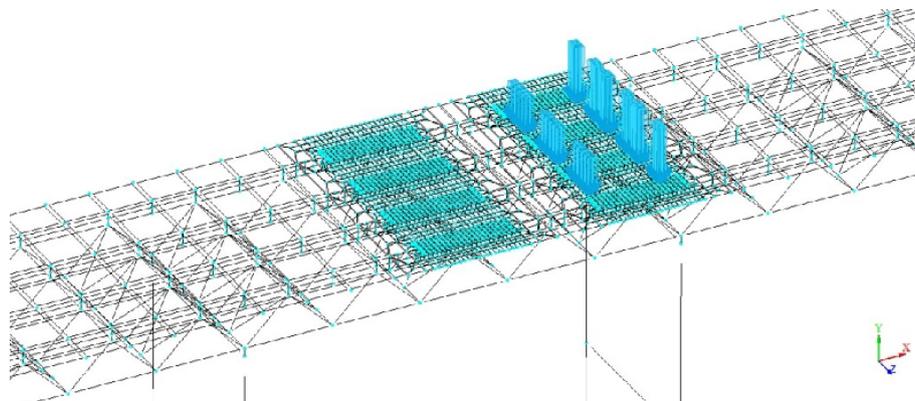


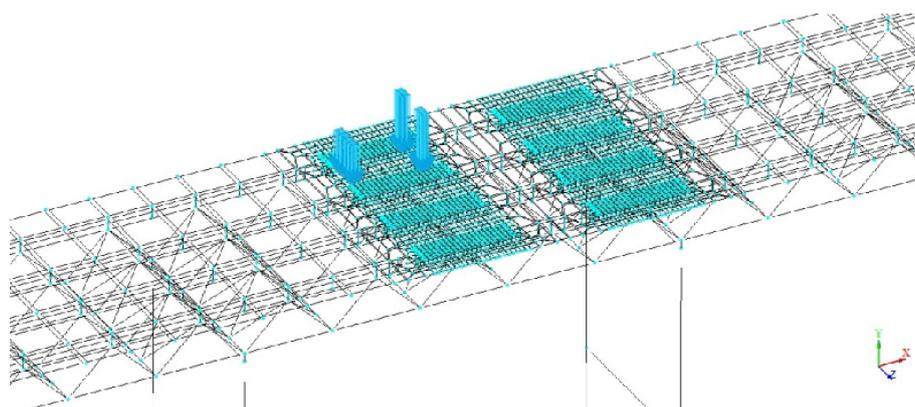
Figura 6.7: Esquema de carga para MC4

**8. A303: Aplanadora Qmax Apoyo**



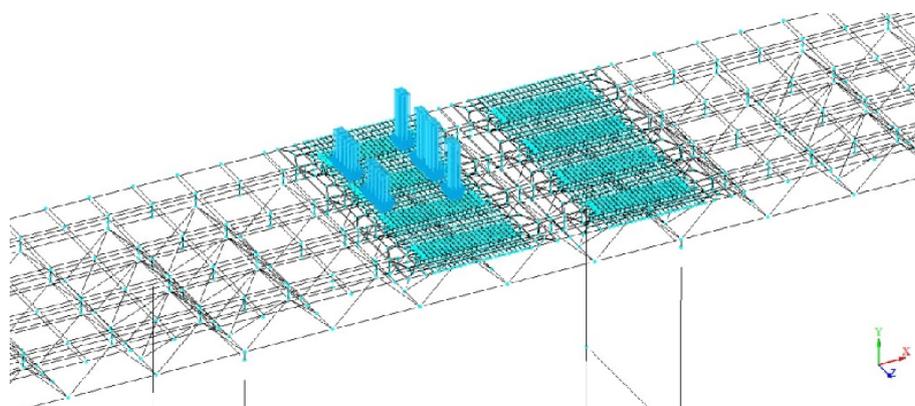
**Figura 6.8:** Esquema de carga para A303

**9. AA30: Aplanadora Carril 1**



**Figura 6.9:** Esquema de Carga para AA30

**10. AB30: Aplanadora Carril 1 y 2**



**Figura 6.10:** Esquema de Carga para AB30

**11. AC30: Aplanadora Carril 1 y 3**

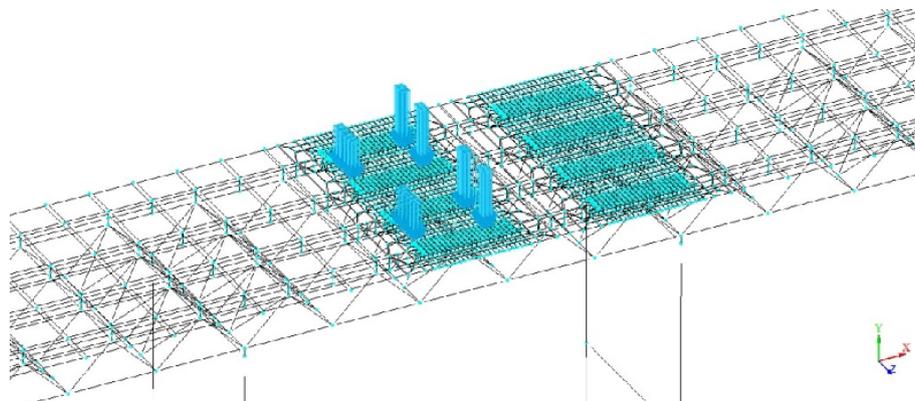


Figura 6.11: Esquema de Carga para AC30

**12. AE30: Aplanadora Carriles 1, 2 y 3 Centro**

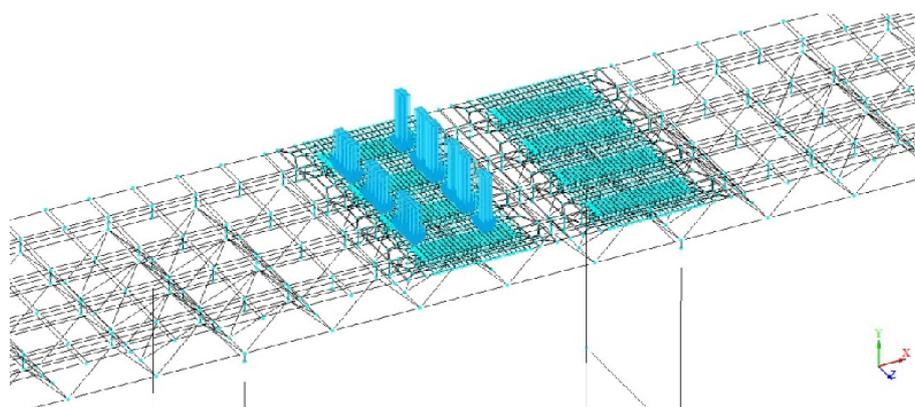


Figura 6.12: Esquema de carga para AE30.

**13. AF30: Aplanadora Carril 2 Centro**

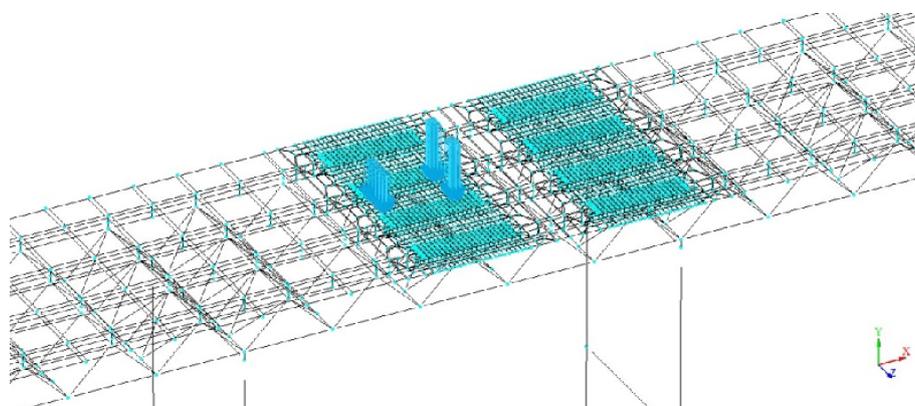


Figura 6. 13: Esquema de carga para AF30.

### 6.3 COMBINACIONES DE CARGA

Con el objeto de definir, para cada elemento estructural, las condiciones de carga más desfavorables, se propusieron las siguientes Combinaciones de Carga Últimas:

1. CC1: 1.2G1+1.2G2+1.2G3+1.6MC1+1.6AA30
2. CC2: 1.2G1+1.2G2+1.2G3+1.6MC2+1.6AA30
3. CC3: 1.2G1+1.2G2+1.2G3+1.6MC3+1.6AA30
4. CC4: 1.2G1+1.2G2+1.2G3+1.6MC1+1.6AB30
5. CC5: 1.2G1+1.2G2+1.2G3+1.6MC2+1.6AB30
6. CC6: 1.2G1+1.2G2+1.2G3+1.6MC3+1.6AB30
7. CC7: 1.2G1+1.2G2+1.2G3+1.6MC1+1.6AC30
8. CC8: 1.2G1+1.2G2+1.2G3+1.6MC2+1.6AC30
9. CC9: 1.2G1+1.2G2+1.2G3+1.6MC3+1.6AC30
10. CC10: 1.2G1+1.2G2+1.2G3+1.6MC1+1.6A303
11. CC11: 1.2G1+1.2G2+1.2G3+1.6MC2+1.6A303
12. CC12: 1.2G1+1.2G2+1.2G3+1.6MC3+1.6A303
13. CC13: 1.2G1+1.2G2+1.2G3+1.6MC4+1.6AF30

Estas Combinaciones de Carga Últimas se cargaron en el modelo tridimensional y se analizaron los resultados obtenidos para cada elemento de la estructura

A partir de los esfuerzos obtenidos de estas Combinaciones en Estado Último fue posible verificar las barras del refuerzo metálico y de las vigas reticuladas así como calcular las armaduras de la nueva losa de hormigón armado. A continuación se detalla el cálculo de cada uno de los elementos estructurales.

## 6.4 DIMENSIONADO Y VERIFICACIÓN DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES

En este apartado se realizará la verificación o el dimensionado, según corresponda, de cada uno de los elementos componentes de la estructura del puente.

### 6.4.1 Losa de Hormigón Armado

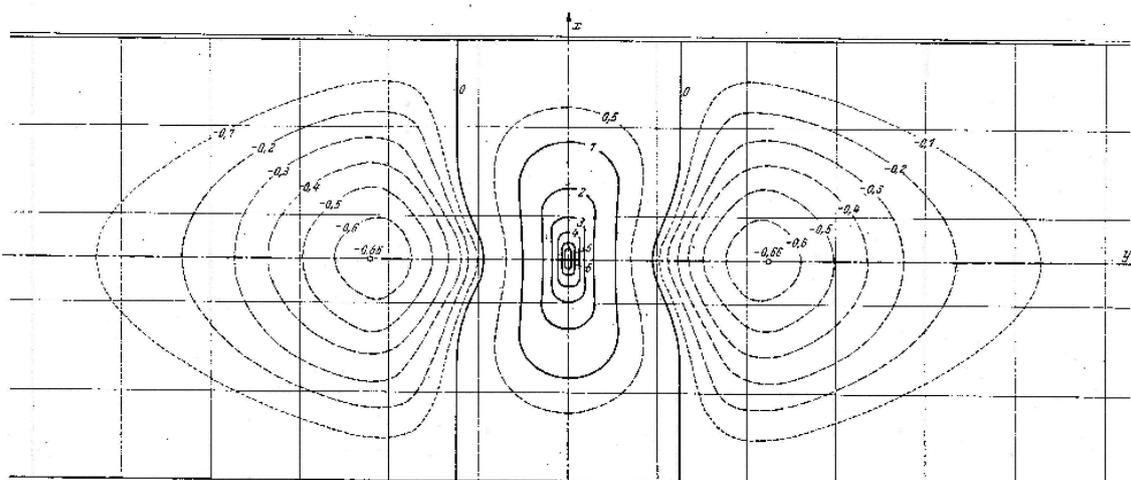
Para el dimensionado de las armaduras de la losa es necesario conocer los momentos flectores que la solicitan, de acuerdo con las Combinaciones de Carga Últimas definidas anteriormente.

Como una primera aproximación de los esfuerzos en la losa se utilizaron los ábacos del Método de Pucher. Los ábacos desarrollados por el Ingeniero alemán Adolf Pucher consisten en superficies de influencia de momentos flectores según dos ejes perpendiculares en puntos de interés de la placa, para placas con diferentes relaciones geométricas y distintas condiciones de apoyo, para cargas “puntuales” como pueden ser los rodillos de la aplanadora A30. El método se reduce a superponer, en la escala correspondiente, la proyección de las improntas de las cargas sobre la superficie de influencia y luego, discretizando los volúmenes encerrados por la superficie de influencia, calcular el momento flector producido en el punto de interés para el que fue elaborado el ábaco.

Los ábacos que se utilizaron para este caso corresponden a la losa infinitamente larga en una de sus direcciones y se plantearon diferentes condiciones de apoyo: simplemente apoyada en ambos bordes; simplemente apoyada en uno de sus bordes y empotrada en el otro; empotrada en ambos bordes y empotrada en uno de sus bordes y libre en el otro.

En la Figura 6.14 se presenta, a fines ilustrativos, el ábaco correspondiente a los momentos flectores alrededor del eje Y en el centro de la losa, para losas de longitud infinita en la dirección Y y ancho finito en la dirección X, con ambos bordes empotrados (esta situación podría asimilarse a la losa ubicada al centro de la calzada).

Tafel 13.  $m_x$ -Einflussfeld für die Feldmitte eines Plattenstreifens mit zwei eingespannten Rändern ( $8 \pi$ -fach)  
 Chart 13.  $m_x$ -Influence surface for the center of a plate-strip with two restrained edges ( $8 \pi$ -times)



**Figura 6.14:** Ábaco de Pucher para la superficie de influencia correspondiente al momento flector alrededor del eje “y” en el centro de una placa biempotrada, infinitamente larga en la dirección “y”.

Las superficies de influencia de este método no contemplan el efecto de Poisson, por lo que para el cálculo más preciso de los momentos flectores debe sumarse al momento flector en una dirección, una fracción del momento flector en la dirección perpendicular. En este caso se ha adoptado como Coeficiente de Poisson un valor de 0,15.

Si bien con los esfuerzos obtenidos por el método de Pucher es posible dimensionar las armaduras longitudinales y transversales de la losa, al cotejar estos resultados con los esfuerzos obtenidos del modelo 3D se observaron grandes diferencias. La diferencia radica, fundamentalmente, en que el método de Pucher, por las condiciones de borde que asume para la resolución de las ecuaciones diferenciales, determina que la losa trabaja únicamente en dirección de su luz más corta, lo que induce a calcular una armadura principal para la dirección transversal de la losa y tener una menor cuantía en la dirección longitudinal de la misma, ya que no se considera la flexibilidad de las vigas en las cuales apoya la losa. Sin embargo, observando el modelo de elementos finitos, se encuentra que la losa presenta momentos flectores del mismo orden de magnitud en ambas direcciones. Esto se debe a que la losa está apoyada en una viga reticulada, la cual tiene una gran diferencia de rigidez entre los nudos y el tramo del cordón superior lo que determina que la losa trabaje prácticamente en dos direcciones, con una luz de flexión de 4,00 m entre nudos del reticulado y de 2,80 m

en dirección perpendicular a las vigas principales. De esta forma, los esfuerzos solicitantes son aproximadamente iguales en ambas direcciones.

Las armaduras de la losa se calcularon según lo establecido por el Reglamento Argentino CIRSOC 201/2005, utilizando coeficientes adimensionales  $k_r$ ,  $k_z$  y  $k_c$  que se indican en la Tabla 6.1. y que surgen de la resolución de las siguientes ecuaciones:

$$k_c = \frac{c}{d} = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_c + \varepsilon_s} \quad (\text{Ec. 6.1})$$

$$k_z = \frac{z}{d} = \frac{d - \frac{a}{2}}{d} = 1 - \frac{\beta_1 k_c}{2} \quad (\text{Ec. 6.2})$$

$$k_r = \frac{M_u}{bd^2 f'_c} \quad (\text{Ec. 6.3})$$

Donde los términos de las Ecuaciones 6.1 a 6.3 significan lo siguiente:

- $k_c$ : profundidad relativa del eje neutro.
- $k_z$ : brazo de palanca reducido.
- $k_r$ : momento resistente minorado y reducido.
- $c$ : profundidad del eje neutro.
- $d$ : altura útil de la viga en flexión.
- $b$ : ancho de la sección.
- $\varepsilon_c$ : deformación específica del hormigón en compresión.
- $\varepsilon_s$ : deformación específica del acero en tracción.
- $z$ : brazo de palanca de las fuerzas interiores.
- $a = \beta_1 * c$ : altura del bloque rectangular de tensiones equivalentes del hormigón (compresión). Se adopta  $\beta_1 = 0,85$ .

**Tabla 6.1:** Tabla para Dimensionado y Verificación de Secciones Rectangulares.

|                                     | $k_r$ | $k_z$ | $k_c$ | $\epsilon_s$ | $\epsilon_c$ | $\Phi$ |
|-------------------------------------|-------|-------|-------|--------------|--------------|--------|
| <b>ZONA CONTROLADA POR TRACCIÓN</b> | 0.050 | 0.966 | 0.079 | 3.5%         | 0.3%         | 0.90   |
|                                     | 0.051 | 0.966 | 0.081 | 3.4%         | 0.3%         | 0.90   |
|                                     | 0.052 | 0.965 | 0.083 | 3.3%         | 0.3%         | 0.90   |
|                                     | 0.054 | 0.964 | 0.086 | 3.2%         | 0.3%         | 0.90   |
|                                     | 0.055 | 0.963 | 0.088 | 3.1%         | 0.3%         | 0.90   |
|                                     | 0.057 | 0.961 | 0.091 | 3.0%         | 0.3%         | 0.90   |
|                                     | 0.059 | 0.960 | 0.094 | 2.9%         | 0.3%         | 0.90   |
|                                     | 0.060 | 0.959 | 0.097 | 2.8%         | 0.3%         | 0.90   |
|                                     | 0.062 | 0.958 | 0.100 | 2.7%         | 0.3%         | 0.90   |
|                                     | 0.064 | 0.956 | 0.103 | 2.6%         | 0.3%         | 0.90   |
|                                     | 0.066 | 0.954 | 0.107 | 2.5%         | 0.3%         | 0.90   |
|                                     | 0.069 | 0.953 | 0.111 | 2.4%         | 0.3%         | 0.90   |
|                                     | 0.071 | 0.951 | 0.115 | 2.3%         | 0.3%         | 0.90   |
|                                     | 0.074 | 0.949 | 0.120 | 2.2%         | 0.3%         | 0.90   |
|                                     | 0.077 | 0.947 | 0.125 | 2.1%         | 0.3%         | 0.90   |
|                                     | 0.080 | 0.945 | 0.130 | 2.0%         | 0.3%         | 0.90   |
|                                     | 0.084 | 0.942 | 0.136 | 1.9%         | 0.3%         | 0.90   |
|                                     | 0.087 | 0.939 | 0.143 | 1.8%         | 0.3%         | 0.90   |
|                                     | 0.091 | 0.936 | 0.150 | 1.7%         | 0.3%         | 0.90   |
|                                     | 0.096 | 0.933 | 0.158 | 1.6%         | 0.3%         | 0.90   |
| 0.101                               | 0.929 | 0.167 | 1.5%  | 0.3%         | 0.90         |        |

|                           |       |       |       |       |      |      |
|---------------------------|-------|-------|-------|-------|------|------|
|                           | 0.106 | 0.925 | 0.176 | 1.4%  | 0.3% | 0.90 |
|                           | 0.112 | 0.920 | 0.188 | 1.3%  | 0.3% | 0.90 |
|                           | 0.119 | 0.915 | 0.200 | 1.2%  | 0.3% | 0.90 |
|                           | 0.127 | 0.909 | 0.214 | 1.1%  | 0.3% | 0.90 |
|                           | 0.135 | 0.902 | 0.231 | 1.0%  | 0.3% | 0.90 |
|                           | 0.145 | 0.894 | 0.250 | 0.9%  | 0.3% | 0.90 |
|                           | 0.157 | 0.884 | 0.273 | 0.8%  | 0.3% | 0.90 |
|                           | 0.170 | 0.873 | 0.300 | 0.7%  | 0.3% | 0.90 |
|                           | 0.174 | 0.869 | 0.308 | 0.68% | 0.3% | 0.90 |
|                           | 0.178 | 0.866 | 0.316 | 0.65% | 0.3% | 0.90 |
|                           | 0.182 | 0.862 | 0.324 | 0.63% | 0.3% | 0.90 |
|                           | 0.186 | 0.858 | 0.333 | 0.60% | 0.3% | 0.90 |
|                           | 0.190 | 0.854 | 0.343 | 0.58% | 0.3% | 0.90 |
|                           | 0.195 | 0.850 | 0.353 | 0.55% | 0.3% | 0.90 |
|                           | 0.200 | 0.845 | 0.364 | 0.53% | 0.3% | 0.90 |
|                           | 0.206 | 0.841 | 0.375 | 0.50% | 0.3% | 0.91 |
| <b>ZONA DE TRANSICIÓN</b> | 0.208 | 0.835 | 0.387 | 0.48% | 0.3% | 0.89 |
|                           | 0.209 | 0.830 | 0.400 | 0.45% | 0.3% | 0.87 |
|                           | 0.211 | 0.824 | 0.414 | 0.43% | 0.3% | 0.85 |
|                           | 0.212 | 0.818 | 0.429 | 0.40% | 0.3% | 0.84 |
|                           | 0.214 | 0.811 | 0.444 | 0.38% | 0.3% | 0.82 |
|                           | 0.216 | 0.804 | 0.462 | 0.35% | 0.3% | 0.80 |
|                           | 0.217 | 0.796 | 0.480 | 0.33% | 0.3% | 0.79 |

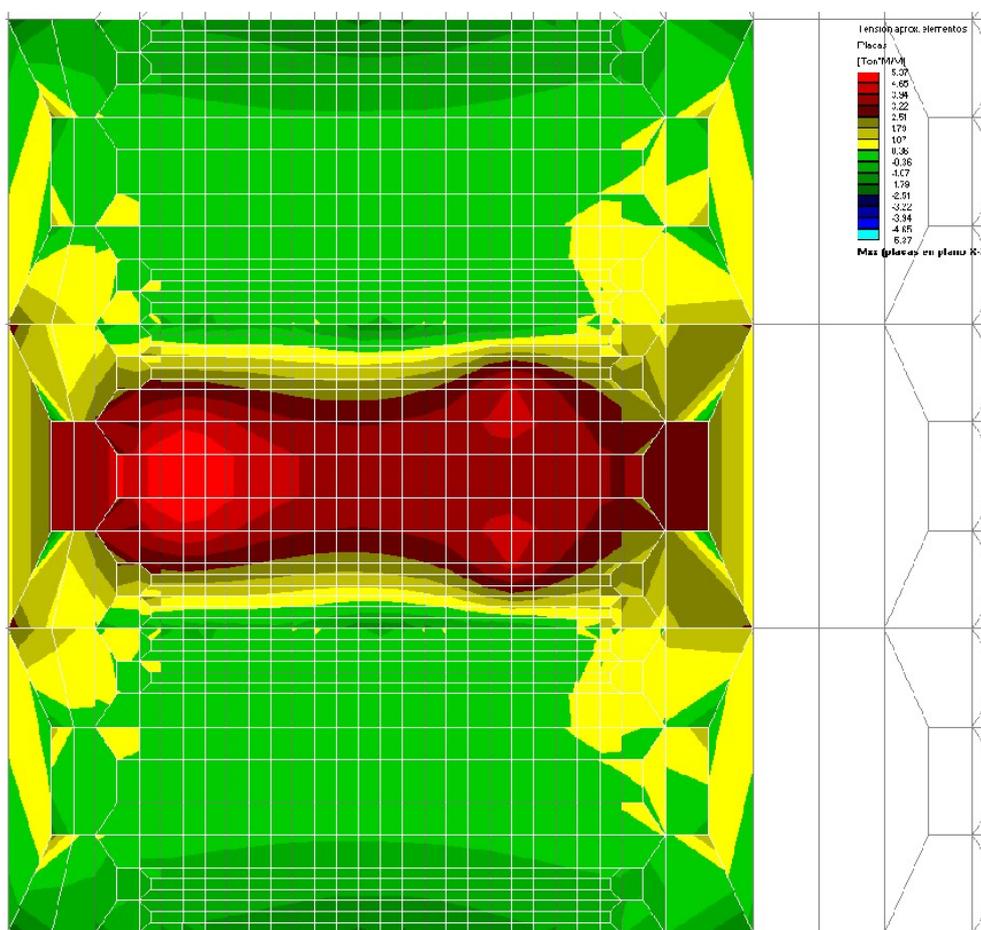
|                                       |       |       |       |       |      |      |
|---------------------------------------|-------|-------|-------|-------|------|------|
|                                       | 0.219 | 0.788 | 0.500 | 0.30% | 0.3% | 0.77 |
|                                       | 0.221 | 0.778 | 0.522 | 0.28% | 0.3% | 0.75 |
|                                       | 0.223 | 0.768 | 0.545 | 0.25% | 0.3% | 0.74 |
|                                       | 0.225 | 0.757 | 0.571 | 0.23% | 0.3% | 0.72 |
|                                       | 0.227 | 0.745 | 0.600 | 0.20% | 0.3% | 0.70 |
| <b>ZONA CONTROLADA POR COMPRESION</b> | 0.217 | 0.732 | 0.632 | 0.18% | 0.3% | 0.65 |
|                                       | 0.224 | 0.717 | 0.667 | 0.15% | 0.3% | 0.65 |
|                                       | 0.232 | 0.700 | 0.706 | 0.13% | 0.3% | 0.65 |
|                                       | 0.240 | 0.681 | 0.750 | 0.10% | 0.3% | 0.65 |
|                                       | 0.248 | 0.660 | 0.800 | 0.07% | 0.3% | 0.65 |
|                                       | 0.256 | 0.636 | 0.857 | 0.05% | 0.3% | 0.65 |
|                                       | 0.263 | 0.608 | 0.923 | 0.02% | 0.3% | 0.65 |

### 6.4.1.1 Momentos Flectores obtenidos del modelo

A continuación se transcriben las superficies de esfuerzos que se obtuvieron del modelo tridimensional y el momento flector máximo obtenido para el cálculo de las armaduras longitudinal y transversal.

- Momentos flectores alrededor del Eje X (Armaduras transversales)
  - Momentos máximos en vano central para armadura transversal.

Para las Combinaciones de Carga Últimas se obtuvo un Momento Flector Máximo de 5,37 tnm, correspondiente a la Combinación CC13, que produce tracción en la fibra inferior de la losa.



**Figura 6.15:** Momentos Flectores en el vano central. Salida de Software RAM Advanse v6.0.

- Momentos máximos en voladizo

Para las Combinaciones de Carga Últimas se obtuvo un Momento Flector Máximo de 5,98 tm que tracciona la fibra superior de la losa, para la Combinación CC6.

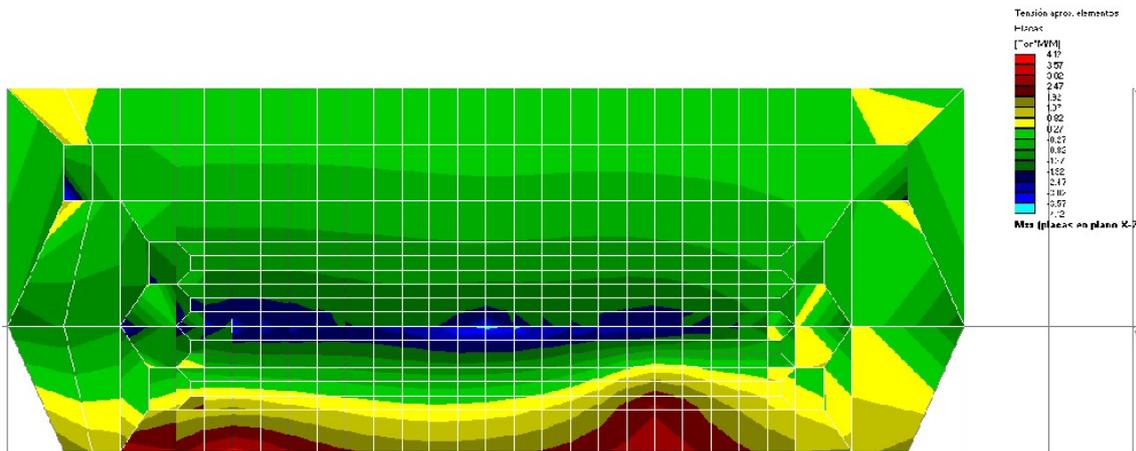


Figura 6.16: Momentos Flectores en Voladizo lateral. Salida de software RAM Advanse v6.0.

- Momentos máximos en apoyo longitudinal de vigas.

Para las Combinaciones de Carga Últimas se obtuvo un Momento Flector Máximo de 3,81 tm que tracciona la fibra superior de la losa para la Combinación CC6.

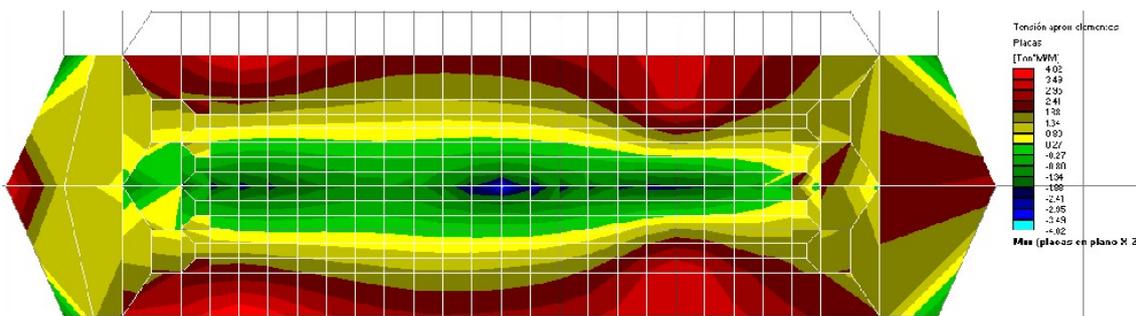
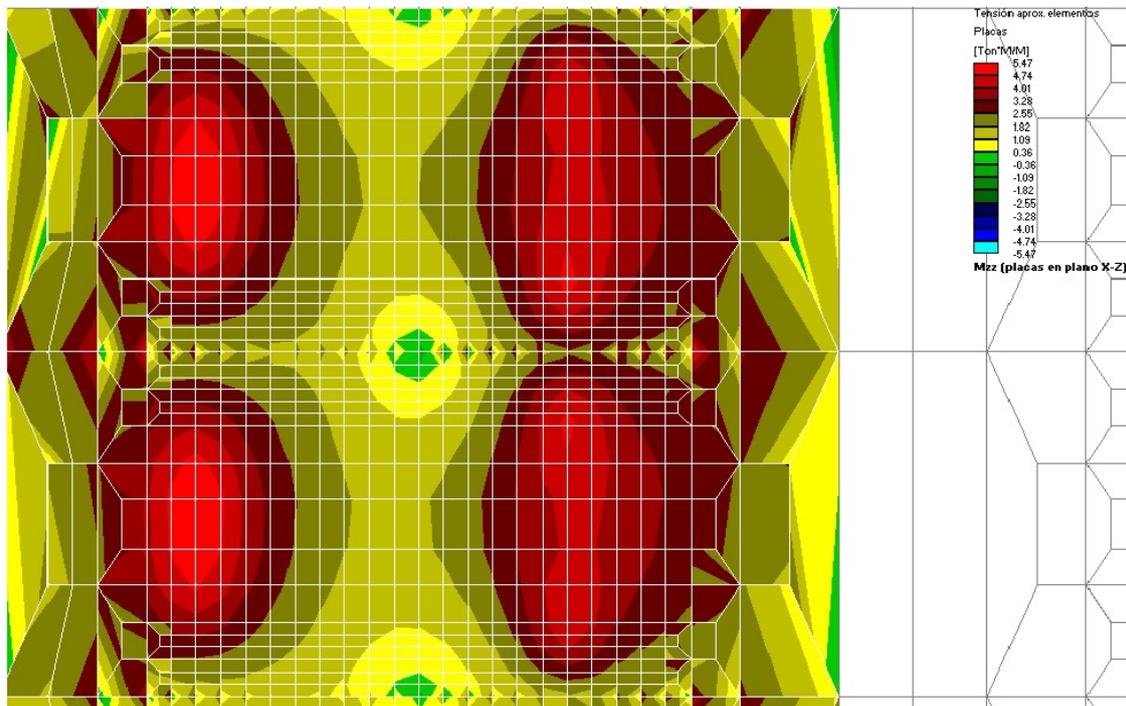


Figura 6.17: Momentos Flectores en apoyo sobre pilas. Salida de software RAM Advanse v6.0.

- Momentos Flectores alrededor del Eje Z (Armaduras longitudinales)
  - Momento Máximo en Vano Central

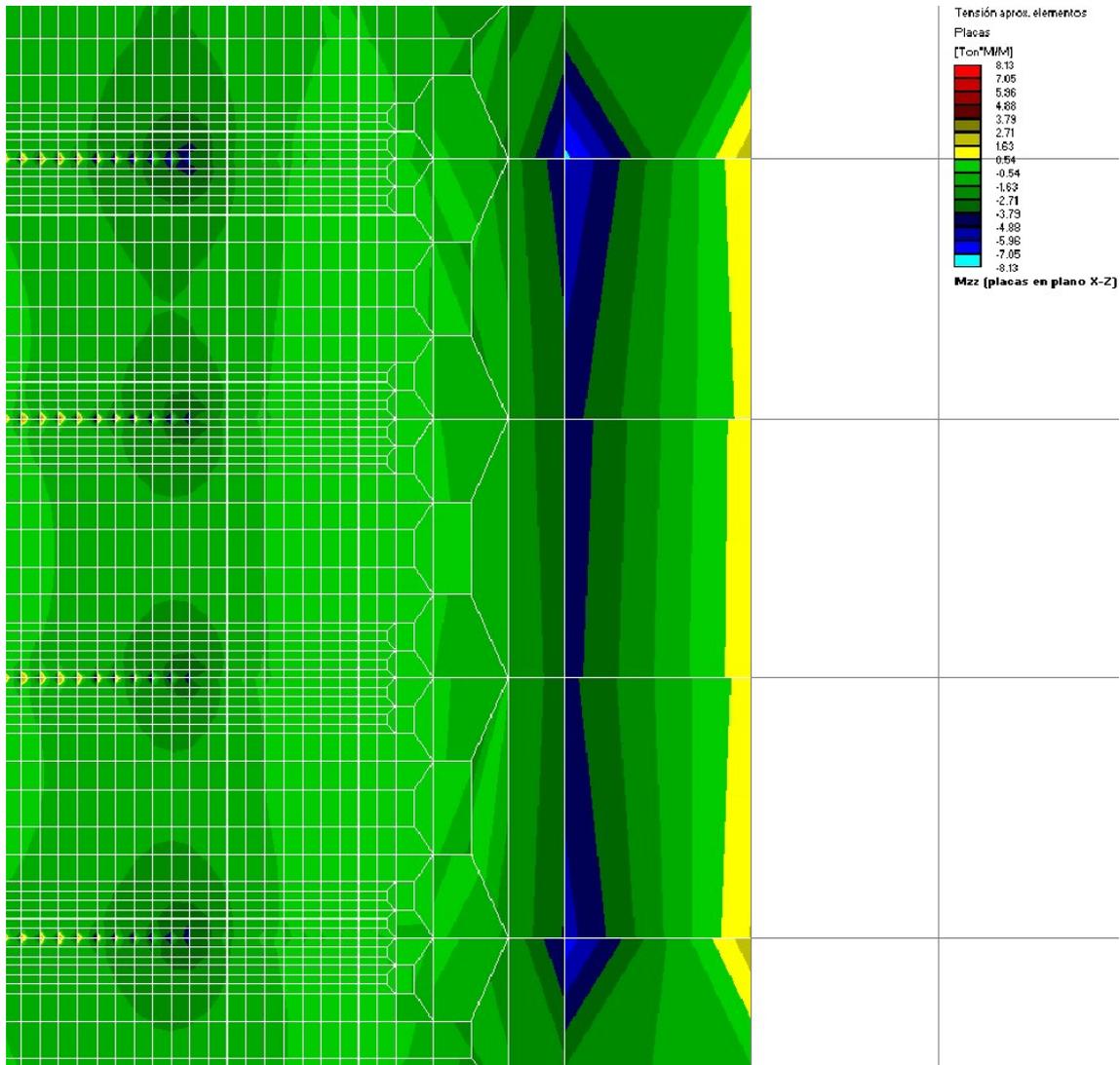
Para las Combinaciones de Carga Últimas se obtuvo un Momento Flector Máximo de 5,47 tm que tracciona la fibra inferior de la losa, para la Combinación CC4.



**Figura 6.18:** Momentos Flectores en vano central. Salida de software RAM Advanse v6.0.

- Momento Máximo en Apoyos sobre Pilas

Para las Combinaciones de Carga Últimas se obtuvo un Momento Flector Máximo de 5,43 tm que tracciona la fibra superior de la losa, para la Combinación CC6.



**Figura 6.19:** Momento máximo en apoyo sobre pilas; salida de software RAM Advanse v6.0.

6.4.1.2 Cálculo de Armaduras Longitudinales y Transversales

De acuerdo con los esfuerzos obtenidos en el punto anterior, se calculan las armaduras transversales y longitudinales de la losa, como se muestra en las siguientes tablas:

**Tabla 6.2:** Cálculo de Armadura Transversal de la Losa. Momento Máximo en vano central.

| <b>ARMADURA TRANSVERSAL</b>                        |          |
|--|----------|
| <b>a) Momento máximo en vano central para CC13</b> |          |
| Mux [tnm/m]  | 5,37     |
| <b><u>Datos de la sección</u></b>                  |          |
| Ancho – b [m]                                      | 1,00     |
| Altura – h [m]                                     | 0,20     |
| Recubrimiento [m]                                  | 0,03     |
| Brazo de palanca – d [m]                           | 0,17     |
| <b><u>Datos Materiales</u></b>                     |          |
| Hormigón – f'c [tn/m <sup>2</sup> ]                | 2500,00  |
| Acero – fy [tn/m <sup>2</sup> ]                    | 42000,00 |
| <b><u>Plano de Rotura</u></b>                      |          |
| Momento Resistente minorado y reducido – kr        | 0,074    |
| Brazo de palanca reducido – kz                     | 0,950    |
| Factor de minoración de resistencia del acero – fi | 0,900    |
| <b><u>Armadura</u></b>                             |          |
| As [cm <sup>2</sup> /m]                            | 8,80     |
| Diámetro de barra [cm]                             | 1,20     |
| Área de la barra [cm <sup>2</sup> ]                | 1,13     |
| Separación entre barras [cm]                       | 0,129    |
| <b>Armadura transversal: 1 Φ 12 mm c/12 cm</b>     |          |

**Tabla 6.3:** Cálculo de Armadura Transversal de la Losa. Momento Máximo en apoyo longitudinal sobre la viga reticulada.

| <b>b) Momento máximo en apoyo longitudinal (viga) para CC6*</b> |                 |
|---|-----------------|
| * Momento negativo, Armadura superior                           |                 |
| <b>Mux [tnm/m]</b>  | <b>3,81</b>     |
| <b><u>Datos de la sección</u></b>                               |                 |
| Ancho – b [m]   | <b>1,00</b>     |
| Altura – h [m]  | <b>0,20</b>     |
| Recubrimiento [m]   | <b>0,03</b>     |
| Brazo de palanca – d [m]  | <b>0,17</b>     |
| <b><u>Datos Materiales</u></b>                                  |                 |
| Hormigón – f'c [tn/m <sup>2</sup> ]                             | <b>2500,00</b>  |
| Acero – fy [tn/m <sup>2</sup> ]                                 | <b>42000,00</b> |
| <b><u>Plano de Rotura</u></b>                                   |                 |
| Momento Resistente minorado y reducido – kr                     | 0,053           |
| Brazo de palanca reducido – kz                                  | 0,964           |
| Factor de minoración de resistencia del acero – fi              | 0,900           |
| <b><u>Armadura</u></b>  |                 |
| As [cm <sup>2</sup> /m]   | 6,15            |
| Diámetro de barra [cm]  | <b>1,20</b>     |
| <b>Área de la barra [cm<sup>2</sup>]</b>                        | <b>1,13</b>     |
| <b>Separación entre barras [cm]</b>                             | <b>0,184</b>    |
| <b>Armadura transversal: 1 Φ 12 mm c/18 cm</b>                  |                 |

**Tabla 6.4:** Cálculo de Armadura Transversal de la Losa. Momento Máximo en voladizo.

| <b>c) Momento máximo en voladizo para CC6</b>      |             |
|--|-------------|
| Momento Último Cargas Puntuales [tnm/m]            | 5,98        |
| Momento Último MC y Peso Propio losa [tnm/m]       | 2,01        |
| <b>Mux [tnm/m]</b>                                 | <b>7,99</b> |
| <b><u>Datos de la sección</u></b>                  |             |
| Ancho – b [m]                                      | 1,00        |
| Altura – h [m]                                     | 0,20        |
| Recubrimiento [m]                                  | 0,03        |
| Brazo de palanca – d [m]                           | 0,17        |
| <b><u>Datos Materiales</u></b>                     |             |
| Hormigón – f'c [tn/m <sup>2</sup> ]                | 2500,00     |
| Acero – fy [tn/m <sup>2</sup> ]                    | 42000,00    |
| <b><u>Plano de Rotura</u></b>                      |             |
| Momento Resistente minorado y reducido – kr        | 0,111       |
| Brazo de palanca reducido – kz                     | 0,923       |
| Factor de minoración de resistencia del acero – fi | 0,900       |
| <b><u>Armadura</u></b>                             |             |
| As [cm <sup>2</sup> /m]                            | 13,47       |
| Diámetro de barra [cm]                             | 1,20        |
| Área de la barra [cm <sup>2</sup> ]                | 1,13        |
| Separación entre barras [cm]                       | 0,084       |
| <b>Armadura transversal: 1 Φ 12 mm c/8 cm</b>      |             |

**Tabla 6.5:** Cálculo de Armadura Longitudinal de la Losa. Momento Máximo en vano central.

| <b>ARMADURA LONGITUDINAL</b>                       |          |
|--|----------|
| <b>a) Momento máximo en vano central para CC4</b>  |          |
| Mux [tnm/m]  | 5,47     |
| <b><u>Datos de la sección</u></b>                  |          |
| Ancho – b [m]                                      | 1,00     |
| Altura – h [m]                                     | 0,20     |
| Recubrimiento [m]                                  | 0,04     |
| Brazo de palanca – d [m]                           | 0,16     |
| <b><u>Datos Materiales</u></b>                     |          |
| Hormigón – fc [tn/m <sup>2</sup> ]                 | 2500,00  |
| Acero – fy [tn/m <sup>2</sup> ]                    | 42000,00 |
| <b><u>Plano de Rotura</u></b>                      |          |
| Momento Resistente minorado y reducido – kr        | 0,088    |
| Brazo de palanca reducido – kz                     | 0,939    |
| Factor de minoración de resistencia del acero – fi | 0,900    |
| <b><u>Armadura</u></b>                             |          |
| As [cm <sup>2</sup> /m]                            | 9,75     |
| Diámetro de barra [cm]                             | 1,20     |
| Área de la barra [cm <sup>2</sup> ]                | 1,13     |
| Separación entre barras [cm]                       | 0,116    |
| <b>Armadura longitudinal: 1 Φ 12 mm c/11 cm</b>    |          |

**Tabla 6.6:** Cálculo de Armadura Longitudinal de la Losa. Momento Máximo en apoyo sobre pilas.

| <b>b) Momento máximo en apoyo transversal (pilas) para CC6*</b>                                 |                 |
|---|-----------------|
| *Momento negativo, armadura superior, en coincidencia con los nudos de las diagonales del apoyo |                 |
| <b>Mux [tnm/m]</b>  | <b>5,43</b>     |
| <b><u>Datos de la sección</u></b>   |                 |
| Ancho – b [m]   | <b>1,00</b>     |
| Altura – h [m]  | <b>0,20</b>     |
| Recubrimiento [m]   | <b>0,03</b>     |
| Brazo de palanca – d [m]  | <b>0,17</b>     |
| <b><u>Datos Materiales</u></b>  |                 |
| Hormigón – fc [tn/m <sup>2</sup> ]  | <b>2500,00</b>  |
| Acero – fy [tn/m <sup>2</sup> ]   | <b>42000,00</b> |
| <b><u>Plano de Rotura</u></b>   |                 |
| Momento Resistente minorado y reducido – kr   | 0,075           |
| Brazo de palanca reducido – kz  | 0,949           |
| Factor de minoración de resistencia del acero – fi  | 0,900           |
| <b><u>Armadura</u></b>  |                 |
| As [cm <sup>2</sup> /m]   | 8,90            |
| Diámetro de barra [cm]  | <b>1,20</b>     |
| Área de la barra [cm <sup>2</sup> ]   | <b>1,13</b>     |
| Separación entre barras [cm]  | <b>0,127</b>    |
| <b>Armadura longitudinal: 1 Φ 12 mm c/12 cm</b>   |                 |

Las armaduras tanto longitudinales como transversales se indican en el plano PARGU-V172-PL053 que se adjunta en el Anexo N°4.

### 6.4.2 Prelosas y Tralichos

Para la construcción de la losa de calzada se optó por la utilización de prelosas. Las mismas consisten en losas prefabricadas de hormigón armado de pequeño espesor, aproximadamente 5 cm, que se apoyan en las vigas longitudinales. Las prelosas diseñadas para este proyecto tienen un ancho total de 5,30 m y una longitud de 2,00 m. Las prelosas ya tienen incorporada toda la armadura transversal de la losa de calzada, mientras que la armadura longitudinal se coloca por encima de las mismas y luego se hormigona in situ. Adicionalmente, las prelosas cuentan con una armadura extra llamada “tralicho” o “trilogic”, según sus denominaciones comerciales. El tralicho es simplemente una viga reticulada que cuenta con un cordón superior y dos cordones inferiores vinculados con diagonales, todas de acero de calidad AM 500 (Tensión de Fluencia 500 MPa).

La prelosa se calcula como una viga simplemente apoyada sometida a las siguientes solicitaciones:

- Peso propio Prelosa 125 kg/m<sup>2</sup>
- Peso propio tralicho 3,25 kg/m
- Peso propio Hormigón Fresco de Losa 375 kg/m<sup>2</sup>
- Peso Operarios 250 kg/m<sup>2</sup>
- Peso por acumulación del hormigón durante los trabajos de colado del mismo 250 kg/m<sup>2</sup>

La separación entre tralichos se tomó en 50 cm.

De acuerdo con estas cargas se realiza el estudio evolutivo de las tensiones en los tralichos. El mismo consiste en computar, para cada etapa del proceso constructivo, las tensiones a las que se encuentra sometida la armadura del tralicho y verificar que las mismas se encuentran por debajo de la tensión de rotura de las barras. Esta verificación se hace en la Tabla 6.7.

**Tabla 6.7:** Estudio evolutivo de las tensiones en las prelosas.

| <b>ARMADURA DE LOSA</b>  |                             |          |                               |
|--|-----------------------------|----------|-------------------------------|
| <b>ESTUDIO EVOLUTIVO DEL PROCESO CONSTRUCTIVO</b>                    |                             |          |                               |
| <b>ARMADURA DISPUESTA</b>  | 1 DIAMETRO 12 CADA 0.10 M   |          | 11.30 cm <sup>2</sup> /m      |
|  | 2 DIAMETRO 10 (TRILOGIC) /M |          | 1.57 cm <sup>2</sup> /m       |
| <b>Fe total=</b>   | <b>11.30 + 1.57</b>         | <b>=</b> | <b>12.87 cm<sup>2</sup>/m</b> |
| <b>PROCESO EVOLUTIVO (ETAPA DE CONSTRUCCIÓN A ETAPA DE SERVICIO)</b> |                             |          |                               |
| <b>1- LOSA EN CONSTRUCCIÓN</b>                                       |                             |          |                               |
| <b>ANÁLISIS DE CARGAS</b>  |                             |          |                               |
| PESO PROPIO PRELOSA  |                             |          | 0.125 t/m <sup>2</sup>        |
| PRESO PROPIO HORMIGON FRESCO   |                             |          | 0.375 t/m <sup>2</sup>        |
| SOBRECARGA DE CONSTRUCCIÓN   |                             |          | 0.250 t/m <sup>2</sup>        |
|  | <b>TOTAL</b>                |          | <b>0.750 t/m<sup>2</sup></b>  |
| <b>LUZ DE APOYO</b>  |                             |          | <b>2.8 m</b>                  |
| M=   | q*L <sup>2</sup> /8         |          | 0.74 tm                       |
| <b>SECCIÓN RESISTENTE</b>  |                             |          |                               |
| ALTURA DE PRELOSA (TRILOGIC)   |                             |          | 0.15 m                        |
| RECUBRIMIENTO  |                             |          | 0.021 m                       |
| BRAZO APROXIMADO 0.85h   |                             |          | 0.110 m                       |
|  | <b>Zaprox</b>               |          | <b>6.70 t</b>                 |
|  | $\sigma 1=$                 |          | 520.8 kg/cm <sup>2</sup>      |
| <b>2- CARGAS PERMANENTES</b>   |                             |          |                               |
| PESO PROPIO CARPETA  |                             |          | 0.115 t/m <sup>2</sup>        |
|  | <b>TOTAL</b>                |          | <b>0.115 t/m<sup>2</sup></b>  |
| M=   | q*L <sup>2</sup> /8         |          | 0.11 tm                       |
| <b>SECCIÓN RESISTENTE</b>  |                             |          |                               |
| ALTURA DE LOSA   |                             |          | 0.2 m                         |
| RECUBRIMIENTO  |                             |          | 0.021 m                       |
| BRAZO APROXIMADO 0.85h   |                             |          | 0.152 m                       |
|  | <b>Zaprox</b>               |          | <b>0.74 t</b>                 |
|  | $\sigma 2=$                 |          | 57.6 kg/cm <sup>2</sup>       |

|   |                        |  |        |                               |  |  |  |
|---|------------------------|--|--------|-------------------------------|--|--|--|
| <b>3- SOBRECARGA DE USO</b>             |                        |  |        |                               |  |  |  |
|   | M=                     |  | 2.45   | tm                            |  |  |  |
| <b>SECCIÓN RESISTENTE</b>               |                        |  |        |                               |  |  |  |
|   | ALTURA DE LOSA         |  | 0.2    | m                             |  |  |  |
|   | RECUBRIMIENTO          |  | 0.021  | m                             |  |  |  |
|   | BRAZO APROXIMADO 0.85h |  | 0.152  | m                             |  |  |  |
|   |                        | <b>Zaprox</b>                              | 16.10  | t                             |  |  |  |
|   |                        | $\sigma 2=$                                | 1251.2 | kg/cm <sup>2</sup>            |  |  |  |
| <b>4- TENSIÓN APROXIMADA DE TRABAJO</b> |                        |  |        |                               |  |  |  |
|   |                        | $\sigma = \sigma 1 + \sigma 2 + \sigma 3=$ | 1829.6 | kg/cm <sup>2</sup>            |  |  |  |
|   | TENSIÓN DE ROTURA      |  | 4200   | kg/cm <sup>2</sup>            |  |  |  |
|   |                        | $\nu=$                                     | 2.30   | <b>SE CONSIDERA ACEPTABLE</b> |  |  |  |

Adicionalmente se verificó a rotura las barras de los tralichos, en función de los esfuerzos de tracción y compresión en los cordones y en corte en las diagonales, como se indica en la Tabla 6.8.

Tabla 6.8: Verificación a rotura de los tralichos.

|   |                            |                           |                           |
|---|----------------------------|---------------------------|---------------------------|
| Empresa: CAMINOS DEL PARANÁ<br>Obra: Puente PRNY<br>Fecha: 30/09/2014<br>Proyecto: Puente Sobre el Arroyo Paranay-Guazú |                            |                           |                           |
| Revisión: <span style="border: 1px solid black; display: inline-block; width: 150px; height: 15px;"></span>             |                            |                           |                           |
| <b>DATOS DE LOS TRILOGICS</b>   |                            |                           |                           |
| Altura  | 15.00 cm                   | Base                      | 10.00 cm                  |
| ølong.sup.  | 12.00 mm                   | ølong.inf.                | 12.00 mm                  |
|   |                            | Paso                      | 15.00 cm                  |
|   |                            | ødiag.                    | 7.00 mm                   |
| <b>DATOS DE LAS PLACAS</b>  |                            |                           |                           |
| Long. Voladizo  | 1.65 m                     | Ancho                     | 0.50 m                    |
| Long. Vano  | 2.80 m                     | Espesor                   | 5.00 cm                   |
| Recubrimiento   | 2.00 cm                    |                           |                           |
| Es Aliviada (S / N)   | N                          |                           |                           |
| Si la losa será aliviada ingresar los siguientes datos de los bloques de EPS  |                            |                           |                           |
| x   | 0.00 cm                    | y                         | 0.00 cm                   |
|   |                            | Cant. de EPS              | 0                         |
|   |                            |                           |                           |
| <b>DATOS DE LAS CARGAS</b>  |                            |                           |                           |
| Peso propio Ho placa  | 62.50 kg/m                 | Espesor                   | 20.00 cm (Losa terminada) |
| Peso propio Ho fresco   | 187.50 kg/m                |                           | 250.00 kg/m <sup>2</sup>  |
| Sobrecarga operario   | 125.00 kg/m                |                           |                           |
| Carga total Ho Fresco   | 375.00 kg/m                |                           |                           |
| <b>SOLICITACIONES MAXIMAS</b>   |                            |                           |                           |
| Momento positivo vano   | 490.00 Kgm/ancho           | Momento negativo voladizo | 560.00 kgm/ancho          |
| Corte en apoyos   | 810.00 kg/ancho            |                           |                           |
| <b>CAPACIDAD PORTANTE DE UN TRILOGIC</b>  |                            |                           |                           |
| <b>Momento positivo vano</b>  |                            |                           |                           |
| Verificación a Compresión del Cordón Superior   |                            |                           |                           |
| l pando   | 11.25 cm                   | Lambda                    | 37.50                     |
| Fcr   | 4338.14 kg/cm <sup>2</sup> | Fe                        | 1.131 cm <sup>2</sup>     |
|   |                            | Lambda <sub>c</sub>       | 0.58                      |
|   |                            | Nadm                      | 4170.38 kg                |
|   |                            | Nsol.                     | 3266.67 kg                |
|   |                            |                           | VERIFICA                  |
| Verificación a Tracción Cordón Inferior   |                            |                           |                           |
| Fy  | 5000.00 kg/cm <sup>2</sup> | Fe                        | 1.131 cm <sup>2</sup>     |
|   |                            | Lambda <sub>c</sub>       | 0.58                      |
|   |                            | Nadm                      | 4170.38 kg                |
|   |                            | Nsol.                     | 3266.67 kg                |
|   |                            |                           | VERIFICA                  |
| <b>Corte en apoyos</b>  |                            |                           |                           |
| l pando   | 13.13 cm                   | Lambda                    | 75.00                     |
| Fcr   | 2833.39 kg/cm <sup>2</sup> | Fe                        | 0.385 cm <sup>2</sup>     |
| sen alfa  | 0.894                      | cos beta                  | 0.949                     |
|   |                            | Lambda <sub>c</sub>       | 1.16                      |
|   |                            | Nadm                      | 926.85 kg                 |
|   |                            | Nsol.                     | 477.30 kg                 |
|   |                            |                           | VERIFICA                  |
| <b>Momento negativo en voladizo</b>   |                            |                           |                           |
| Verificación a Tracción del Cordón Superior   |                            |                           |                           |
| Fy  | 5000.00 kg/cm <sup>2</sup> | Fe                        | 1.131 cm <sup>2</sup>     |
|   |                            | Lambda <sub>c</sub>       | 0.58                      |
|   |                            | Nadm                      | 5089.38 kg                |
|   |                            | Nsol.                     | 3733.33 kg                |
|   |                            |                           | VERIFICA                  |
| Verificación a Compresión del Cordón Inferior   |                            |                           |                           |
| l pando   | 11.25 cm                   | Lambda                    | 37.50                     |
| Fcr   | 4338.14 kg/cm <sup>2</sup> | Fe                        | 1.131 cm <sup>2</sup>     |
|   |                            | Lambda <sub>c</sub>       | 0.58                      |
|   |                            | Nadm                      | 4170.38 kg                |
|   |                            | Nsol.                     | 1866.67 kg                |
|   |                            |                           | VERIFICA                  |
| <b>VERIFICACION DE LA FLECHA</b>  |                            |                           |                           |
| f vano =  | 0.79 cm                    | f voladiz                 | 0.62 cm                   |
| L/  | 356.11                     | L/                        | 241.27                    |
| <b>1.00</b>   |                            |                           |                           |

Con los resultados obtenidos se ajustaron las dimensiones de las prelosas a los trilogics provistos comercialmente por la empresa ACINDAR. Los detalles de las prelosas y sus armaduras se presentan en el Plano PARGU-V172-PL054 del Anexo N°4.

### 6.4.3 Longitud de anclaje de bucles para vinculación de nuevas losas de calzada

Para la determinación de la longitud de los bucles de las armaduras que quedarán en espera de la vinculación entre ambas calzadas a realizarse en la etapa N° 32 según se indica en el plano PARGU-V172-PL014 se utilizaron las recomendaciones planteadas por Fritz Leonhardt en “Estructuras de Hormigón Armado – Tomo III – Bases para el armado de estructuras de hormigón armado” y las disposiciones del Reglamento CIRSOC 201/82.

Para la determinación de la longitud de los bucles se utilizaron las siguientes expresiones de acuerdo a la bibliografía antes mencionada:

$$l_e = \alpha_e \cdot l_1 \geq 20 \text{ cm o } 1,5 d_{b_r} \quad (\text{Ec. 6.4})$$

$$l_1 = \alpha_1 \cdot l_0 \cdot \frac{A_{s \text{ existente}}}{A_{s \text{ necesaria}}} \quad (\text{Ec. 6.5})$$

$$l_0 = \frac{\beta_s}{7\tau_{1adm}} d_b \quad (\text{Ec. 6.6})$$

En las ecuaciones 6.4 a 6.6 la simbología utilizada significa lo siguiente:

- $l_0$ : longitud básica de anclaje, necesaria para barras plenamente solicitadas, con extremos rectos.
- $\beta_s$ : valor límite de fluencia característica del acero.
- $\tau_{1adm}$ : valor básico de la tensión de adherencia entre la barra y el hormigón.
- $d_b$ : diámetro de la barra a anclar.

- $l_1$ : longitud requerida de anclaje.
- $\alpha_1$ : coeficiente que contempla el tipo de anclaje.
- $l_e$ : longitud de empalme en empalmes traccionados.
- $\alpha_e$ : coeficiente que contempla las condiciones del empalme.

$$l_0 = \frac{\beta_s}{7\tau_{1adm}} d_b = \frac{4200 \frac{kg}{cm^2}}{7 \cdot \frac{18 kg}{cm^2}} 12 mm = 400 mm = 40 cm \quad (\text{Ec. 6. 7})$$

Considerando que para los anclajes en bucles puede tomarse  $\alpha_1 = 0,7$  entonces tendremos que:

$$l_1 = 0,7 \cdot 40 cm = 28 cm \quad (\text{Ec. 6. 8})$$

Donde no se ha considerado la reducción por armadura en exceso.

Finalmente se toma  $\alpha_e$  como 1,4 con lo que obtenemos una longitud de anclaje de:

$$l_e = 1,4 \cdot 28 cm = 39,2 cm \geq 20 cm \text{ o } 1,5 (4 \cdot 1,2cm) = 7,2 cm \quad (\text{Ec. 6.9})$$

Se define así que la longitud de anclaje de los bucles es, para las barras de 12 mm de diámetro, de 39,2 cm, por lo que se adopta una longitud de 40 cm para cada bucle. Se determina que la separación libre entre las nuevas losas será de 80 cm y se dispondrá un estribo cerrado para vincular las mismas, como se indica en el plano PL053.

#### 6.4.4 Riostras Transversales

Durante el proceso constructivo, antes de la demolición de media calzada de la losa existente, es preciso colocar una viga riostra que soporte el nervio transversal de la losa en el vano entre las vigas longitudinales centrales, vinculado a las chapas de nudo existentes.

Este perfil se dimensionó a flexión simple, considerando el peso propio del nervio y la losa existente y además se considera el paso de un eje tándem de 18 tn en una posición desfavorable (cercano al borde libre de la losa que queda luego de la demolición de media calzada).

De este modelo simplificado se obtiene un momento solicitante de 7,35 tnm. Se determina que el perfil necesario para resistir esta sollicitación debe tener un módulo resistente elástico de:

$$S \cdot f_y \geq Mu \tag{Ec. 6.10}$$

$$S \geq \frac{7,35 \text{ tnm}}{23500 \frac{\text{tn}}{\text{m}^2}} = 312,8 \text{ cm}^3 \tag{Ec. 6. 11}$$

De esta forma se calculó, de acuerdo a las especificaciones del CIRSOC 301-EL/2005, la sección necesaria para resistir estos esfuerzos y se escoge, para minimizar el peso de este arriostramiento, un perfil de la Serie Americana W, en este caso un W310\*38,7 (38,7 kg/m) o según su designación americana W12x6,5x26.

Las propiedades mecánicas de la sección elegida son las indicadas en la siguiente tabla:

**Tabla 6.9:** Propiedades mecánicas del perfil rigidizador.

| Designación | W310x165x38.7 |          |       |
|-------------|---------------|----------|-------|
|             | W12x6.5x26    |          |       |
| G [kg/m]    | 38.7          | Iy [cm4] | 8527  |
| h [mm]      | 310.0         | Sy [cm3] | 550.1 |
| b [mm]      | 165.0         | Wy [cm3} | 611.8 |
| tw [mm]     | 5.8           | Iz [cm4] | 726.8 |
| tf [mm]     | 9.7           | Sz [cm3] | 88.1  |
| r [mm]      | 8.0           | Wz [cm3} | 134.8 |
| A [cm2]     | 26.93         |          |       |

Este perfil rigidizador se vincula a la chapa de nudo mediante un perfil angular de asiento y una chapa de vinculación que se suelda al alma del perfil y a la chapa de nudo.

Cabe aclarar que estos perfiles deben colocarse en coincidencia con cada nervio transversal de la losa existente, es decir que debe colocarse uno cada 4 metros, en coincidencia con los nudos superiores de la viga reticulada.

Al colocarse los perfiles de refuerzo W410x46,1, se vinculan las almas de los mismos con la riostra descrita anteriormente mediante una chapa de rigidización, según se indica en el plano PARGU-V172-PL052 incluido en el Anexo N°4.

#### 6.4.5 Pasadores de corte

Para lograr el correcto funcionamiento del refuerzo propuesto es necesario proveer una adecuada transferencia del esfuerzo cortante desde la losa a los perfiles de refuerzo W410x140x46,1.

Para lograr esta transmisión del esfuerzo de corte se proponen dos alternativas:

- Usar barras de acero liso AL220 de 25 mm de diámetro (como las barras usadas como pasadores en pavimentos rígidos) soldadas a los perfiles W410x140x46,1.
- Utilizar pernos Nelson S3L de 25 mm de diámetro (o equivalente).

De acuerdo con las solicitaciones observadas en el modelo, podemos diferenciar dos zonas de resistencia al corte:

1. En los 5 m adyacentes a las pilas el esfuerzo de corte es de 60 tn/m
2. En los 10 m centrales de cada vano, el esfuerzo de corte a transmitir es de 30 tn/m.

La cantidad de pernos a colocar (n) por metro de viga se determina según la siguiente expresión:

$$\frac{V_u}{n} \leq 0,75 \cdot (0,6 \cdot F_u) \cdot A_b \quad (\text{Ec. 6. 12})$$

Así se obtiene:

1. En los 5 m adyacentes a las pilas se coloca un pasador sobre cada perfil, separados 20 cm.
2. En los 10 m centrales de cada vano se coloca un pasador sobre cada perfil, separados 40 cm.

#### 6.4.6 Estructura Metálica

En primer lugar se realizó el análisis estructural de las barras del reticulado con la incorporación del refuerzo metálico. Así se obtuvieron las resistencias requeridas de las barras y se las comparó con las capacidades resistentes, de acuerdo con las especificaciones del Reglamento Argentino CIRSOC 301 EL/2005. En la Tabla se indican las Resistencias Requeridas para cada barra del reticulado.

**Tabla 6.10:** Resistencias Requeridas en las barras de las vigas longitudinales.

| Barra                       | Resistencia Requerida a Compresión | Resistencia Requerida a Tracción |
|-----------------------------|------------------------------------|----------------------------------|
| CS - Cordón Superior        | 76,86 tn                           | 49,42 tn                         |
| CSA - Cordón superior Apoyo | 6,77 tn                            | 31,74 tn                         |
| CI - Cordón Inferior        | 42,82 tn                           | 76,57 tn                         |
| D1 - Diagonales Apoyos      | 128,82 tn                          | 0,00 tn                          |
| D2 - Diagonales Vano        | 47,02 tn                           | 46,87 tn                         |

En el Anexo N°2 se adjuntan las tablas de Excel utilizadas para la verificación de las barras del reticulado.

A partir de los resultados obtenidos pudo corroborarse que el refuerzo ha sido efectivo y que sólo es necesario reforzar las diagonales de los apoyos (D1). Esto es lógico, ya que estas barras transmiten todas las cargas actuantes en el puente a las pilas y por lo

tanto no tienen posibilidad de descargarse por la incorporación del refuerzo colocado sobre el cordón superior.

El refuerzo de las Diagonales de Apoyo D1 se proyectó constituido por dos chapas de 1/2" de espesor que se vinculan rígidamente a la barra armada existente mediante cordones de soldadura y que, mediante la utilización de otras chapas de menor espesor, conforman un cajón alrededor de la barra existente.

Estas placas se verifican como columnas en compresión para la carga de 128,8 tn obtenida del análisis de los estados últimos, asumiendo como hipótesis de cálculo que la barra D1 existente únicamente aportan inercia pero no sección resistente.

Se determina entonces, en primer lugar, la inercia modificada de la barra Diagonal D1, de acuerdo a las especificaciones del Reglamento CIRSOC 301/2005:

- Momento de Inercia alrededor del Eje Libre: 3600 cm<sup>4</sup>.
- Sección de la Barra Armada: 40,8 cm<sup>2</sup>
- Radio de giro de la barra armada: 9,4 cm
- Longitud de Pandeo: 282 cm
- Esbeltez geométrica:

$$\lambda_0 = \frac{282,0}{9,4} = 30 \quad (\text{Ec. 6. 13})$$

- Esbeltez Modificada:

$$\lambda_m = \sqrt{\lambda_0^2 + \left(\frac{a}{r_1}\right)^2} = \sqrt{30^2 + \left(\frac{80,0}{1,75}\right)^2} = 54,65 \quad (\text{Ec. 6. 14})$$

- Radio de Giro Modificado:

$$r_{g m} = \frac{L}{\lambda_m} = \frac{282 \text{ cm}}{54,65} = 5,16 \text{ cm} \quad (\text{Ec. 6.15})$$

- Momento de Inercia Modificado

$$I_m = A \cdot (r_{qm})^2 = 40,8 \text{ cm}^2 \cdot 5,16 \text{ cm}^2 = 1086,4 \text{ cm}^4 \quad (\text{Ec. 6.16})$$

Se calculan a continuación las propiedades seccionales de las placas de refuerzo, considerando como sección media el espesor por el ancho de la misma perpendicular al eje de la barra D1:

- Área:

$$A = 73 \text{ cm} \cdot 1,27 \text{ cm} = 92,71 \text{ cm}^2 \quad (\text{Ec. 6.17})$$

- Momento de Inercia:

$$I = \frac{73 \text{ cm} \cdot (1,27 \text{ cm})^3}{12} = 12,46 \text{ cm}^4 \quad (\text{Ec. 6.18})$$

- Radio de Giro:

$$rg = \sqrt{\frac{I}{A}} = 0,37 \text{ cm} \quad (\text{Ec. 6.19})$$

Finalmente se calcula el Momento de Inercia de la Sección Total:

$$I_{Total} = 1086,4 \text{ cm}^4 + 2 \cdot 12,46 \text{ cm}^4 + 2 \cdot 92,71 \text{ cm}^2 \cdot (11,64 \text{ cm})^2 \quad (\text{Ec. 6.20})$$

$$I_{Total} = 26233,8 \text{ cm}^4 \quad (\text{Ec. 6.21})$$

$$rg_{Total} = 11,89 \text{ cm} \quad (\text{Ec. 6.22})$$

Esbeltez geométrica:

$$\lambda_0 = \frac{282,0}{11,89} = 23,72 \quad (\text{Ec. 6.23})$$

Esbeltez reducida:

$$\lambda_c = \frac{1}{\pi} \cdot \sqrt{\frac{235MPa}{210000MPa}} \lambda_0 = 0,253 \quad (\text{Ec. 6.24})$$

Tensión Crítica:

$$F_{cr} = 0,658^{\lambda_c^2} \cdot F_y = 0,973 \cdot 235 MPa = 228,8 MPa \quad (\text{Ec. 6.25})$$

Resistencia Nominal:

$$P_n = (2 \cdot 92,71 \text{ cm}^2) \cdot 2288 \frac{kg}{\text{cm}^2} = 424,2 \text{ tn} \quad (\text{Ec. 6.26})$$

$$P_d = 0,85 \cdot P_n = 360,6 \text{ tn} > 128 \text{ tn} \rightarrow \text{VERIFICA} \quad (\text{Ec. 6.27})$$

Los detalles para la ejecución del refuerzo se indican en los planos PARGU-V172-PL032 Y PL033 adjuntos en el Anexo N°4.

#### 6.4.7 Nuevos apoyos sobre pilas

Con el objetivo de aumentar la capacidad de transmisión de carga de los apoyos sin necesidad de recrecer los capiteles de las pilas de hormigón armado se propuso colocar un cilindro metálico de 0,90 m de diámetro, cortado longitudinalmente en dos partes las cuales se vinculan entre sí por medio de bulones de ¾" de diámetro. Los cilindros se fijan a la viga de la pila con pernos Fisher (o similar) de ¾" de diámetro. Posteriormente, el espacio que queda entre el apoyo existente y este cilindro se llena con hormigón H-30 de alta fluidez o mortero autocompactante, de manera que no se produzcan deficiencias de llenado y no queden espacios vacíos.

Una vez fraguado el hormigón se colocan, encima de estos cilindros, unos dispositivos formados por cuñas de acero que se accionan por medio de varillas roscadas que se ajustan hasta que los mismos entren en carga, aliviando los apoyos existentes.

Los detalles de este nuevo apoyo se indican en los planos PARGU-V172-PL037, PL038 y PL039 adjuntos en el Anexo N°4.

La verificación de este nuevo apoyo se realizó considerando que se trata de una columna circular de hormigón zunchada por este cilindro de acero.

La Resistencia Nominal de una columna zunchada se calcula mediante la siguiente expresión:

$$Pn^* = 0,85 \cdot f'c \cdot Ac + 6 \cdot Asp \cdot fy \cdot \frac{dc}{s} + Ast \cdot fy \quad (\text{Ec. 6.28})$$

Donde:

- $A_{sp}$  es el área del zuncho, se toma como el espesor por 1 cm de altura.
- $d_c$  es el diámetro de la espiral del zuncho, se toma igual a 89 cm.
- $s$  es el paso de la espiral, se toma igual a 1 cm.
- $A_{st}$  es la armadura longitudinal, que se considera igual a 0  $cm^2$ .

$$Pn^* = 0,85 \cdot 300 \frac{kg}{cm^2} \cdot 6358,5 cm^2 + 6 \cdot 1,9 cm^2 \cdot 2350 \frac{kg}{cm^2} \cdot \frac{89 cm}{1 cm} +$$

$$+ 0 cm^2 \cdot fy \quad (\text{Ec. 6.29})$$

$$Pn^* = 4005,7 tn \gg 128n \rightarrow VERIFICA \quad (\text{Ec. 6.30})$$

Se observa claramente que este tipo de apoyo tiene una resistencia muy superior a la requerida por lo que se concluye que la solución es adecuada.

#### 6.4.8 Adecuación de los Estribos

Se diseñó una adecuación de los estribos del puente que consiste en ejecutar sobre la viga cargadero cuatro dados de hormigón armado anclados con químicos al muro de pantalla del estribo. Sobre estos dados se colocan apoyos de neopreno que luego recibirán a los perfiles de refuerzo.

Las tareas de adecuación de los estribos se detallan en el plano PARGU-V172-PL036 del Anexo N°4.

#### 6.4.9 Juntas de Dilatación

En ambos ingresos al puente debe colocarse una junta de dilatación que absorba las deformaciones que sufra el tablero por los cambios de temperatura experimentados. El tipo de junta elegido corresponde a una junta tipo peine, que se detalla en los planos PARGU-V172-PL055, PARGU-V172-PL056 y PARGU-V172-PL057.

Para la colocación de la junta es necesario conocer la máxima deformación que sufrirá el tablero. Para ello se siguieron las disposiciones de la Instrucción Española.

Es necesario conocer los siguientes tres valores de temperatura para poder computar el desplazamiento que deberá absorber la junta.

- Temperatura Máxima del aire a la sombra –  $T_{m\acute{a}x}$ .

$$T_{m\acute{a}x} = 39,0 \text{ } ^\circ\text{C} \quad (\text{Ec. 6.31})$$

- Temperatura Mínima del aire a la sombra –  $T_{m\acute{i}n}$ .

$$T_{m\acute{i}n} = 15,8 \text{ } ^\circ\text{C} \quad (\text{Ec. 6.32})$$

- Temperatura Media del tablero en el momento en que se coacciona su movimiento –  $T_0$ .

$$T_0 = 21,1 \text{ } ^\circ\text{C} \quad (\text{Ec. 6.33})$$

Los datos de temperaturas utilizados corresponden a la ciudad de Posadas y fueron obtenidos de la página web de la Facultad de Arquitectura de la Universidad Nacional de La Plata.

Luego se calculan las temperaturas efectivas (temperatura media de la sección transversal), tanto en su valor máximo ( $T_{e,máx}$ ) como mínimo ( $T_{e,mín}$ ), como se indica en las siguientes ecuaciones:

$$T_{e,mín} = T_{mín} + \Delta T_{e,mín} = 15,8 \text{ } ^\circ\text{C} + 4 \text{ } ^\circ\text{C} = 19,8 \text{ } ^\circ\text{C} \quad (\text{Ec. 6.34})$$

$$T_{e,máx} = T_{máx} + \Delta T_{e,máx} = 39,0 \text{ } ^\circ\text{C} + 4 \text{ } ^\circ\text{C} = 43,0 \text{ } ^\circ\text{C} \quad (\text{Ec. 6.35})$$

Donde los valores de  $\Delta T_{e,mín}$  y  $\Delta T_{e,máx}$  surgen de la Instrucción y tienen el valor de 4 °C para los tableros mixtos.

Luego deben calcularse los valores característicos de la máxima variación de la componente uniforme de temperatura en contracción ( $\Delta T_{N,con}$ ) y en dilatación ( $\Delta T_{N,exp}$ ) como se muestra en las siguientes expresiones:

$$\Delta T_{N,con} = T_0 - T_{e,mín} = 21,1 \text{ } ^\circ\text{C} - 19,8 \text{ } ^\circ\text{C} = 1,3 \text{ } ^\circ\text{C} \quad (\text{Ec. 6.36})$$

$$\Delta T_{N,exp} = T_{e,máx} - T_0 = 43 \text{ } ^\circ\text{C} - 21,1 \text{ } ^\circ\text{C} = 21,9 \text{ } ^\circ\text{C} \quad (\text{Ec. 6.37})$$

Según esta normativa, para el diseño de juntas y apoyos deben incrementarse los valores de máxima variación para contracción y dilatación en 15 °C. De esta forma se tiene:

$$\Delta T'_{N,con} = \Delta T_{N,con} + 15 \text{ } ^\circ\text{C} = 1,3 \text{ } ^\circ\text{C} + 15 \text{ } ^\circ\text{C} = 16,3 \text{ } ^\circ\text{C} \quad (\text{Ec. 6.38})$$

$$\Delta T'_{N,exp} = \Delta T_{N,exp} + 15 \text{ } ^\circ\text{C} = 21,9 \text{ } ^\circ\text{C} + 15 \text{ } ^\circ\text{C} = 36,9 \text{ } ^\circ\text{C} \quad (\text{Ec. 6.39})$$

Una vez calculado el cambio térmico se procede a determinar el máximo desplazamiento que sufre el tablero, considerando un coeficiente de dilatación térmica del hormigón armado de  $1 \times 10^{-5} \text{ } 1/^\circ\text{C}$ . La longitud que se considera para este cálculo es la mitad de la longitud total del puente, es decir, 102 m.

$$\delta_{\text{máximo por contracción}} = 1 \times 10^{-5} \frac{1}{^{\circ}\text{C}} \cdot 16,3^{\circ}\text{C} \cdot 102 \text{ m} \cong 1,7 \text{ cm} \quad (\text{Ec. 6.40})$$

$$\delta_{\text{máximo por dilatación}} = 1 \times 10^{-5} \frac{1}{^{\circ}\text{C}} \cdot 36,9^{\circ}\text{C} \cdot 102 \text{ m} \cong 3,8 \text{ cm} \quad (\text{Ec. 6.41})$$

Entonces, de acuerdo con las ecuaciones 6.40 y 6.41, la abertura de la junta se proyecta en 4 cm.

#### 6.4.10 Verificación de la Infraestructura

Tal como se mencionó en la introducción de este informe, al no disponer de datos sobre las pilas ni sus fundaciones, no se han realizado verificaciones de estos elementos.

A pesar de esto se decidió hacer una simple verificación a flexión compuesta de las pilas de apoyo, solicitadas por un desplazamiento en su extremo libre originado por la dilatación del tablero del puente y una compresión dada por las cargas actuantes sobre el puente.

El desplazamiento del extremo de la pila se calcula en función de las consideraciones explicadas en el punto anterior. La longitud sobre la que se calcula el desplazamiento corresponde a la distancia entre el centro del puente y la última pila, de manera que se tiene:

$$\begin{aligned} \delta_{\text{máximo por dilatación}} &= \alpha \cdot \Delta T_{N,exp} \cdot \left( \frac{204 \text{ m}}{2} - 12 \text{ m} \right) = \\ &= 1 \times 10^{-5} \frac{1}{^{\circ}\text{C}} \cdot 21,9^{\circ}\text{C} \cdot \left( \frac{204 \text{ m}}{2} - 12 \text{ m} \right) \cong 2 \text{ cm} \end{aligned} \quad (\text{Ec. 6.42})$$

La fórmula que da el momento flector en la base de una barra empotrada en un extremo y libre en el otro, sometida a un desplazamiento perpendicular a su eje es la siguiente:

$$M = \frac{3EI}{L^2} \cdot \delta \quad (\text{Ec. 6.43})$$

Donde se ha considerado:

- Módulo de Elasticidad del H°A° -  $E = 3 \times 10^6 \text{ tn/m}^2$
- Momento de Inercia de la Columna –  $I = 0,03219 \text{ m}^4$
- Longitud (Altura) de la pila –  $L = 12 \text{ m}$

$$M = \frac{3 \cdot 3 \times 10^6 \frac{\text{tn}}{\text{m}^2} \cdot 0,03219 \text{ m}^4}{(12 \text{ m})^2} \cdot 0,02 \text{ m} = 40,3 \text{ tnm} \quad (\text{Ec. 6.44})$$

Este momento se mayor a con un coeficiente de 1,2 como es habitual para las sollicitaciones de origen térmico.

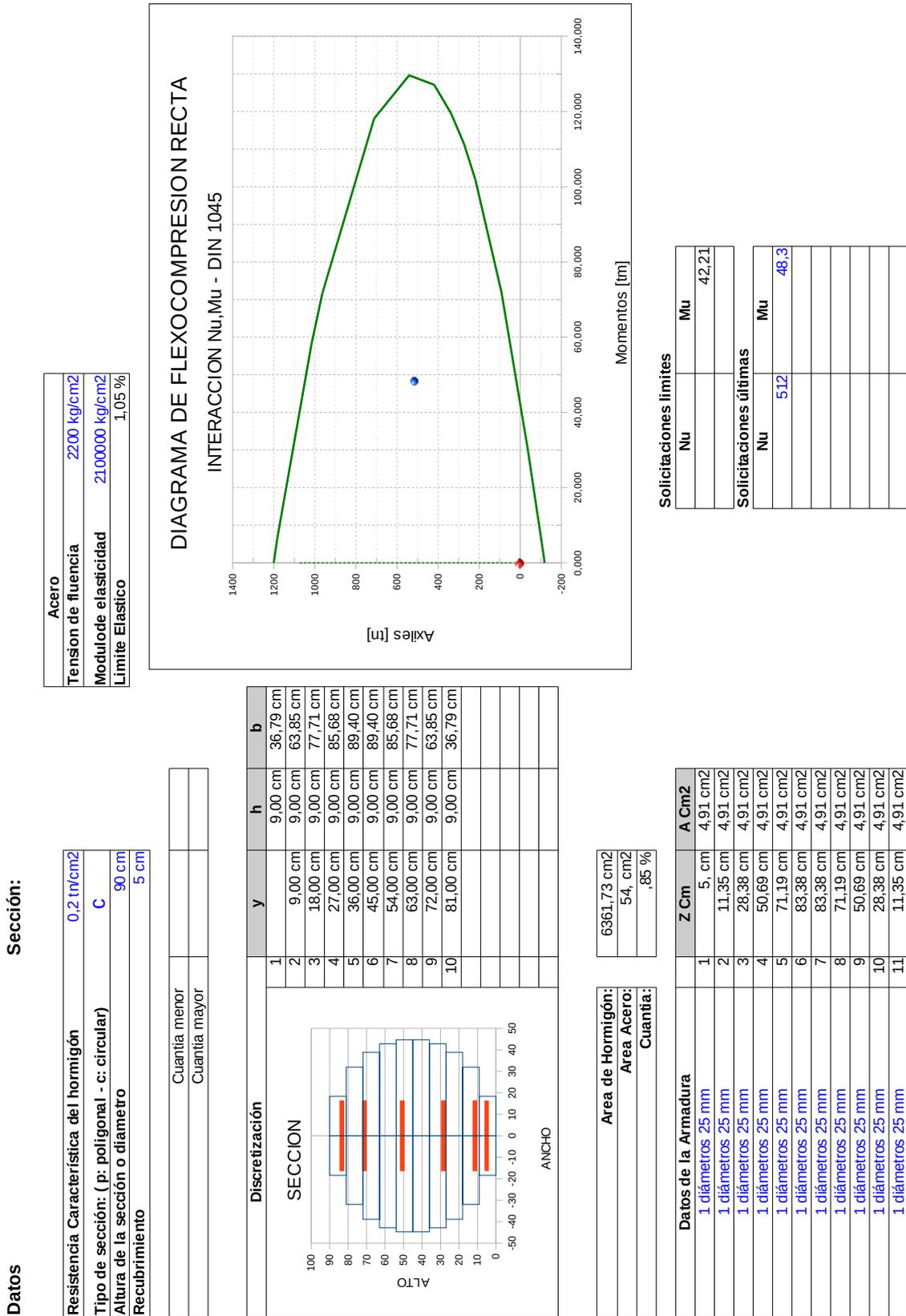
$$Mu = 1,2 \cdot M = 48,3 \text{ tnm} \quad (\text{Ec. 6.45})$$

Con este valor de momento flector último y una carga normal de 512 tn, correspondiente a las 4 cargas que llegan a las pilas por las diagonales de los apoyos de 128 tn cada una divididas entre las dos columnas de las pilas, se verifica la columna a flexocompresión.

Para poder realizar esta verificación, debido a la falta de datos, se hicieron algunas hipótesis conservadoras sobre las propiedades de las pilas:

- Hormigón H-20
- Acero AL-220
- Cuantía de Armadura Longitudinal: 0,8% - 11 barras de 25 mm de diámetro.
- Recubrimiento: 5 cm

Con estos datos se realizó el Diagrama de Interacción correspondiente a la columna circular que se muestra en la Figura 6.20, el que permite corroborar que la pila resiste los esfuerzos a los que se encuentra solicitada.



**Diagrama de Interacción para la columna de la pila del puente.**

**DIAGRAMA DE FLEXOCOMPRESION RECTA**  
INTERACCION Nu,Mu - DIN 1045

**Solicitaciones limites**

| Nu | Mu    |
|----|-------|
|    | 42,21 |

**Solicitaciones últimas**

| Nu   | Mu   |
|------|------|
| 51,2 | 48,3 |
|      |      |
|      |      |
|      |      |
|      |      |
|      |      |
|      |      |
|      |      |

Figura 6.20: Diagrama de Interacción para la columna de la pila del puente.

|  |    |
|--|----|
| CAPÍTULO 6: ANÁLISIS ESTRUCTURAL DEL PUENTE CON EL REFUERZO PROPUESTO .....        | 42 |
| 6.1 INTRODUCCIÓN.....  | 42 |
| 6.2 Estados de Carga .....   | 42 |
| 6.3 Combinaciones de Carga .....   | 47 |
| 6.4 Dimensionado y Verificación de los Elementos Estructurales .....               | 48 |
| 6.4.1 Losa de Hormigón Armado .....  | 48 |
| 6.4.2 Prelosas y Tralichos .....   | 63 |
| 6.4.3 Longitud de anclaje de bucles para vinculación de nuevas losas de calzada 67 |    |
| 6.4.4 Riostras Transversales .....   | 68 |
| 6.4.5 Pasadores de corte.....  | 70 |
| 6.4.6 Estructura Metálica .....  | 71 |
| 6.4.7 Nuevos apoyos sobre pilas.....   | 74 |
| 6.4.8 Adecuación de los Estribos.....  | 76 |
| 6.4.9 Juntas de Dilatación .....   | 76 |
| 6.4.10 Verificación de la Infraestructura.....                                     | 78 |