



Universidad Nacional de Córdoba  
Facultad de Ciencias Exactas, Físicas y  
Naturales

# **PRÁCTICA SUPERVISADA**

Cálculo Estructural de la Infraestructura  
y Fundación de Puente sobre Ruta  
Nacional 20

**Alumno:** Vicente Germán Ramirez

**Tutor:** Ing. Diego Ricardo Hünicken

**Supervisor Externo:** Ing. Alberto Carlos Haulet

AÑO 2018

## **RESUMEN**

El presente informe surge a modo de conclusión de la práctica supervisada llevada a cabo por el autor, la cual se basó principalmente en el cálculo estructural de la infraestructura y de la fundación del puente sobre la Ruta Nacional 20. A través de éste se busca exponer los diferentes aspectos teóricos o técnicos relacionados, a los fines de justificar las actividades llevadas a cabo durante el desarrollo de la práctica.

En primer lugar se llevará a cabo una introducción que busca poner de manifiesto cuáles son los objetivos que se buscan satisfacer por medio de la práctica supervisada, como también las distintas actividades realizadas y el lugar en el cual se desarrollaron.

Luego, se realiza una descripción del proyecto del cual forma parte el puente en cuestión, llevando a cabo, en primera instancia, un análisis global del mismo, para concluir con una descripción general del puente.

Seguidamente, se desarrollará el análisis estructural del puente, caracterizando en detalle los elementos de interés que forman parte de la infraestructura y la fundación. Además, se expresarán las bases de diseño, especificando las cargas a las que se ve sometida el puente, la combinación que se realizará de las mismas y las particularidades que presenta el modelo confeccionado, como así también el programa empleado para realizarlo.

Posteriormente, se procede con el cálculo estructural de cada uno de los elementos que forman parte de la infraestructura, como son las columnas, vigas dinteles y elementos adicionales (topes sísmicos y apoyos de neopreno) que materializan a los estribos y pila, como así también a los que forman parte de la fundación, como son los pilotes y vigas de fundación.

Finalmente, se exponen las principales conclusiones tanto del informe técnico, como también de la práctica supervisada como experiencia personal.

## ÍNDICE DE CONTENIDOS

<b>CAPÍTULO 1: INTRODUCCIÓN .....</b>	<b>6</b>
1.1. EJECUCIÓN DE LA PRÁCTICA SUPERVISADA.....	6
1.2. OBJETIVOS DE LA PRÁCTICA SUPERVISADA .....	6
1.3. PLAN DE ACTIVIDADES.....	6
<b>CAPÍTULO 2: DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO .....</b>	<b>7</b>
2.1. OBJETIVO DEL PROYECTO .....	7
2.1.1. CIERRE DEL ANILLO DE CIRCUNVALACIÓN DE LA CIUDAD DE CÓRDOBA.....	7
2.1.2. CAMBIOS EN LA TRAZA .....	8
2.2. LOCALIZACIÓN DE LA OBRA .....	9
2.3. DESCRIPCIÓN GENERAL DEL PUENTE SOBRE RUTA NACIONAL 20 .....	10
<b>CAPÍTULO 3: ANÁLISIS ESTRUCTURAL.....</b>	<b>13</b>
3.1. DESCRIPCIÓN DE LA SUBESTRUCTURA Y FUNDACIÓN.....	13
3.2. MATERIALES.....	15
3.2.1. HORMIGÓN.....	15
3.2.2. BARRAS DE ACERO PARA HORMIGÓN ARMADO .....	15
3.3. BASES DE DISEÑO .....	16
3.3.1. NORMAS Y REGLAMENTOS DE REFERENCIA .....	16
3.3.2. CARGAS DE DISEÑO.....	16
3.3.3. COMBINACIONES DE CARGA ÚLTIMAS .....	26
3.4. MODELO NUMÉRICO.....	27
<b>CAPÍTULO 4: CÁLCULO DE LA INFRAESTRUCTURA .....</b>	<b>35</b>
4.1. CÁLCULO DE COLUMNAS.....	35
4.1.1. ARMADURA LONGITUDINAL .....	35
4.1.2. ARMADURA TRANSVERSAL.....	42
4.2. CÁLCULO DE VIGA DINTEL.....	44
4.2.1. ARMADURA LONGITUDINAL .....	44
4.2.2. ARMADURA TRANSVERSAL .....	45
4.3. CÁLCULO DE ELEMENTOS ADICIONALES .....	47
4.3.1. APOYOS DE NEOPRENO .....	47
4.3.2. TOPES SÍSMICOS .....	49
<b>CAPÍTULO 5: CÁLCULO DE LA FUNDACIÓN .....</b>	<b>54</b>
5.1. CAPACIDAD DE CARGA VERTICAL DE LOS PILOTES .....	54

5.2.	CAPACIDAD DE CARGA HORIZONTAL DE LOS PILOTES.....	55
5.3.	CÁLCULO DE LOS PILOTES.....	56
5.3.1.	ARMADURA LONGITUDINAL.....	56
5.3.2.	ARMADURA TRANSVERSAL.....	57
5.4.	CÁLCULO DE VIGA DE FUNDACIÓN.....	59
5.4.1.	ARMADURA LONGITUDINAL.....	59
5.4.2.	ARMADURA TRANSVERSAL.....	60
<b>CAPÍTULO 6: CONCLUSIONES.....</b>		<b>61</b>
<b>CAPÍTULO 7: BIBLIOGRAFÍA.....</b>		<b>62</b>

## ÍNDICE DE FIGURAS

<i>Figura 2.1</i>	<i>Vista aérea de la ciudad de Córdoba con la Avenida Circunvalación. Verde) Tramo terminado. Rojo) tramo sin concluir.....</i>	<i>7</i>
<i>Figura 2.2</i>	<i>Cambios en el tramo La Cañada - Santa Ana.....</i>	<i>8</i>
<i>Figura 2.3</i>	<i>Traza definitiva tramo La Cañada – Santa Ana.....</i>	<i>9</i>
<i>Figura 2.4</i>	<i>Render del intercambiador futuro Ruta Nacional 20 – Boulevard.....</i>	<i>9</i>
<i>Figura 2.5</i>	<i>Imagen satelital del lugar en donde se ubicará el puente.....</i>	<i>10</i>
<i>Figura 2.6</i>	<i>Vista longitudinal del puente sobre RN20.....</i>	<i>10</i>
<i>Figura 2.7</i>	<i>Corte transversal del tablero del puente.....</i>	<i>11</i>
<i>Figura 2.8</i>	<i>Esquema de los estribos (arriba) y la pila (abajo), ambos con inicio de fundación.....</i>	<i>12</i>
<i>Figura 3.1</i>	<i>Vista transversal del estribo e inicio de fundación.....</i>	<i>13</i>
<i>Figura 3.2</i>	<i>Vista en planta de la viga dintel de los estribos.....</i>	<i>14</i>
<i>Figura 3.3</i>	<i>Corte transversal de la viga dintel de los estribos.....</i>	<i>14</i>
<i>Figura 3.4</i>	<i>Vista transversal de la pila e inicio de fundación.....</i>	<i>14</i>
<i>Figura 3.5</i>	<i>Vista en planta de la viga dintel de la pila.....</i>	<i>15</i>
<i>Figura 3.6</i>	<i>Corte transversal de la viga dintel de la pila.....</i>	<i>15</i>
<i>Figura 3.7</i>	<i>Características de la aplanadora definida por la D.N.V. ....</i>	<i>17</i>
<i>Figura 3.8</i>	<i>Disposición de las aplanadoras sobre el tablero para situación simétrica.....</i>	<i>18</i>
<i>Figura 3.9</i>	<i>Disposición de las aplanadoras sobre el tablero para situación asimétrica.....</i>	<i>18</i>
<i>Figura 3.10</i>	<i>Acción del viento para el puente descargado.....</i>	<i>19</i>
<i>Figura 3.11</i>	<i>Acción del viento para el puente cargado.....</i>	<i>19</i>
<i>Figura 3.12</i>	<i>Espectro de diseño para zona sísmica 1 con amortiguamiento <math>\mathcal{E} = 5\%</math>.....</i>	<i>23</i>
<i>Figura 3.13</i>	<i>Masa movilizada que se considera actuando en los estribos y en la pila.....</i>	<i>26</i>

<i>Figura 3.14 Geometría modelada del puente .....</i>	<i>27</i>
<i>Figura 3.15 Definición del tablero en el programa CSI-Bridge.....</i>	<i>28</i>
<i>Figura 3.16 Definición de la pila en el programa CSI-Bridge.....</i>	<i>29</i>
<i>Figura 3.17 Definición de la geometría del puente en el programa CSI-Bridge .....</i>	<i>30</i>
<i>Figura 3.18 Representación de la fundación en el modelo.....</i>	<i>31</i>
<i>Figura 3.19 Cargas definidas sobre la superficie del tablero .....</i>	<i>32</i>
<i>Figura 3.20 Cargas debida a la acción sísmica.....</i>	<i>33</i>
<i>Figura 3.21 Carriles de circulación en los cuales se posicionara la aplanadora A-30.....</i>	<i>33</i>
<i>Figura 3.22 Definición de la aplanadora A-30 .....</i>	<i>34</i>
<i>Figura 4.1 Deformada del estribo y cargas criticas de pandeo para cada dirección de análisis.....</i>	<i>36</i>
<i>Figura 4.2 Coeficientes de longitud efectiva para vínculos extremos definibles .....</i>	<i>37</i>
<i>Figura 4.3 Efecto P-δ y P-Δ sobre un pórtico .....</i>	<i>38</i>
<i>Figura 4.4 Variación del coeficiente <math>C_m</math>.....</i>	<i>38</i>
<i>Figura 4.5 Diagrama de interacción con solicitaciones correspondientes a las columnas de los estribos .....</i>	<i>41</i>
<i>Figura 4.6 Diagrama de interacción con solicitaciones correspondientes a las columnas de la pila .....</i>	<i>42</i>
<i>Figura 4.7 Distribución de tensiones debidas a torsión y corte.....</i>	<i>46</i>
<i>Figura 4.8 Tipología de apoyos de neopreno dispuestas en el Puente (Tipo A).....</i>	<i>47</i>
<i>Figura 4.9 Vista en corte (izquierda) y planta (derecha) del tope sísmico de los estribos.</i>	<i>51</i>
<i>Figura 4.10 Vista en corte (izquierda) y planta (derecha) del tope sísmico de la pila .....</i>	<i>51</i>
<i>Figura 4.11 Acciones sobre ménsula corta y forma de armado.....</i>	<i>52</i>
<i>Figura 5.1 Relación carga – deformación para pilotes de punta y friccionales. Compatibilización de deformaciones.....</i>	<i>54</i>
<i>Figura 5.2 Diagrama de interacción con solicitaciones correspondientes a los pilotes de fundación de los estribos .....</i>	<i>57</i>
<i>Figura 5.3 Diagrama de interacción con solicitaciones correspondientes los pilotes de fundación de la pila.....</i>	<i>57</i>

## ÍNDICE DE TABLAS

<i>Tabla 3.1 Combinaciones de carga últimas .....</i>	<i>26</i>
<i>Tabla 4.1 Solicitaciones máximas sobre estribos, factores de amplificación y momentos de diseño para direcciones de análisis.....</i>	<i>40</i>
<i>Tabla 4.2 Solicitaciones máximas sobre pila, factores de amplificación y momentos de diseño para direcciones de análisis.....</i>	<i>40</i>

<i>Tabla 4.3 Solicitaciones de diseño sobre las columnas de los estribos.....</i>	<i>41</i>
<i>Tabla 4.4 Solicitaciones de diseño sobre las columnas de la pila .....</i>	<i>42</i>
<i>Tabla 4.5 Esfuerzos cortantes máximos para columnas de los estribos.....</i>	<i>42</i>
<i>Tabla 4.6 Esfuerzos cortantes máximos para columnas de la pila .....</i>	<i>43</i>
<i>Tabla 5.1 Tensiones admisibles correspondientes al suelo de fundación .....</i>	<i>55</i>
<i>Tabla 5.2 Solicitaciones de diseño sobre los pilotes de fundación de los estribos.....</i>	<i>57</i>
<i>Tabla 5.3 Solicitaciones de diseño sobre los pilotes de fundación de la pila .....</i>	<i>57</i>
<i>Tabla 5.4 Esfuerzos cortantes máximos para pilotes de fundación de los estribos .....</i>	<i>58</i>
<i>Tabla 5.5 Esfuerzos cortantes máximos para pilotes de fundación de la pila.....</i>	<i>58</i>

## **ANEXO 1: MEMORIA DE CÁLCULO**

## **ANEXO 2: PLANOS**

## **CAPÍTULO 1: INTRODUCCIÓN**

### **1.1. EJECUCIÓN DE LA PRÁCTICA SUPERVISADA**

Como condición para la formación educativa del estudiante es necesario llevar a cabo la Práctica Supervisada (PS), desarrollándose en una entidad receptora que se desempeñe en áreas afines a la carrera de Ingeniería Civil, en un lapso de tiempo no menor a 200 horas.

Particularmente, la misma se desarrolló en el Estudio Alberto Carlos Haulet, cuyas principales actividades se enfocan en el cálculo de estructuras de hormigón armado y pretensado, in-situ o prefabricado (según corresponda), para la materialización de obras tales como tanques, edificios en altura, estadios, alcantarillas y puentes, entre otras.

Se cumplió con las 200 horas exigidas realizando el cálculo estructural de la infraestructura del puente sobre la Ruta Nacional 20, durante 4 horas diarias aproximadamente, de lunes a viernes, entre los meses de enero y abril de 2018.

### **1.2. OBJETIVOS DE LA PRÁCTICA SUPERVISADA**

El objetivo principal de la práctica supervisada es la determinación estructural de la infraestructura del puente sobre Ruta Nacional 20, de tal manera que éste tenga la capacidad de absorber las distintas solicitaciones que experimentará en las diferentes etapas de su vida útil (construcción, uso, mantenimiento, etc.).

Además, desde un punto de vista personal, existen otros objetivos como son:

- El afianzar conocimientos adquiridos durante el cursado de la carrera de Ingeniería Civil, específicamente relacionados con el área de interés (estructuras en este caso).
- La complementación de la formación universitaria.
- La detección de deficiencias y bondades en cuanto a capacidad y competencia cognitiva.
- La facilitación para la inserción futura en el ámbito laboral, entre otros.

### **1.3. PLAN DE ACTIVIDADES**

A los fines de la satisfacción del objetivo principal planteado, las tareas que se desarrollaron durante la práctica fueron:

- Recopilación de antecedentes. Estudio de casos.
- Análisis de normativa vigente y de aplicación. Determinación de formulaciones teóricas aplicables.
- Análisis de cargas.
- Modelación numérica de la estructura. Obtención de solicitaciones.
- Diseño y verificaciones estructurales de estribos y fundación. Verificación de condiciones de servicio. Análisis de resultados.
- Confeción de planos generales y de detalle.

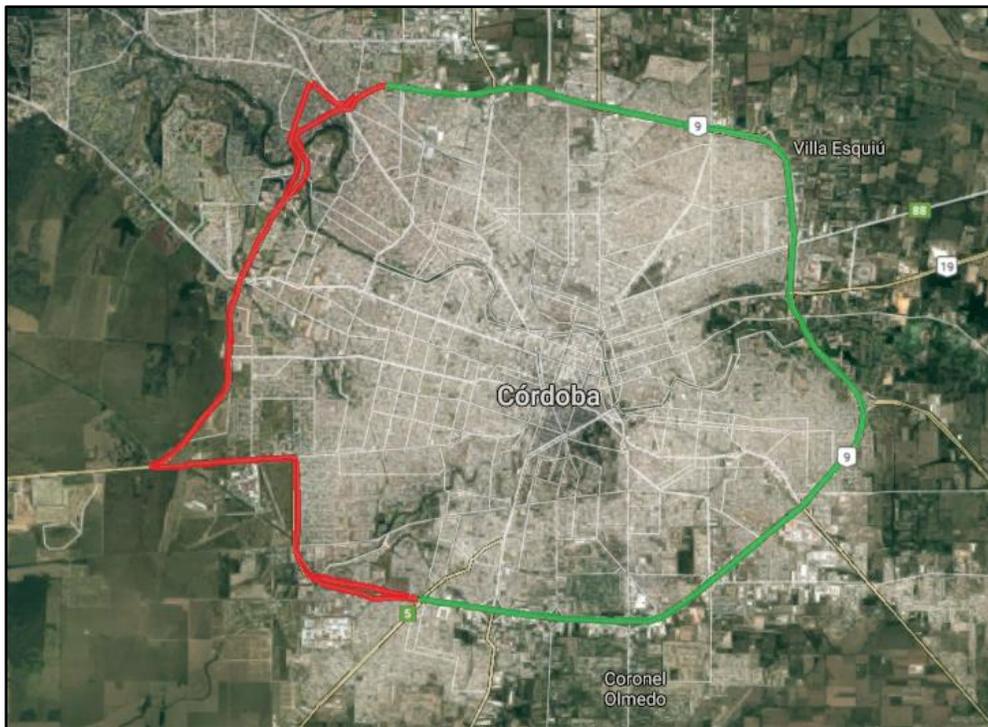
## CAPÍTULO 2: DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO

### 2.1. OBJETIVO DEL PROYECTO

Como se dijo anteriormente, este informe técnico se enfoca en el cálculo estructural del puente ubicado sobre la Ruta Nacional 20. Sin embargo, resulta pertinente realizar una breve descripción del proyecto en el cual se encuentra incorporada la obra en cuestión, a los fines de definir el objetivo de la misma.

#### 2.1.1. CIERRE DEL ANILLO DE CIRCUNVALACIÓN DE LA CIUDAD DE CÓRDOBA

Ruta Nacional A019 o Avenida Circunvalación Agustín Tosco se denomina a la autopista que rodea gran parte del área central y pericentral de la ciudad de Córdoba. Ésta es de gran importancia debido a que forma parte de la red de accesos a la ciudad, la cual es un polo regional que condensa actividades económicas, culturales y educativas, entre otras. La misma se comenzó a construir en el año 1969, quedando inconclusa en el tramo oeste (entre calle Spilimbergo y Ruta Provincial 5), provocando que el tránsito que circula por circunvalación se vea obligado a circular por avenidas urbanas (Figura 2.1).

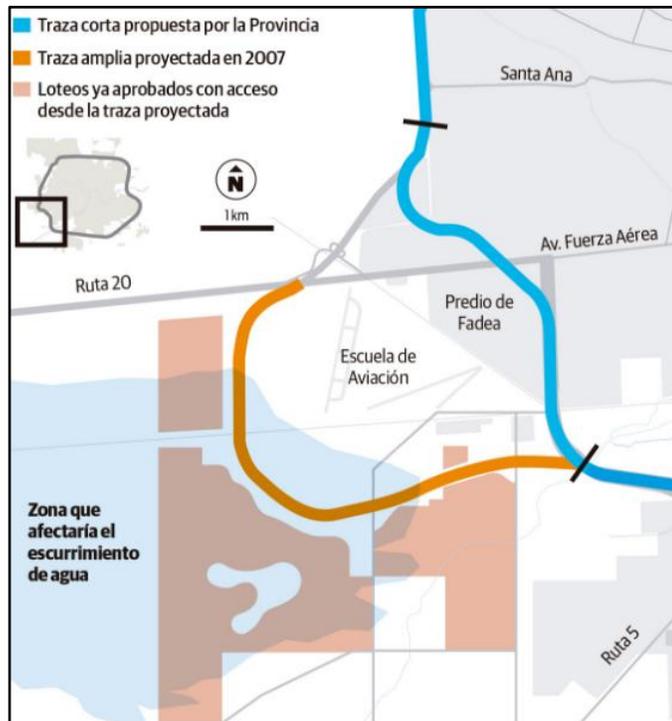


**Figura 2.2** Vista aérea de la ciudad de Córdoba con la Avenida Circunvalación. Verde) Tramo terminado. Rojo) tramo sin concluir.

En el año 2015 fue retomado el proyecto para el cierre definitivo del anillo de circunvalación.

### 2.1.2. CAMBIOS EN LA TRAZA

En el año 2016, la provincia realiza cambios sobre la traza proyectada en el año 2007 en el tramo entre La Cañada y calle Santa Ana. De esta manera, en vez de rodear la Escuela de Aviación, la traza pasaría por dentro del predio de Fadea, generando un acortamiento en 6km la extensión de la obra. La municipalidad se opuso a dicha modificación debido a que numerosos loteos ya habilitados quedarían sin un acceso principal a la ciudad y, además, por la generación de problemáticas en cuanto al escurrimiento de las aguas, existiendo riesgo de inundaciones en dichos loteos (Figura 2.2).



**Figura 2.2** Cambios en el tramo La Cañada - Santa Ana

Finalmente, para evitar los conflictos antes mencionados, se decide mantener la traza por el predio de Fadea y se incorpora un boulevard de enlace entre Circunvalación y la Ruta Nacional 20 rodeando la Escuela de Aviación (Figura 2.3).

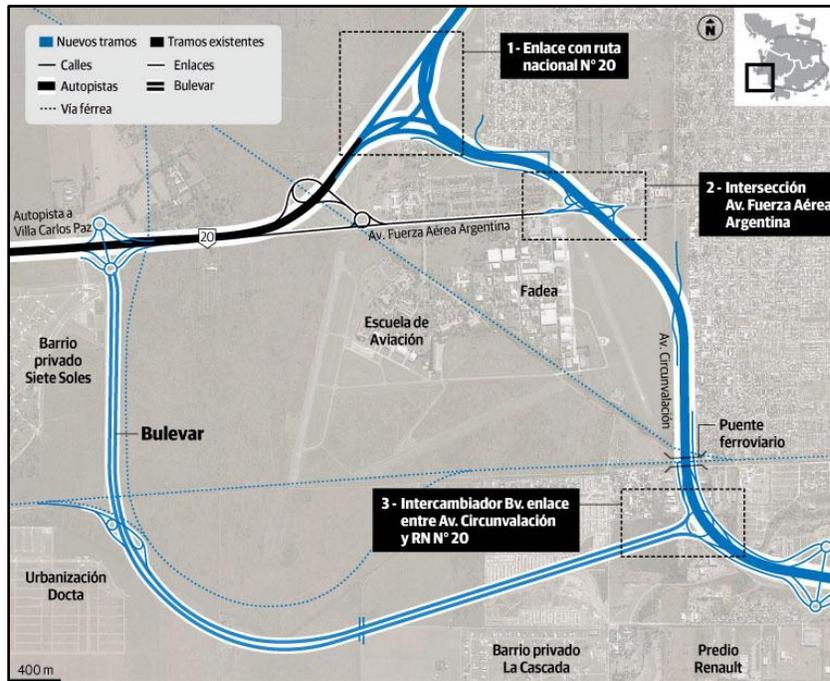


Figura 2.3 Traza definitiva tramo La Cañada – Santa Ana

## 2.2. LOCALIZACIÓN DE LA OBRA

Formando parte de la obra “Boulevard de Enlace entre Circunvalación y Ruta Nacional 20”, se encuentra el puente-viaducto a proyectar sobre la Ruta Nacional 20.

La Ruta Nacional 20 es una vía con orientación aproximada Este-Oeste extendiéndose desde la ciudad de Córdoba hasta la ciudad de San Juan. En el tramo que vincula la ciudad Córdoba con la ciudad de Villa Carlos Paz es autopista, la cual posee un gran flujo diario de vehículos debido a personas que residen en la segunda y desarrollan sus actividades diarias en la primera de éstas. De esta manera, se justifica la ejecución de un intercambiador (paso a distinto nivel) tipo diamante con rotondas sobre la RN20 para permitir que los vehículos accedan desde ésta al boulevard (y viceversa), sin generar una obstrucción significativa sobre el tránsito pasante (Figura 2.4).



Figura 2.4 Render del intercambiador futuro Ruta Nacional 20 – Boulevard

El puente se emplazará, como se dijo anteriormente, sobre la Ruta Nacional 20 en el km 14 aproximadamente (a 1km del peaje considerando un sentido de circulación desde Villa Carlos Paz a Córdoba), en las proximidades del cruce con la denominada Calle Publica. A 200m del puente (considerando sentido de circulación de Córdoba a Villa Carlos Paz), se encuentra el acceso al barrio Siete Soles, quedando definido éste por medio de una calle colectora paralela a la RN20 y un túnel por debajo de la misma, el cual se deberá extender debido a la construcción del distribuidor (Figura 2.5).



Figura 2.5 Imagen satelital del lugar en donde se ubicará el puente

### 2.3. DESCRIPCIÓN GENERAL DEL PUENTE SOBRE RUTA NACIONAL 20

En base a los requerimientos del diseño geométrico vial, se proyectó un puente viga de 55,60m de longitud total, compuesto de dos tramos isostáticos de 27,80m y losas de aproximación en cada extremo. Debido a que el puente se materializa en un tramo de la traza en el cual se proyecta una curva vertical, el primer tramo deberá tener una pendiente longitudinal de 2,5% (sentido ascendente), mientras que el segundo tramo tendrá una pendiente longitudinal de -2,5% (sentido descendente). Entre la losa del puente y las losas de aproximación se llevan a cabo juntas de dilatación con material bituminoso. Los dos tramos del puente quedan vinculados por medio de una losa de continuidad. Lo antes expuesto se observa en la figura 2.6.

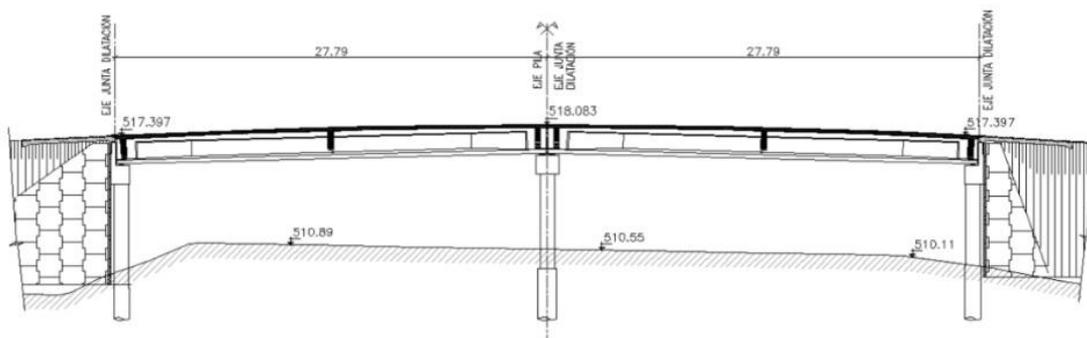


Figura 2.6 Vista longitudinal del puente sobre RN20

El tablero tendrá un ancho total de 24,60m, correspondientes a dos calzadas de 9,80m (una por cada sentido de circulación), compuestas cada una de dos carriles de 3,65m y una banquina de 2,50m, una mediana (o cantero central) de 4m como separación de las calzadas y retiros en ambos laterales de 0,50m, en los cuales se dispondrán las defensas tipo New Jersey. Debido a que la intersección entre la RN20 y el boulevard no es perpendicular, el tablero presenta un esviaje de 8,8° aproximadamente. A su vez, tendrá una pendiente transversal hacia ambos lados respecto del eje central del puente de 2% (bombeo de la calzada).

El tablero se materializa por medio de 9 vigas de sección doble TE (o I) prefabricadas pretensadas por tramo con un inter-eje de 2,80m y una longitud de 27,65m, quedando vinculadas las mismas por medio de vigas transversales (por tramo, una en cada extremo y una central). Sobre las vigas longitudinales se construye una losa de hormigón armado de 0,18m de espesor, quedando los extremos laterales de la misma en voladizo con una longitud de 1,10m, obteniéndose así el ancho total del tablero. Por encima de la losa y en todos los espacios accesibles por los vehículos se realizara una carpeta de desgaste de concreto asfáltico de 0,05m de espesor.

En la figura 2.7 se observa un corte transversal del tablero anteriormente descrito.

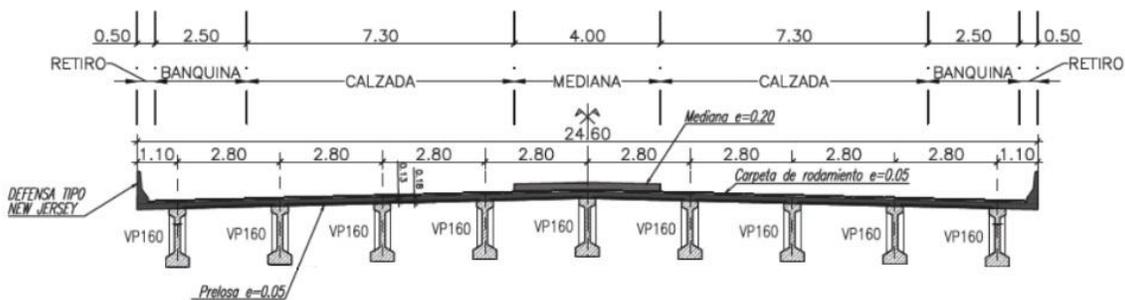


Figura 2.7 Corte transversal del tablero del puente

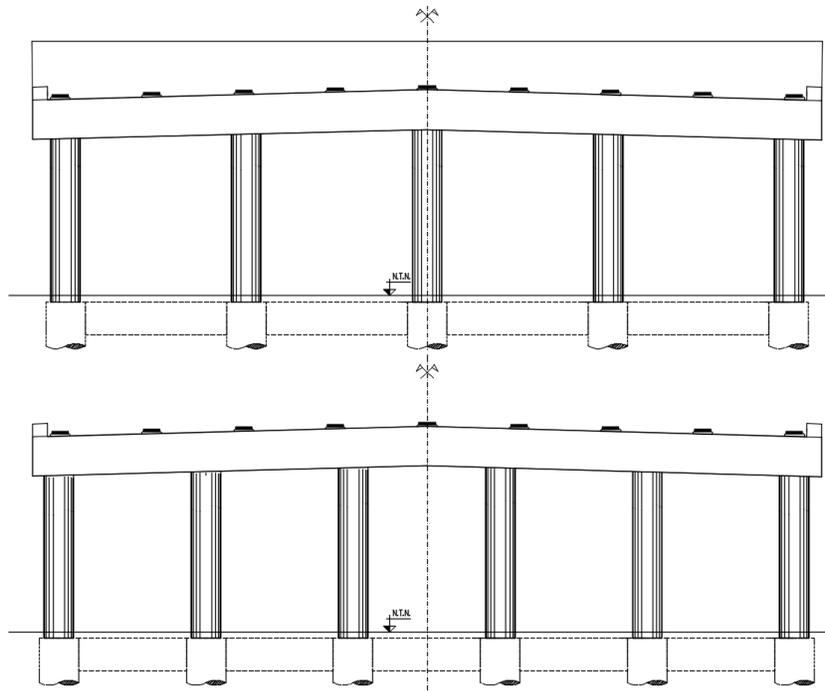
El tablero del puente quedará sustentado por medio de apoyos extremos denominados estribos y por un apoyo intermedio llamado pila. Se debe tener en cuenta que los terraplenes de acceso serán soportados por medio de muros mecánicamente estabilizados (conocidos comercial y popularmente como “Tierra Armada”), siendo una estructura independiente al puente, por lo que los estribos no se verán sometidos al empuje del suelo.

Cabe destacar que, a los fines explicativos, se distinguirá la denominación de estribos y pila, sin embargo ambos se configurarán de una manera similar a través de una tipología de pórtico, con viga dintel en la cual se apoyaran las vigas longitudinales (sobre apoyos de neopreno fijados en dados de hormigón ejecutados en la viga) y columnas que transmitirán las cargas hasta la fundación (5 columnas en el caso de los estribos y 6 columnas en el caso de la pila).

Dicha fundación se materializará mediante pilotes de hormigón armado y, tanto ésta como los elementos que constituyen los estribos y la pila, serán ejecutados in situ.

En la figura 2.8 se muestran esquemáticamente los estribos (arriba) y la pila (abajo), como así también el comienzo de la fundación de cada uno de éstos. Se realizará una

descripción más detallada de los mismos en el capítulo siguiente, motivo por el cual no se profundiza sobre las mismas en este capítulo.



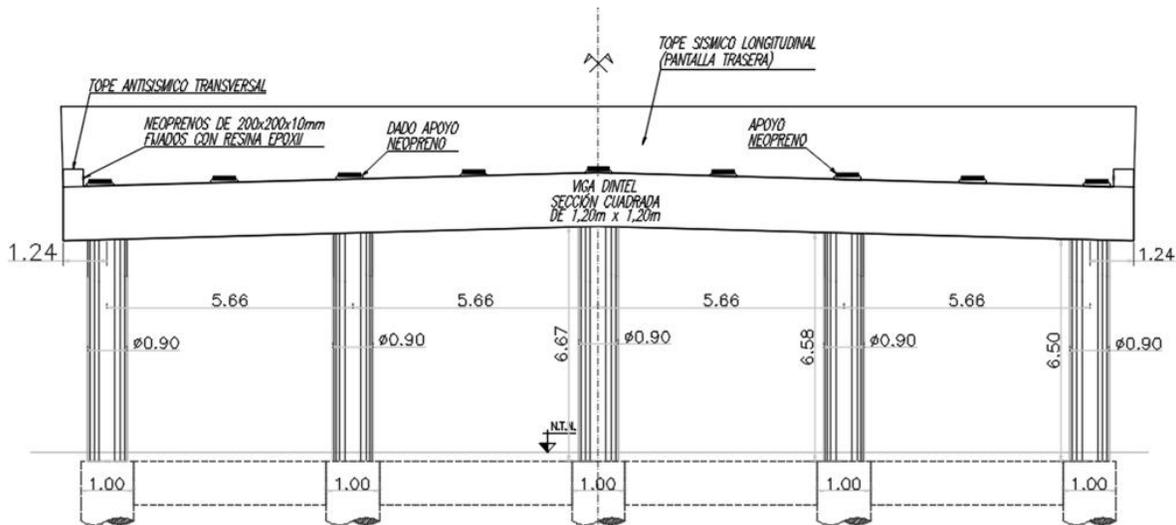
**Figura 2.8** Esquema de los estribos (arriba) y la pila (abajo), ambos con inicio de fundación

## CAPÍTULO 3: ANÁLISIS ESTRUCTURAL

### 3.1. DESCRIPCIÓN DE LA SUBESTRUCTURA Y FUNDACIÓN

Teniendo en cuenta la descripción general del puente realizada anteriormente, se llevará a cabo una caracterización en detalle de la subestructura.

Los estribos quedarán constituidos por medio de una viga dintel de sección cuadrada de 1,20m x 1,20m y 5 columnas de 0,90m de diámetro distanciadas la una de la otra 5,66m, con voladizos extremos de 1,24m (obteniendo una longitud total de viga dintel de 25,12m). La altura de la columna, desde el extremo superior de los pilotes fundación hasta la cara inferior de la viga dintel, es de 6,67m aproximadamente. Los pilotes de fundación serán de 1,00m de diámetro con cota de fundación a -20m, quedando vinculados estos en el extremo superior por medio de una viga de fundación de 1m de altura y 0,30m de ancho. En la figura 3.1 se observa cómo queda constituido lo descrito anteriormente.



**Figura 3.1** Vista transversal del estribo e inicio de fundación

Sobre la viga se dispondrá una pantalla trasera (o espaldón) de 1,48m de altura y 0,30m de espesor, que servirá como apoyo de la losa de aproximación y como tope sísmico longitudinal. También se colocarán los toques sísmicos transversales en los extremos de la viga, siendo éstos de 0,40m de altura y 0,70m de espesor. A su vez, se ejecutarán dados de hormigón rectangulares de 0,35m x 0,60m y una altura de 10cm, fijándose sobre éstos los apoyos de neopreno rectangulares de 0,25m x 0,50m y una altura de 67mm los cuales materializarán el apoyo de las vigas longitudinales. En las figuras 3.2 y 3.3 se observa una vista en planta y un corte de la viga dintel de los estribos.

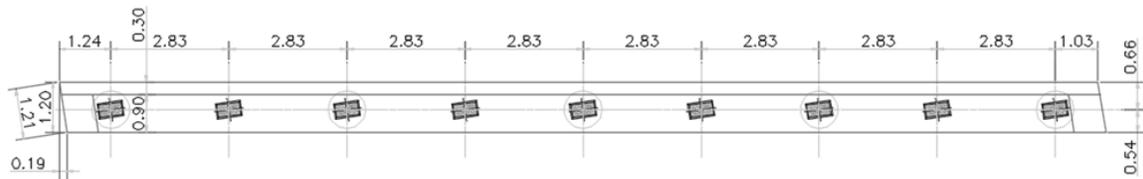


Figura 3.2 Vista en planta de la viga dintel de los estribos

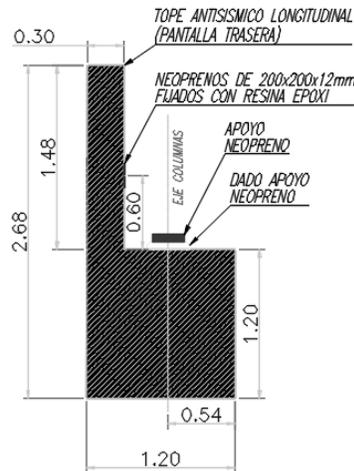


Figura 3.3 Corte transversal de la viga dintel de los estribos

La pila estará compuesta por una viga dintel de sección rectangular de 1,50m x 1,20m y 6 columnas de 0,90m de diámetro distanciadas 4,54m entre sí, con voladizos extremos de 0,90m (obteniendo una longitud total de viga dintel de 24,50m). La altura de la columna es de aproximadamente 7,36m (desnivel longitudinal de 2,5%). Los pilotes de fundación serán de 1,20m de diámetro con cota de fundación a -22m, vinculados en el extremo superior con una viga de fundación de 1m de altura y 0,40m de ancho. En la figura 3.4 se observa cómo se compone lo antes descrito.

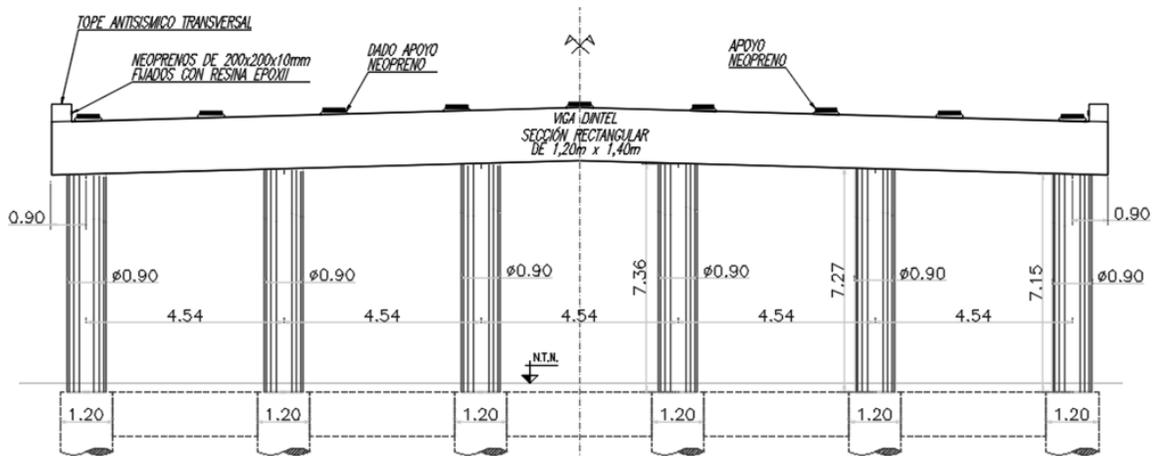


Figura 3.4 Vista transversal de la pila e inicio de fundación

Sobre la viga dintel de la pila también se colocarán los topes sísmicos transversales en los extremos de la misma, los dados de hormigón y los apoyos de neopreno, presentando estos las mismas características geométricas que los dispuestos en la viga dintel de los estribos. En la figura 3.5 y 3.6 se observa un una vista en planta y un corte de la viga dintel de los estribos.

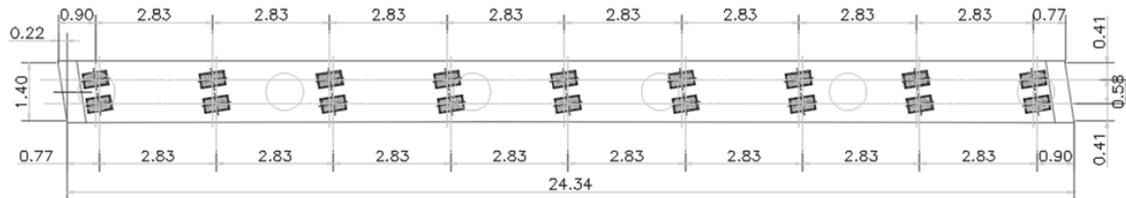


Figura 3.5 Vista en planta de la viga dintel de la pila

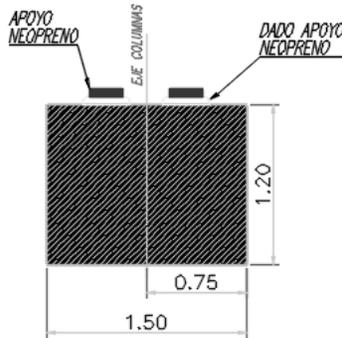


Figura 3.6 Corte transversal de la viga dintel de la pila

## 3.2. MATERIALES

### 3.2.1. HORMIGÓN

La calidad de hormigón utilizada para la totalidad de los elementos que constituyen la subestructura será H-25, por lo que se tendrá una resistencia característica a la compresión  $f'_c=25\text{Mpa}$  y un módulo de elasticidad longitudinal de  $E_c=23.500\text{Mpa}$  (obtenido a partir de la expresión empírica  $E_c=4700 \sqrt{f'_c}$  definida por el código CIRSOC).

### 3.2.2. BARRAS DE ACERO PARA HORMIGÓN ARMADO

Los refuerzos de los elementos de hormigón armado se llevarán a cabo por medio de barras de acero ADN420 (acero de dureza natural presentado en forma de barra con superficie nervurada), teniendo estas una tensión de fluencia característica  $f_y=420\text{Mpa}$  y un módulo de elasticidad longitudinal de  $E_s=210.000\text{Mpa}$ .

### 3.3. BASES DE DISEÑO

#### 3.3.1. NORMAS Y REGLAMENTOS DE REFERENCIA

La determinación de las cargas actuantes y los requerimientos estructurales que deben satisfacer los distintos elementos constituyentes de la subestructura se definen en base a los siguientes reglamentos con vigencia a nivel nacional:

- “Bases para el cálculo de puentes de hormigón armado” de la Dirección Nacional de Vialidad
- CIRSOC 101-05 “Reglamento argentino de cargas permanentes y sobrecargas mínimas de diseño para edificios y otras estructuras”
- INPRES-CIRSOC 103-91 Parte I “Reglamento argentino para construcciones sismorresistentes”
- INPRES-CIRSOC 103-05 Parte II “Construcciones de hormigón armado”
- CIRSOC 107-82 “Acción térmica climática sobre las construcciones”
- CIRSOC 201-05 Tomo 1 y Tomo 2 “Reglamento argentino de estructuras de hormigón”

Debido que, hasta la actualidad, las normas y especificaciones nacionales no contemplan las verificaciones que se deben llevar a cabo sobre los apoyos de neopreno, se recurrirá a especificaciones españolas, las cuales tienen validez de aplicación, expresadas las mismas en el escrito:

- “Recomendaciones para el proyecto y puesta en obra de apoyos elastoméricos para puentes de carretera” Dirección General de Carreteras (España) - 1982

#### 3.3.2. CARGAS DE DISEÑO

A continuación, se detallan las cargas a las que se verá sometido el puente a lo largo de su vida útil, diseñándose los distintos elementos estructurales para soportar las mismas. Se deberá tener en cuenta que las cargas aquí mencionadas pueden estar actuando por sí solas, pero también pueden hacerlo de manera conjunta, por lo que es necesario, luego de la determinación de las mismas, combinarlas en base a la probabilidad de simultaneidad de ocurrencia.

#### Cargas permanentes

En general, las cargas permanentes hacen referencia al peso propio de todos los elementos que constituyen el puente como tal, tanto aquellos que tienen una finalidad estructural como elementos adicionales, es decir: vigas longitudinales, vigas transversales, losa del tablero, estribos y pilas, como así también la carpeta de rodamiento, el cantero o mediana central, las defensas (New Jersey), entre otros.

El peso propio de los distintos elementos quedará contemplado a través del peso unitario de cada material, especificados los mismos en el reglamento CIRSOC 101-05. Estos son:

- Hormigón armado:  $25\text{kN/m}^3$
- Hormigón sin armar:  $23,5\text{kN/m}^3$
- Mezcla asfáltica para pavimentos:  $24\text{kN/m}^3$

## Sobrecargas de uso

Las bases de la DNV especifican las sobrecargas de uso que se deben considerar, las cuales son:

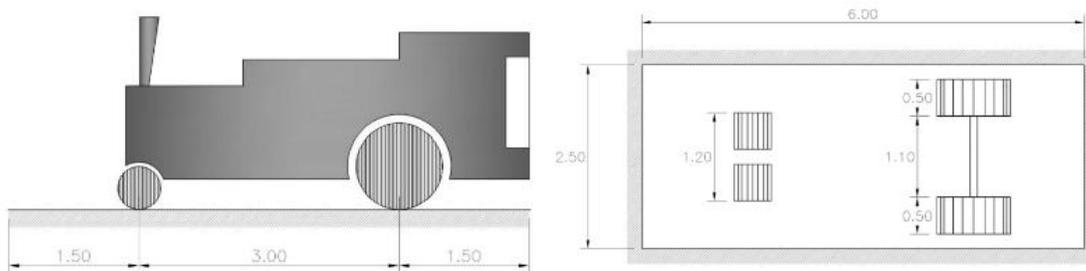
- Sobrecarga debido al tránsito vehicular, formada por:
  - Vehículo tipo de diseño, definido como aplanadora
  - Multitud compacta sobre calzada
- Sobrecarga por peatones, la cual se define como sobrecarga en vereda

Para el puente en estudio, solamente se considerarán sobrecargas por tránsito vehicular, ya que no se proporcionan los espacios adecuados para la movilización de los peatones. Si bien existe una mediana central, no se facilitan los medios para acceder a la misma, de tal manera que la circulación peatonal que puede llegar a ocasionarse no producirá una sobrecarga apreciable.

La magnitud de la sobrecarga móvil se determina en base a la categoría del puente, en este caso se considera el mismo de "Categoría A-30", asignada ésta en base a las características del camino sobre el cual se emplaza el puente.

### Aplanadora A-30

La aplanadora se denomina de manera coincidente que con la categoría del puente. En la figura 3.7 se pueden observar las características de la aplanadora genérica.



**Figura 3.7** Características de la aplanadora definida por la D.N.V.

El ancho de la huella producida por la deformación de los rodillos al circular es de 0,10m. El peso total de la aplanadora A-30 es de 300kN, distribuyéndose el peso en cada rodillo de la siguiente manera:

- Rodillo delantero: 130kN
- Rodillo trasero: 85kN cada uno

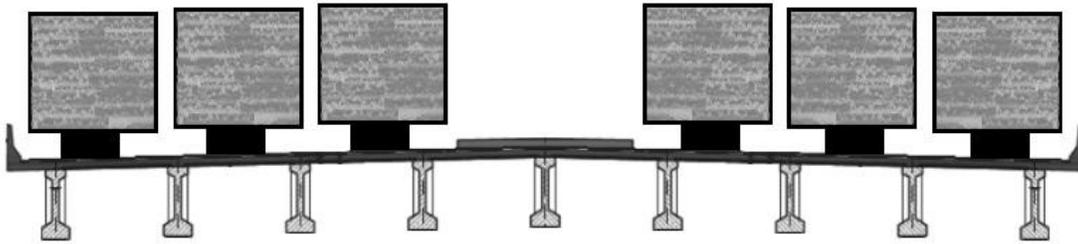
La cantidad de aplanadoras que se deben colocar sobre el puente es una por faja de circulación, definiéndose como "faja de circulación" a un ancho mínimo de 3m dentro del sector transitable por los vehículos. De esta manera, considerando que por sentido de circulación existe una calzada de 9,80m, se dispondrán en cada calzada hasta 3 aplanadoras (6 aplanadoras en total).

Tanto la simultaneidad de aplanadoras como la posición que se le asigna a cada una, quedan definidas por el profesional, a los fines de obtener los resultados más

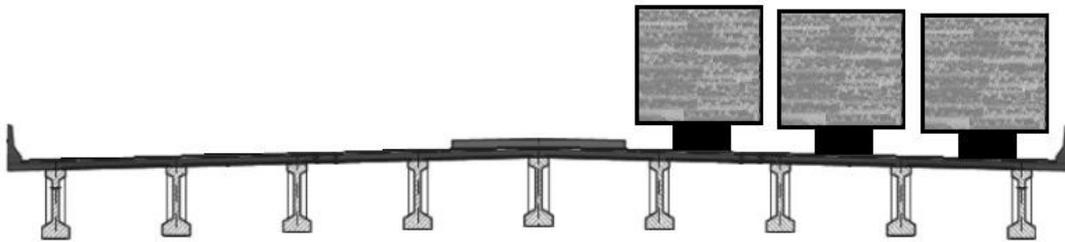
desfavorables. En este caso, y debido a las características del puente, se definen dos posibles situaciones:

- Simétrica: se consideran las 6 aplanadoras circulando, distribuyendo 3 en cada calzada
- Asimétrica: se consideran solamente 3 aplanadoras circulando únicamente en una de las calzadas

En las figuras 3.8 y 3.9 se observan esquemáticamente las dos situaciones antes planteadas, a los fines de facilitar su entendimiento.



**Figura 3.8** Disposición de las aplanadoras sobre el tablero para situación simétrica



**Figura 3.9** Disposición de las aplanadoras sobre el tablero para situación asimétrica

El reglamento de la D.N.V. permite reducir el peso de las aplanadoras por simultaneidad de circulación, siendo los factores de reducción que se pueden aplicar los siguientes:

- 1 para dos fajas de circulación o menos
- 0,95 para tres fajas de circulación
- 0,90 para cuatro fajas de circulación
- 0,85 para más de cuatro fajas de circulación

#### Multitud compacta sobre calzada (MCSC)

En la zona que no es ocupada por las aplanadoras, debe colocarse una carga uniformemente distribuida, la cual representa la acción de vehículos distintos al vehículo tipo y que puedan actuar en simultaneidad con éste. El valor especificado de multitud compacta sobre calzada para esta categoría de puente es de  $6\text{kN/m}^2$ .

Cabe mencionar que, si bien es posible realizar la reducción del valor de la MCSC por longitud del tramo cargado, no se ha llevado a cabo a los fines simplificativos, siendo la situación planteada más desfavorable para el diseño.

### Impacto

Las cargas de tránsito antes mencionadas tienen una naturaleza dinámica, pero son establecidas de manera estática, por lo que es necesario “corregirlas” por medio de un coeficiente de impacto, ya que los efectos de las cargas dinámicas sobre la estructura son mayores que los producidos por las cargas estáticas.

En este caso, a causa de que la vinculación entre superestructura e infraestructura no es rígida (apoyos de neopreno), se realiza el cálculo de la infraestructura sin aplicar el impacto sobre las cargas de tránsito, debido a la disipación de energía que se produce en los vínculos (amortiguamiento).

### **Viento**

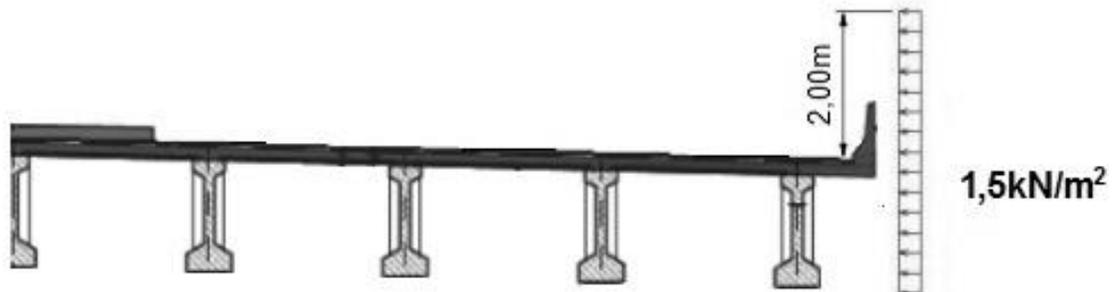
La acción de viento se considera actuando en dirección transversal al eje del puente y en toda la longitud de la superestructura. Las bases de la D.N.V. cuantifican la presión generada por el viento, considerando dos escenarios de funcionamiento del puente:

- Puente descargado: se considera una presión de  $2,5\text{kN/m}^2$ , actuando sobre la proyección vertical de la viga longitudinal externa y en la parte que sobresalga del tablero (en este caso la defensa tipo New Jersey).
- Puente cargado: se considera una presión de  $1,5\text{kN/m}^2$ , actuando sobre la proyección vertical de la viga longitudinal externa y en una faja de 2m sobre la superficie del tablero.

En la figuras 3.10 y 3.11 se observan las alturas que se deben considerar para cada uno de los escenarios antes planteados.



**Figura 3.10** Acción del viento para el puente descargado



**Figura 3.11** Acción del viento para el puente cargado

## Frenado

El frenado de los vehículos sobre la calzada origina fuerzas en dirección longitudinal al puente. El reglamento establece que se debe tomar como magnitud de la fuerza de frenado el mayor valor entre:

- El 15% del peso de cada aplanadora por faja de circulación
- El 4% de la multitud compacta sobre calzada (sin impacto) actuando en toda la calzada

La acción de frenado se considerará como un conjunto de fuerzas puntuales horizontales actuando sobre la superficie de la calzada en dirección longitudinal. Se determinará una fuerza de frenado por sentido de circulación y por tramo, obteniendo así cuatro fuerzas de frenado. La magnitud de las mismas se define a partir de considerar el peso de tres A-30 (debido a que existen 3 fajas por cada sentido de circulación) o el de una MCSC (según cuál resulte mayor de ambos, como se explicó anteriormente) actuando en el área delimitada por el ancho correspondiente a una calzada y a una longitud correspondiente a la de cada tramo. Para contemplar la situación más desfavorable, se considerarán dichas fuerzas actuando todas en el mismo sentido

## Movimientos lentos

Existen ciertos fenómenos que ocasionan variaciones longitudinales en las vigas principales las cuales, al verse parcialmente restringido el desplazamiento, transmiten fuerzas sobre los estribos y pilas. Se los denomina como movimientos lentos ya que no se dan de manera instantánea, sino que la totalidad de su desarrollo se da en un tiempo considerado infinito (para alguna de las situaciones). En este caso, se consideran los fenómenos de:

- Variación térmica
- Retracción por fragüe
- Fluencia lenta

La retracción por fragüe y la fluencia lenta también afectan a las vigas longitudinales, pero no ocasionando variaciones tensionales, sino produciendo pérdidas en el pretensado inicial. De esta manera, para la obtención de las variaciones longitudinales nos valemos de los cálculos realizados para la determinación de las pérdidas de pretensado.

### Variación térmica

Debido a las variaciones de temperatura que se producen desde el momento de montaje de las vigas longitudinales, las mismas experimentan contracciones y dilataciones, considerándose particularmente un salto térmico medio de  $\pm 20^{\circ}\text{C}$  desde el momento de montaje. El coeficiente de dilatación/contracción térmica para elementos de hormigón es de  $1 \times 10^{-5} \frac{1}{^{\circ}\text{C}}$ .

Se debe tener en cuenta que para la obtención de los desplazamientos totales se debe considerar una longitud coincidente con la longitud total del puente, debido a la vinculación entre ambos tramos por medio de una losa de continuidad, la cual no permite las deformaciones diferenciales. De esta manera, solamente se verán afectados los estribos, experimentándose en cada uno de éstos un desplazamiento igual a la mitad del

desplazamiento total (acortamiento obtenido de considerar una longitud igual a la longitud de un tramo).

### Retracción por fragüe

La variación del contenido de humedad del elemento de hormigón durante el secado del mismo produce la retracción volumétrica de la pieza, teniendo en cuenta que para el caso planteado, al ser piezas de desarrollo longitudinal, van a ocasionar principalmente variaciones longitudinales (acortamiento). El acortamiento experimentado por la viga se obtiene a partir de la expresión especificada por el CIRSOC 201-05 para la determinación de las pérdidas de pretensado.

A continuación, se muestra la expresión para determinar el valor de la pérdida de pretensado extraída del CIRSOC 201. En verde se detalla el término considerado como el acortamiento unitario experimentado por el elemento de hormigón en un tiempo infinito, ya que el acortamiento experimentado por el hormigón es coincidente con el acortamiento experimentado por los cordones de tesado. Multiplicando dicho acortamiento por el módulo de elasticidad de los elementos tensores ( $E_{ps}$ ) se obtendría la tensión perdida en el pretensado.

$$SH = 8,2 \times 10^{-6} \times K_{sh} \times E_{ps} \times \left( 1 - 0,024 \times \frac{V}{S} \right) \times (100 - RH) \quad [\text{Ec. 3.1}]$$

Vale aclarar que es necesario determinar el acortamiento experimentado por la pieza desde el tiempo inicial hasta el momento de colocación de la viga sobre los apoyos de neopreno, ya que a partir de este momento se comenzara a transmitir una fuerza sobre los elementos de apoyo.

De esta manera, solamente se verán afectados los estribos, experimentándose en cada uno de éstos un desplazamiento igual a la mitad del desplazamiento total (acortamiento obtenido de considerar una longitud igual a la longitud de un tramo).

Al igual que en el caso anterior, la magnitud del acortamiento que afecta al estribo se obtiene al considerar una longitud coincidente con la longitud de un tramo.

### Fluencia lenta

Al estar sometida un elemento de hormigón a cargas de compresión de larga duración, las deformaciones que éste experimenta debido a las mismas se extienden a lo largo del tiempo de manera indefinida (el hormigón fluye plásticamente debido a estas cargas). De esta manera, las tensiones producidas en todas las fibras inferiores de las vigas principales generarán variaciones en su longitud hasta un tiempo infinito. Al igual que en el caso de retracción por fragüe, la variación longitudinal se obtiene a partir de la expresión especificada por el CIRSOC 201-05 para la determinación de las pérdidas de pretensado, de tal manera que esta variación longitudinal será un acortamiento de las mismas (ya que ocasionan la pérdida de pretensado).

A continuación, se muestra la expresión para determinar el valor de la pérdida de pretensado extraída del CIRSOC 201. En verde se detalla el término considerado como el acortamiento unitario experimentado por el elemento de hormigón en tiempo infinito.

$$CR = K_{cr} \times (f_{cir} - f_{cds}) \times \frac{E_{ps}}{E_c} \quad [\text{Ec. 3.2}]$$

Vale aclarar que los términos  $f_{cir}$  y  $f_{cds}$  se refieren a la tensión debida a cargas permanentes en la fibra donde se ubican los cables de pretensado en tiempo inicial y en tiempo infinito respectivamente. Por más que no sea la tensión existente en la fibra inferior se puede suponer que la variación de las tensiones, tanto en la fibra de pretensados como en la fibra inferior, es coincidente, por lo que tiene validez la utilización de la expresión.

De igual manera que para la retracción por fragüe, se determina el acortamiento parcial por fluencia lenta al momento de colocación de las vigas sobre los elementos de apoyo.

Una vez más, teniendo en cuenta lo explicado para los fenómenos anteriores, la magnitud del acortamiento que afecta al estribo se obtiene al considerar una longitud coincidente con la longitud de un tramo.

### Fuerza debida a movimientos lentos

Una vez obtenidos los desplazamientos que se producen en los apoyos (desde el momento de colocación de la viga principal) se determinan las fuerzas equivalentes, es decir, la fuerza que debería aplicarse sobre la superficie del apoyo de neopreno para producir un desplazamiento de igual magnitud.

La fuerza debida a los movimientos lentos se obtiene considerando las características geométricas de los apoyos de neopreno (superficie y espesor de los mismos) y las propiedades del material constituyente, principalmente el módulo de elasticidad transversal para cargas de larga duración (ya que el comportamiento difiere según el tiempo de aplicación de la carga), considerándose el mismo igual a  $G=800\text{kN/m}^2$ . Se expresa a continuación la expresión para la obtención de las fuerzas debidas a movimientos lentos.

$$F_i = \frac{\delta_i \times a \times b \times G}{e} \quad [\text{Ec. 3.3}]$$

Siendo  $\delta_i$  el desplazamiento lento en cuestión,  $a$  y  $b$  el ancho y el largo (respectivamente) del apoyo de neopreno,  $G$  el módulo de elasticidad transversal y  $e$  el espesor de material elastomérico.

### **Sismo**

Los movimientos sísmicos generan la aceleración de la estructura, derivando en la aparición de fuerzas de carácter inercial sobre la misma (proporcionales a la magnitud de la aceleración y a la masa del elemento). Para la obtención de las fuerzas antes mencionadas se siguió la metodología expresada en el INPRES-CIRSOC-103.

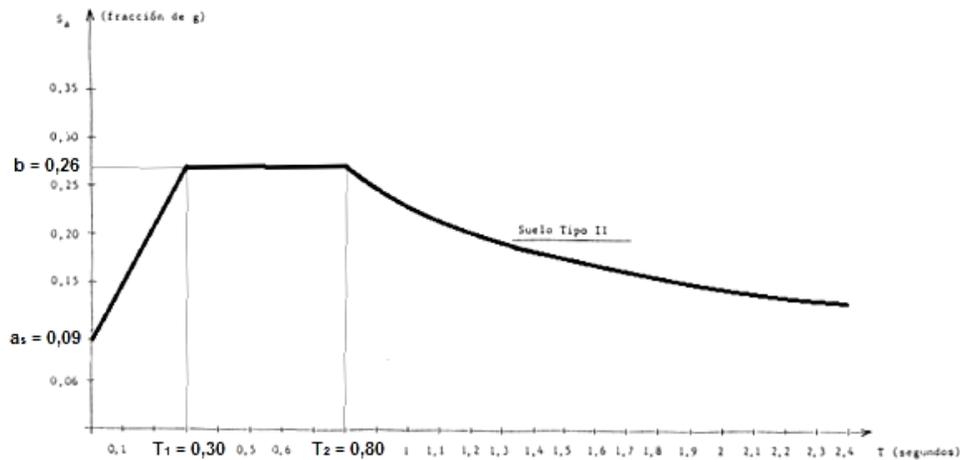
### Espectro de aceleraciones de diseño

El espectro de aceleraciones de diseño expresa la aceleración que se debe utilizar para el diseño en función del periodo natural de vibración de la estructura. El mismo se determina en base al lugar de emplazamiento de la estructura, ya que existen distintas zonas en base a la peligrosidad sísmica a nivel nacional, y de las características del suelo

presente en dicho lugar, debido a los fenómenos de amplificación que se pueden ocasionar por la rigidez de la masa de suelo. En este caso:

- Zona sísmica 1 (reducida peligrosidad sísmica para Córdoba Capital)
- Tipo de suelo II (suelo intermedio)

En la figura 3.12 se muestra el espectro de diseño utilizado, extraído el mismo del INPRES-CIRSOC-103.



**Figura 3.12** Espectro de diseño para zona sísmica 1 con amortiguamiento  $\varepsilon = 5\%$

### Coeficiente sísmico de diseño

Como se dijo anteriormente, a partir del periodo natural de la estructura se obtendrá la aceleración de diseño. Este periodo dependerá de la dirección de análisis considerada, ya que la rigidez de la estructura difiere en cada caso. Es por esto que se analizan dos direcciones ortogonales, siendo en este caso la dirección longitudinal y la transversal del puente, obteniéndose periodos de vibración menores para la dirección transversal (por presentar una rigidez mayor). Los periodos de vibración para cada dirección se obtienen a partir del modelo realizado de la estructura (explicado el mismo en las páginas siguientes).

A la aceleración obtenida del espectro de diseño para cada dirección de análisis se la modifica en base a:

- Factor de importancia: el mismo se determina en base al destino de la construcción y del impacto que podría generar una posible falla de la misma. En este caso se considera una construcción "Clase A", lo que se traduce en un factor de importancia  $\gamma_d = 1,3$ .
- Coeficiente de reducción: determinado a partir de la capacidad de la estructura para disipar energía, cuantificándose la misma a partir de la ductilidad de dicha estructura. Al igual que el periodo de vibración, la ductilidad depende de la dirección de análisis. En este caso se tienen las siguientes ductilidades:
  - $\mu_t=5$  para dirección transversal (comportamiento como pórtico)
  - $\mu_t=3$  para dirección longitudinal (comportamiento como péndulo invertido)

Los valores de ductilidad considerados merecen un análisis más detallado. Como se dijo anteriormente la ductilidad es una medida de la capacidad de disipar energía por parte de la estructura, a partir de la formación de rotulas plásticas, generándose de esta manera una estructura hipostática (mecanismo de colapso).

No caben dudas que una estructura tipo pórtico va a tener mayor capacidad de disipar energía que una estructura tipo péndulo invertido, ya que en la primera se permite la formación de un mayor número de rotulas plásticas antes de llegar al colapso de la estructura. Pero la tipología estructural no es suficiente para la determinación de la ductilidad, ya que también se debe tener en cuenta el mecanismo de colapso posible. En el caso del pórtico es posible que se dé la formación de rotulas en las bases de las columnas y sobre los extremos de las vigas donde se vinculan con las columnas (mecanismo de colapso de viga con  $\mu$  cercano a 6) o pueden considerarse solamente la formación de rotulas en los extremos de las columnas (mecanismo de colapso de piso flexible con  $\mu$  cercano a 3). Este último se ajusta mejor al comportamiento que tendrá el puente en servicio, por lo que las ductilidades consideradas deberían haber sido algo menor, utilizando en general para cada una de las direcciones:

- $\mu_i=3,5$  para dirección transversal (comportamiento como pórtico con mecanismo de colapso como piso flexible)
- $\mu_i=2,5$  para dirección longitudinal (comportamiento como columna en voladizo)

Más allá de esto, se mantienen las ductilidades expresadas en primera instancia, y se realiza la verificación para las ductilidades menores (lo que implican fuerzas sísmicas mayores).

A la aceleración modificada por los coeficientes antes mencionados se la define como coeficiente sísmico de diseño (se obtendrán dos coeficientes sísmicos, uno por dirección de análisis), el cual se utiliza al aplicar el método estático equivalente, siendo este método el empleado para realizar el análisis del puente, ya que las condiciones presentes lo permiten (nivel de peligrosidad sísmica, importancia de la construcción, características dinámicas de la construcción, entre otras). A continuación se observa la expresión a partir de la cual se obtiene el coeficiente sísmico de diseño:

$$C_i = \frac{S_{a_i} \times \gamma_d}{R_i} \quad [\text{Ec. 3.4}]$$

Donde  $S_{a_i}$  es la pseudoaceleración obtenida a partir del espectro de diseño con el periodo natural de vibración  $T_i$  correspondiente a la dirección de análisis  $i$ ,  $\gamma_d$  es el factor de importancia, siendo en este caso igual a 1,3 e independiente a la dirección analizada, y  $R_i$  es el coeficiente de reducción, el cual se encuentra relacionado con la ductilidad  $\mu_i$  siendo igual a ésta para  $T_i > T_1$  y variando linealmente hasta  $R_i = 1$  en  $T = 0$  para valores de  $T_i < T_1$ .

### Corte basa/

La resultante de las fuerzas laterales inerciales en la base de la estructura se denomina corte basal. Para la obtención del corte basal se define la masa movilizada al actuar el sismo, la cual será igual a la totalidad de la carga permanente (peso propio de tablero y elementos que se apoyan sobre este, estribos y pilas). Además, se tiene en cuenta que existe una probabilidad de presencia de la sobrecarga debida al tránsito, por

lo que se considera en este caso un 50% de la sobrecarga, pero solamente para la dirección transversal al puente, ya que para la dirección longitudinal los vehículos se movilizarán sin restricción sobre la calzada (por las ruedas de los mismos), por lo que no producirán fuerzas sobre los elementos estructurales. La expresión utilizada para la determinación del corte basal es la siguiente:

$$V_{o_i} = W_i \times C_i \text{ [Ec. 3.5]}$$

Donde  $W_i$  es la masa considerada para la dirección de análisis (carga permanente para ambas direcciones y adición de la mitad de la sobrecarga para dirección transversal) y  $C_i$  es el coeficiente sísmico definido anteriormente.

### Distribución del corte basal

Teniendo en cuenta que el corte basal es la fuerza resultante en la base del puente, se determinan las fuerzas constituyentes existentes en los estribos y la pila. Para la definición de estas fuerzas en primer lugar se realiza una distribución del corte basal en altura, considerando el nivel del tablero como el único en el cual actúan las fuerzas sísmicas. La fuerza sísmica actuante en el nivel analizado es proporcional a la masa movilizada en dicho nivel respecto a la masa total y proporcional a la elevación del nivel respecto a la altura total. En este caso, el nivel analizado y la altura total son coincidentes, por lo que solamente dependerá de la masa presente en dicho nivel. En la ecuación mostrada a continuación se expresa lo explicado anteriormente:

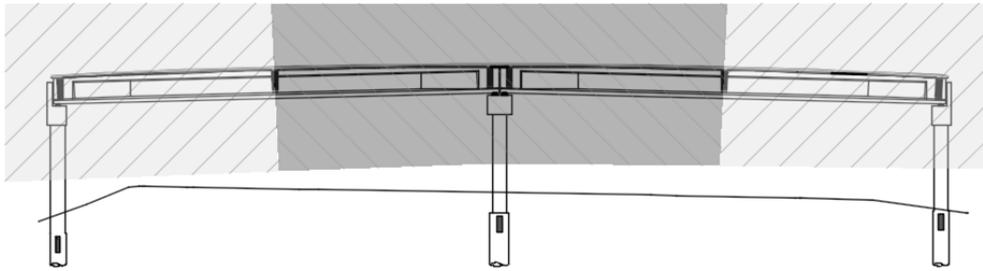
$$F_k = \frac{W_k \times h_k}{\sum_{k=1}^n W_k \times h_k} \text{ [Ec. 3.6]}$$

Donde  $k$  es el nivel analizado, en este caso queda simplificado existiendo un único nivel.

La masa movilizada a nivel del tablero es algo menor que la masa movilizada total, ya que a la totalidad de la masa se le resta el peso correspondiente al peso de la mitad inferior de las columnas (esta distribución tiene más relevancia cuando se trata de estructuras con mayor cantidad de niveles, como sucede en edificaciones en altura).

En segundo lugar se distribuye la fuerza sísmica total a nivel de tablero en los distintos elementos estructurales con rigidez lateral (distribución lateral), es decir, los estribos y la pila. Dicha distribución también se realiza de manera proporcional a la masa que soporta cada uno de los elementos estructurales (definida dicha masa en base al área de aporte de cada elemento). De esta manera se simplifica el análisis, considerando cada elemento como un péndulo invertido con la totalidad de la masa concentrada en el extremo superior.

En la figura 3.13 se observa la masa movilizada que se considera para los estribos (trama en un sentido y color claro) y la pila (trama en el sentido opuesto y color oscuro)



**Figura 3.13** Masa movilizada que se considera actuando en los estribos y en la pila

En el caso de las edificaciones esta distribución no se realiza en base a las masas que soporta cada elemento, sino que se distribuye proporcionalmente a la rigidez lateral de los mismos, ya que la losa actúa como un diafragma rígido produciendo una distribución de este tipo. Pero en este caso no se lo puede considerar al tablero como un diafragma rígido, debido a la presencia de discontinuidades en sentido longitudinal (si bien se lleva a cabo la losa de continuidad, la misma no tiene una rigidez considerable) como así también por la vinculación existen entre la superestructura a infraestructura.

### 3.3.3. COMBINACIONES DE CARGA ÚLTIMAS

Las combinaciones de carga últimas son la conjunción de las cargas actuantes sobre la estructura (definidas anteriormente) en base a la probabilidad de actuación simultánea, obteniendo a partir de éstas las máximas solicitaciones, las cuales se utilizarán para el diseño de los distintos elementos estructurales. Estas combinaciones se extraen del CIRSOC-201 y del INPRES-CIRSOC-103 aquellas combinaciones que incluyen la acción sísmica.

En la tabla 3.1 se muestran las combinaciones de carga últimas utilizadas para el puente en análisis.

**Tabla 3.1** Combinaciones de carga últimas

	D	L				W <sub>D</sub>	W <sub>C</sub>	B	T	E <sub>L</sub>	E <sub>T</sub>
		A-30	MCSC	A-30 <sub>Asimétrica</sub>	MCSC <sub>Asimétrica</sub>						
<b>DC03</b>	1,40	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
<b>DC04a</b>	1,20	1,60	1,60	-	-	-	-	-	-	-	-
<b>DC04b</b>	1,20	-	-	1,60	1,60	-	-	-	-	-	-
<b>DC05</b>	1,20	1,60	1,60	-	-	-	-	1,60	1,20	-	-
<b>DC06</b>	1,20	-	-	-	-	1,60	-	-	-	-	-
<b>DC07</b>	1,20	0,50	0,50	-	-	-	1,60	-	-	-	-
<b>DC08</b>	1,20	0,50	0,50	-	-	-	-	-	-	0,30	1,00
<b>DC09</b>	1,20	-	-	-	-	-	-	-	-	1,00	0,30
<b>DC10</b>	0,90	-	-	-	-	-	-	-	-	0,30	1,00
<b>DC11</b>	0,90	-	-	-	-	-	-	-	-	1,00	0,30

D = Carga permanente; L = Sobrecarga útil; W<sub>D</sub> = Viento puente descargado; W<sub>C</sub> = Viento puente cargado; B = Frenado; T = Movimientos lentos; E<sub>L</sub> = Sismo en dirección longitudinal; E<sub>T</sub> = Sismo en dirección transversal.

### 3.4. MODELO NUMÉRICO

Para obtener las solicitaciones, necesarias para el diseño de los elementos estructurales, se lleva a cabo un modelo numérico del puente en el programa CSI-Bridge, el cual está destinado específicamente a este tipo de estructuras.

Se confeccionó un único modelo en el cual se representó la totalidad de los elementos que constituyen el puente, con las dimensiones geométricas y las características de los materiales correspondientes, despreciándose las inclinaciones longitudinales y transversales. Además, se tuvieron en cuenta las características del suelo para la modelación de la fundación, quedando representado el mismo por medio de resortes cuya constante se define en base al módulo de balasto del suelo (extraído del estudio de suelo).

También se incorporaron las cargas actuantes (exceptuando el peso propio de los elementos estructurales que queda contemplado al definirse las características de estos) y se definieron las combinaciones de cargas, obteniéndose a partir de éstas las solicitaciones máximas (a través de envolventes).

No se realizará una descripción exhaustiva de las características del programa utilizado, ni se especificara minuciosamente la metodología seguida para obtener el modelo numérico final, ya que escapa a los fines del presente informe, pero sí se hará referencia a ciertas particularidades que presenta dicho programa frente a los programas de cálculo estructural generales, normalmente empleados, ya que se reflejan a través de éstas las facilidades que ofrece por estar destinado específicamente a puentes.

En la figura 3.14 se muestra el modelo geométrico final del puente, en el cual se aprecia una distribución real de cada uno de los elementos estructurales, es decir, el tablero queda posicionado sobre los estribos y la pila, y a su vez estos sobre la fundación. Esta modelación geométrica resulta más complicada si se emplean programas de carácter general, por lo que se suele realizar una modelación por separado de cada uno de los elementos y, además, representando el tablero como un emparrillado, quedando sus elementos constituyentes en un mismo plano (ejes de: vigas principales, vigas transversales y losa, en el mismo plano).



**Figura 3.14** Geometría modelada del puente

La definición de los materiales y de las secciones se lleva a cabo al igual que con cualquier programa, pero en este caso, una vez definidas estas características, se fijan también las propiedades del tablero, de los estribos y de la pila.

En la figura 3.15 se muestra cómo se ingresan las distintas características del tablero, como ser: el material de la losa (*H-25*, definido con anterioridad), el espesor de la misma, las dimensiones de los voladizos laterales, la cantidad de vigas longitudinales y la sección de las mismas (*VP160/15*), entre otras. En el extremo superior derecho se visualiza el tablero generado.

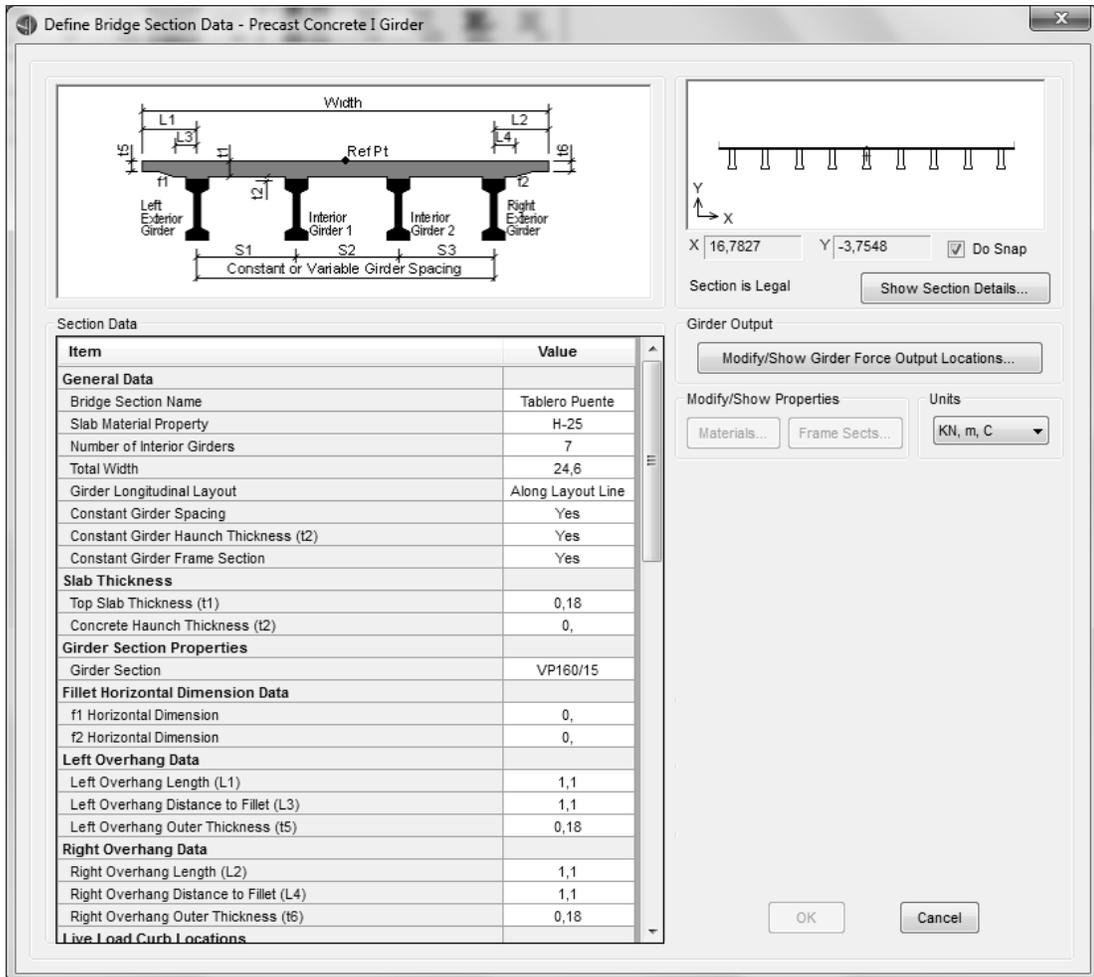


Figura 3.15 Definición del tablero en el programa CSI-Bridge

En la figura 3.16 se observa la entrada de las propiedades de la subestructura (en este caso se observan las correspondientes a la pila central, definiéndose las características del estribo de una manera similar). Se fija la sección de la viga dintel (*VDCentral130x120*) y su longitud, como así también la cantidad de columnas. Además se caracterizan las columnas, precisando la sección de las mismas (*CD90*), la separación entre estas, la altura y la fundación en su base (*Fundación*), siendo ingresada esta última como una articulación sin ningún tipo de restricción, ya que el programa no modela automáticamente la estructura de fundación, sin embargo se la incorporará de manera

independiente al puente generado automáticamente. También se especifica si se trata de una superestructura continua o discontinua, siendo la segunda en este caso, debiéndose fijar la separación que existe entre el eje de la pila y los apoyos de neopreno para las vigas de un tramo y del otro.

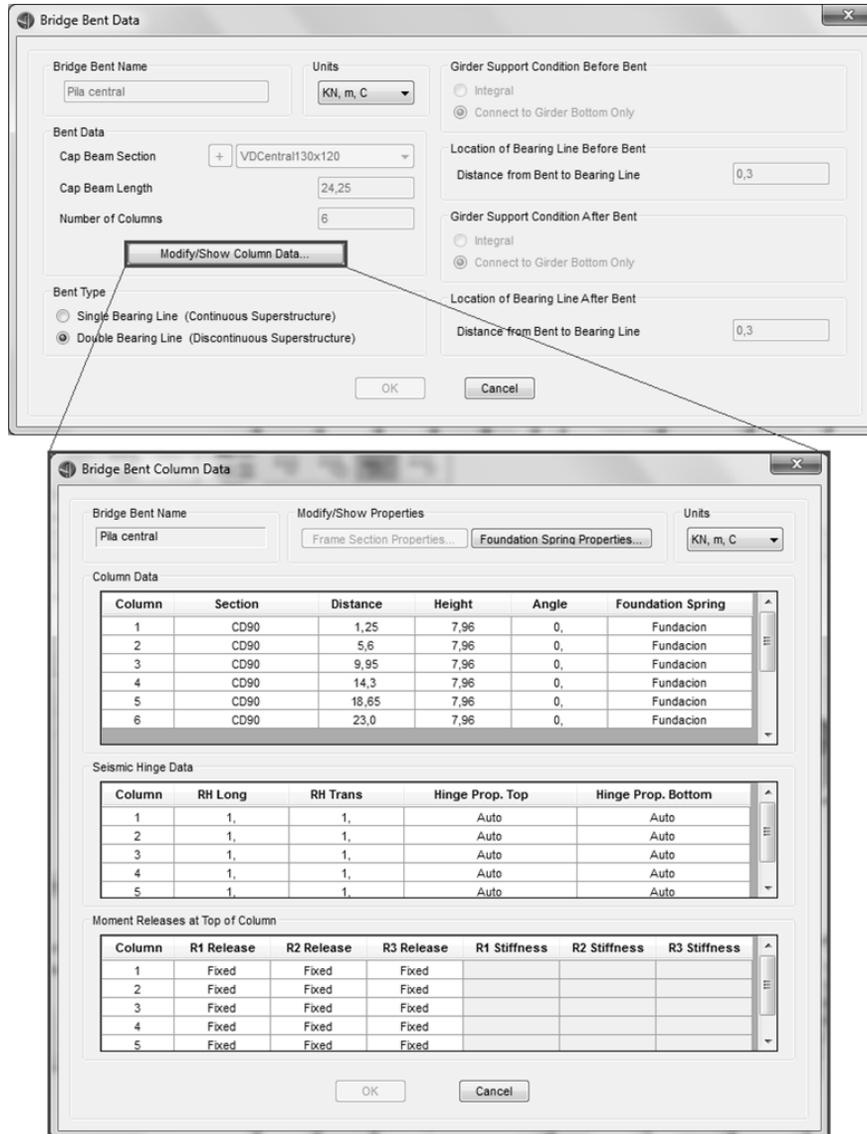


Figura 3.16 Definición de la pila en el programa CSI-Bridge

Una vez definidas las características de los estribos y de la pila, se definen las características del puente. En la figura 3.17 se observa la definición de la geometría del puente, en la cual se fija la longitud de cada tramo (utilizando como longitud de tramo a la longitud de las vigas), la posición de las vigas transversales centrales y los elementos de apoyo de cada tramo (*Estribo Pila Borde* y *Pila Central*), generados estos a partir de la pila y los estribos definidos anteriormente.

En la misma figura se observa cómo se determina el elemento de apoyo central (generándose los apoyos extremos de igual manera), ingresando las propiedades base

del elemento de apoyo (*Pila Central*, generado anteriormente), la presencia de vigas transversales sobre estos elementos de apoyo (*VTBorde30x157*, viga transversal extrema), el esviaje que presenta, la posición de la subestructura respecto a la superestructura, la posición de los apoyos de neopreno y las características de estos últimos (*Apoyo neopreno*). Como apoyo de neopreno se definió un apoyo fijo a cargas verticales y un apoyo parcialmente fijo para cargas horizontales, teniendo una rigidez frente a dichas cargas que se define a partir de la fuerza necesaria para producir una deformación unitaria, considerando un módulo de elasticidad transversal  $G=800\text{kN/m}^2$  (la rigidez se obtiene a partir de la ecuación Ec. 3.3.).

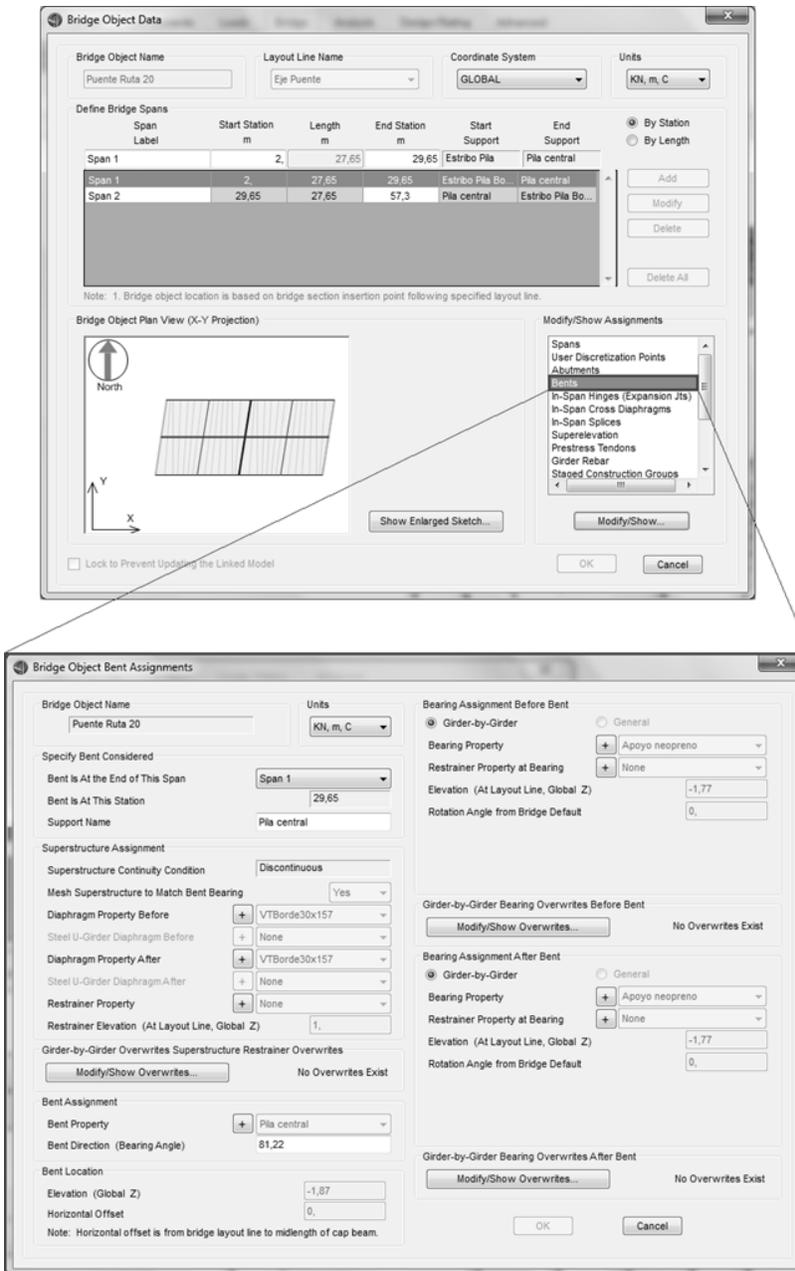


Figura 3.17 Definición de la geometría del puente en el programa CSI-Bridge

De esta manera, queda definida la superestructura y la infraestructura del puente. Una vez que se genera automáticamente el modelo, se incorpora a la parte inferior de las columnas los pilotes de fundación y las vigas de fundación, lo que se realiza a partir de la definición de elementos tipo “barra” (“Frames” en inglés), los cuales poseen las características correspondientes para cada uno de los elementos.

Como se mencionó anteriormente, en las barras que materializan a cada uno de los pilotes se colocan resortes en la dirección longitudinal y transversal del puente, a los fines de representar la interacción suelo-estructura frente a acciones laterales. La constante de estos resortes se define a partir del módulo de balasto lateral proporcionado por el estudio de suelo, correspondiente el mismo para una placa cuadrada de 30cm x 30cm. Se realiza la transformación de dicho módulo para una placa cuadrada de 1m x 1m para el caso de los pilotes de los estribos y para una placa rectangular de 1,2m x 1m, siendo éstas las áreas de influencia que tiene cada uno de los resortes. La transformación se realiza por medio de las siguientes expresiones:

$$k_{BxB} = \frac{k_{30x30} \times 0,30}{B} \quad [\text{Ec. 3.5}]$$

$$k_{BxL} = k_{BxB} \times \frac{L + 0,5 \times B}{1,5 \times L} \quad [\text{Ec. 3.6}]$$

Siendo  $k_{BxB}$  el módulo de balasto lateral para una placa cuadrada de sección  $B \times B$ ,  $k_{BxL}$  el módulo de balasto lateral para una placa rectangular de sección  $B \times L$  (con  $B$  la dimensión menor),  $k_{30x30}$  el módulo de balasto lateral proporcionado por el estudio de suelo.

En la base inferior de los elementos que representan los pilotes se coloca una restricción al desplazamiento vertical, buscando aproximar de esta manera la interacción suelo-estructura frente a las cargas verticales. En realidad las cargas verticales se resisten por medio de la fricción que se da entre el fuste del pilote y el terreno y por el apoyo que se da en la punta del pilote con el suelo, pero a los fines del modelo se considera esta simplificación aceptable. En la figura 3.18 se observa cómo queda representada la fundación en el modelo numérico.

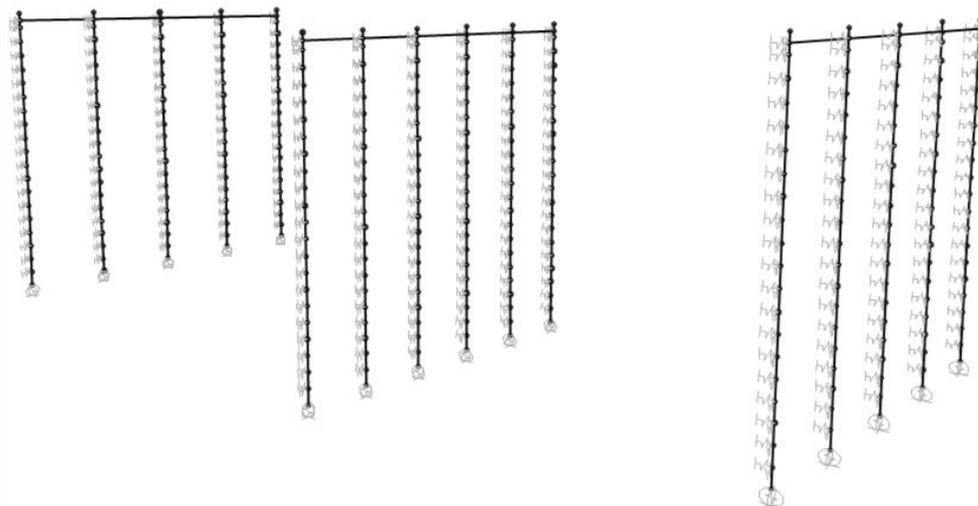
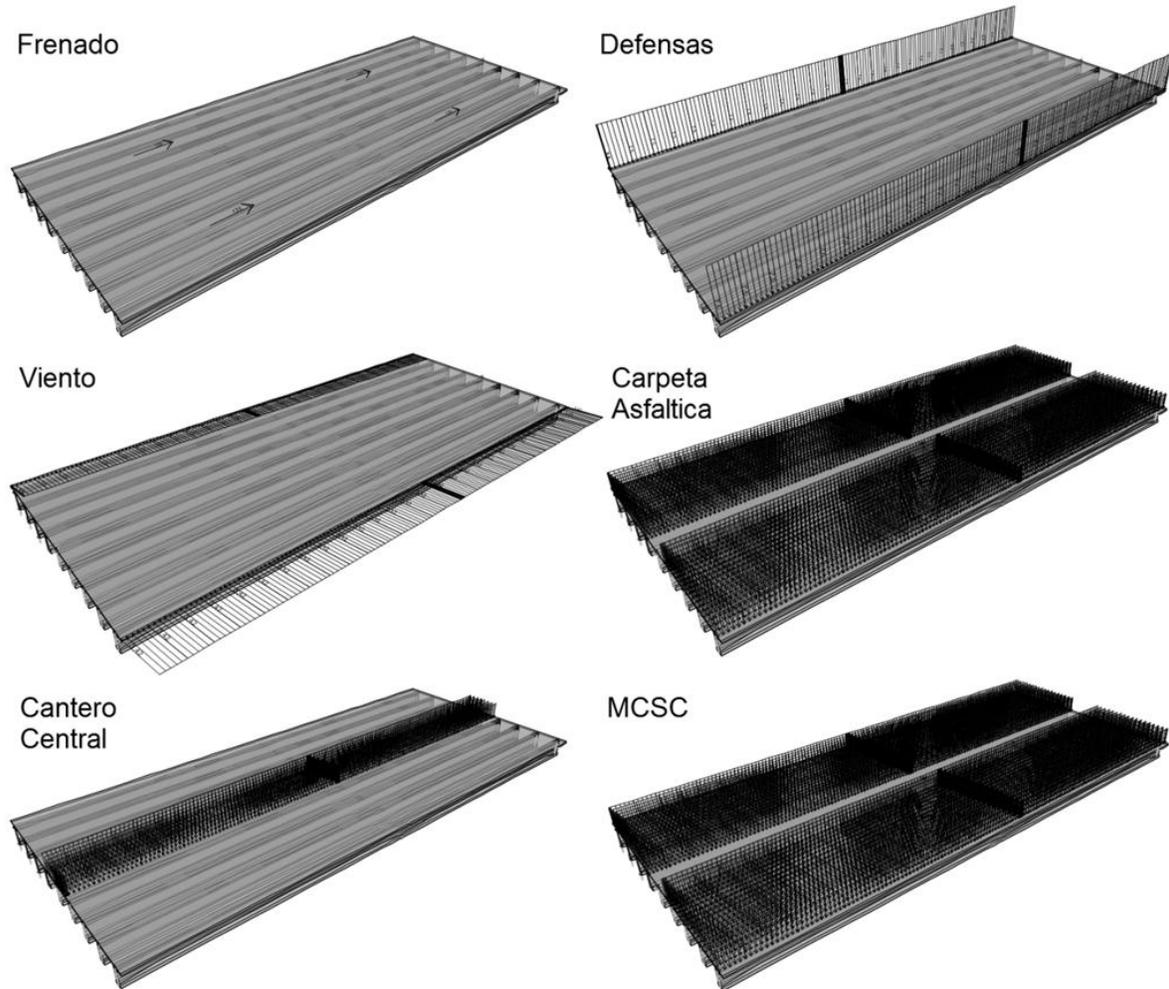


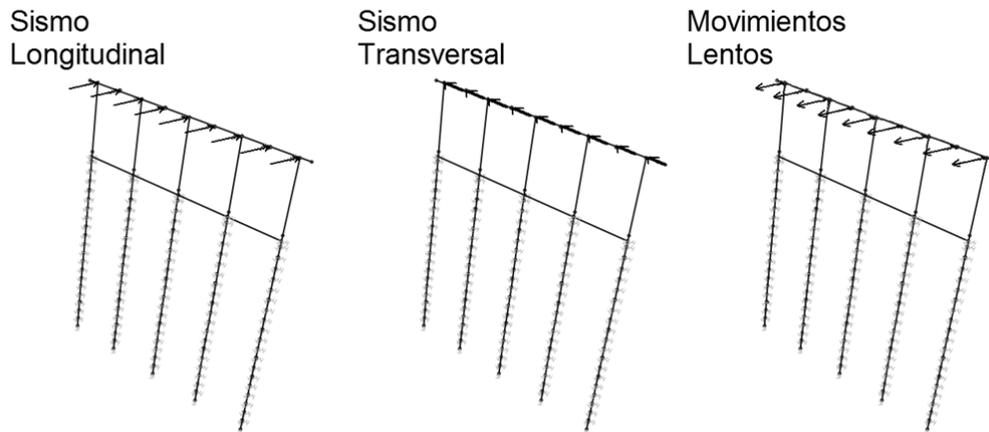
Figura 3.18 Representación de la fundación en el modelo

El programa permite definir automáticamente cargas a nivel de tablero, pudiendo ser cargas puntuales (utilizado esto para la acción de frenado), cargas lineales (para la carga permanente debido a las defensas tipo New Jersey y las cargas de viento) y cargas superficiales (para la carga permanente debido a la carpeta asfáltica y al cantero central, y para la MCSC). En la figura 3.19 se muestran resumidamente las cargas antes mencionadas.



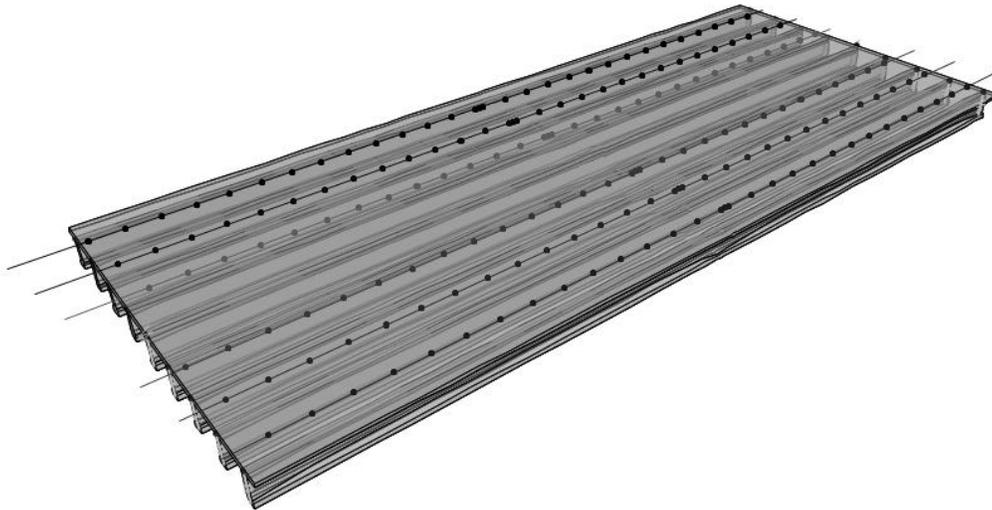
**Figura 3.19** Cargas definidas sobre la superficie del tablero

En la figura 3.20 se observan las cargas debidas al sismo y a los movimientos lentos, actuantes sobre uno de los estribos extremos, las cuales se ingresan como cargas puntuales en los puntos de vinculación entre las vigas principales y la viga dintel de los estribos y pila (ingresadas una vez que se genera el modelo automáticamente).



**Figura 3.20** Cargas debida a la acción sísmica

Las cargas debidas a las aplanadoras se tienen en cuenta por medio de cargas móviles, definiendo un vehículo tipo (A-30) y líneas de circulación (Carriles). En la figura 3.21 se observan los 6 carriles sobre el tablero, por los cuales circulará la aplanadora A-30. Acorde a lo explicado en párrafos anteriores, además de considerar la carga sobre los 6 carriles, se considera también la posibilidad de asimetría cargando únicamente 3 carriles.



**Figura 3.21** Carriles de circulación en los cuales se posicionara la aplanadora A-30

Finalmente, en la figura 3.22 se observa cómo queda definida la aplanadora A-30, fijando la geometría de la misma y la carga existente en cada uno de los rodillos, precisando el factor de reducción por la presencia de múltiples de aplanadoras. También, se fija una carga uniforme distribuida actuando en toda el área de la aplanadora, de igual magnitud y dirección que la MCSC pero en sentido contrario, a los fines de anular a la carga por MCSC ubicada en el espacio ocupado por la aplanadora (aplicando el principio de superposición).

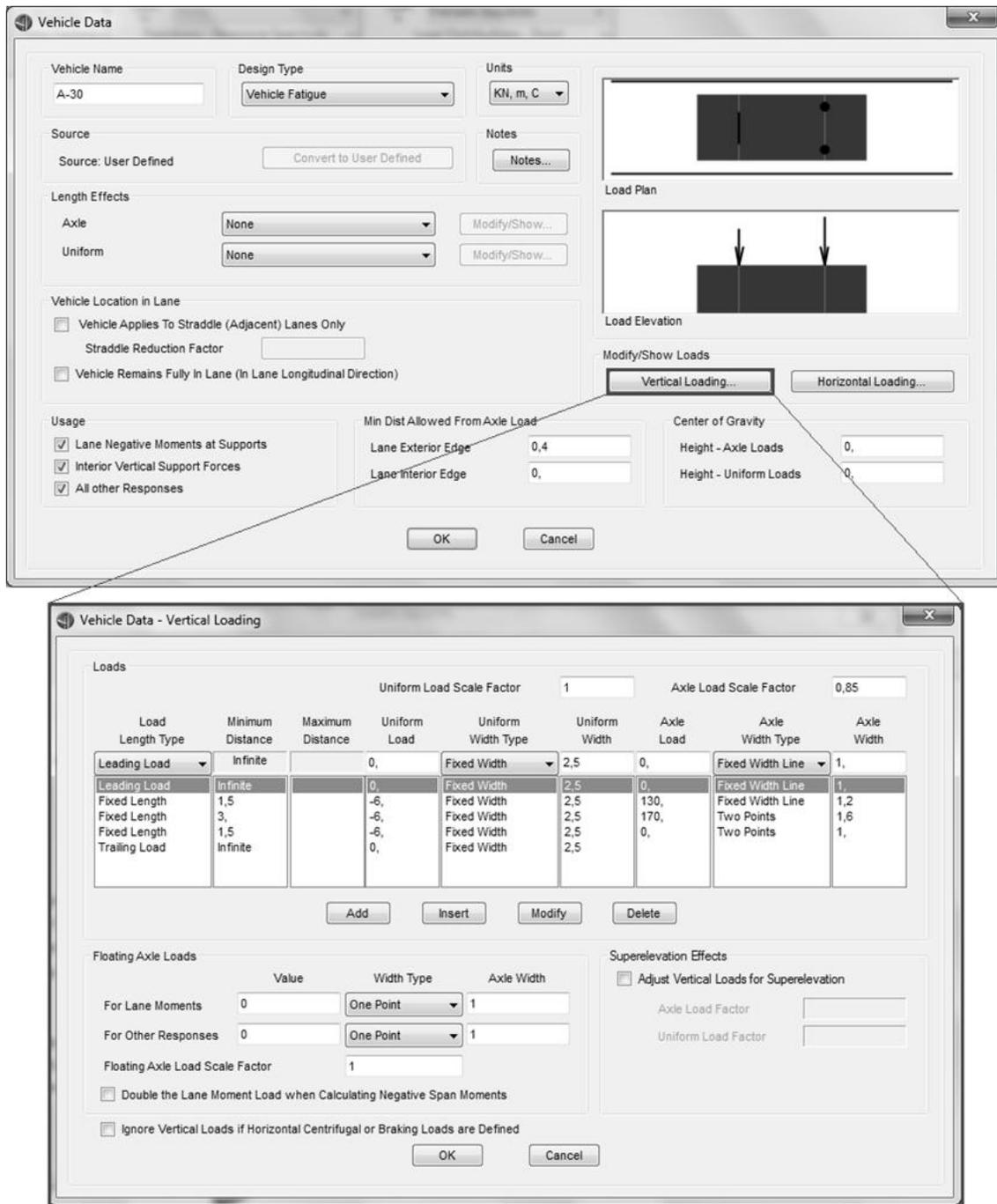


Figura 3.22 Definición de la aplanadora A-30

De esta forma, quedando la totalidad de las cargas definidas, se precisan en el programa las combinaciones de carga últimas detalladas anteriormente y una envolvente de las mismas (lo cual se lleva a cabo como en cualquier otro programa), pudiendo obtener así las solicitaciones para el cálculo y las verificaciones de cada elemento estructural.

## CAPÍTULO 4: CÁLCULO DE LA INFRAESTRUCTURA

### 4.1. CÁLCULO DE COLUMNAS

El cálculo de las columnas que constituyen los estribos y la pila se basa en la definición de la armadura longitudinal principal y de la armadura transversal, las cuales se determinan a partir de las máximas solicitaciones, que se extraen del modelo numérico antes descrito.

#### 4.1.1. ARMADURA LONGITUDINAL

La determinación de la armadura longitudinal a disponer en las columnas se realiza considerando los máximos esfuerzos normales y momentos flectores que se producen en una misma sección del elemento. Sin embargo, se debe tener en cuenta que el programa utilizado realiza un análisis elástico de primer orden, por lo que no se tuvo en cuenta el incremento del momento flector debido a la deformación de la estructura (momento de segundo orden).

Debido a la complejidad que presenta el programa para llevar a cabo un análisis en el que se consideran los efectos de segundo orden, se recurre a la aplicación del método de momentos amplificados, a partir del cual se definen factores que afectan a los momentos flectores extraídos del modelo. Dichos factores fueron determinados en base al sistema estructural del que forma parte la columna analizada, pudiendo ser pórticos no desplazables o arriostrados y pórticos desplazables o no arriostrados.

Los factores de amplificaciones dependen de la carga crítica de pandeo, ya que mientras más baja sea ésta, mayor serán las deformaciones que se den en la columna. De esta forma, la metodología seguida se basa en la determinación de dicha carga y de los factores de los que depende. La expresión 4.1 muestra la ecuación a partir de la cual se determina la carga crítica de pandeo para la dirección analizada.

$$P_{c_i} = E \times I \frac{\pi^2}{(k_i \times l)^2} \quad [\text{Ec. 4.1}]$$

Siendo  $E \times I$  la rigidez efectiva de la columna de hormigón armado,  $k_i$  el coeficiente de longitud efectiva de pandeo para la dirección  $i$  y  $l$  la longitud de la columna.

Cabe mencionar que los efectos de segundo orden pueden no ser considerados cuando la columna satisface con ciertos límites de esbeltez, quedando estos límites definidos también según el sistema que constituye la columna.

#### Rigidez efectiva de la columna de hormigón armado

El Ing. Larsson (2008) expresa *“Las columnas de hormigón armado no se comportan como un material homogéneo. Mientras que el acero se comporta básicamente como elástico, el concreto está sometido a flujo plástico y a fisuración cuando se tracciona el lado convexo de la columna. Todos estos factores afectan la rigidez efectiva de la columna de hormigón armado.”* (p. 280).

La forma en la que se afecta a la rigidez efectiva de la columna es a través de una disminución de la misma, lo que deriva en una carga crítica de pandeo de menor

magnitud (ocasionando deformaciones de mayor magnitud, y por lo tanto momentos de segundo orden mayores). Esta disminución de la rigidez se tiene en cuenta a partir de la expresión que se muestra a continuación.

$$E \times I = \frac{0,4 \times E_c \times I_g}{1 + \beta_d} \quad [\text{Ec. 4.2}]$$

Siendo  $E \times I$  la rigidez efectiva de la columna de hormigón armado,  $E_c$  el módulo de elasticidad longitudinal del hormigón,  $I_g$  el momento de inercia de la sección bruta del elemento de hormigón armado y  $\beta_d$  la relación entre la máxima carga axial mayorada de larga duración (permanente) y la máxima carga axial mayorada total, teniéndose en cuenta a partir de este coeficiente los efectos de fluencia lenta que producen incrementos en las deformaciones elásticas instantáneas.

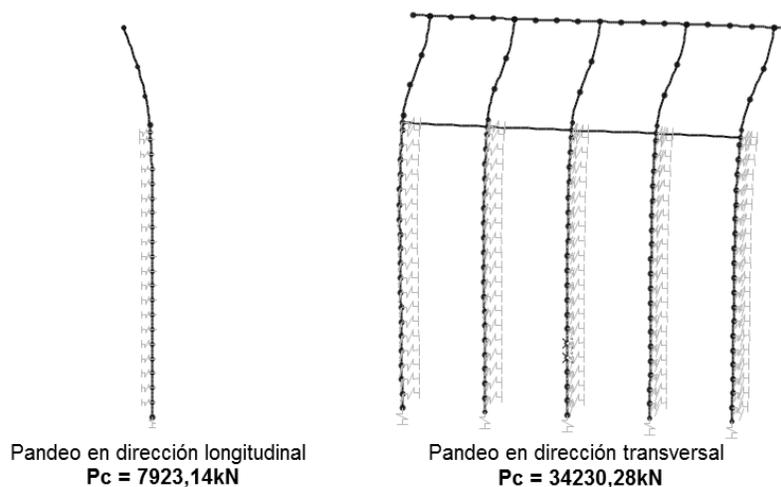
El factor de reducción de la rigidez obtenido es igual a 0,245, obteniéndose una rigidez efectiva igual a  $E \times I = 185.427,39 \text{ kNm}^2$  (teniendo en cuenta que  $E_c = 23.500 \text{ Mpa}$  y  $I_g = 0,0322 \text{ m}^4$  para una sección circular de diámetro 0,90m).

### Carga crítica de pandeo

En el programa utilizado se puede definir un tipo de caso de carga denominado "Buckling" ("Pandeo" en inglés), el cual a partir de una carga definida proporciona un factor de carga de pandeo, obteniendo de esta manera la carga crítica de pandeo para cada dirección de análisis (en dirección longitudinal y en dirección transversal). Para tener en cuenta la rigidez efectiva de la columna, se redujo el momento de inercia de la sección de la columna modelada.

De esta forma, se facilita la obtención del coeficiente de longitud efectiva para la dirección  $i$ , despejándolo de la ecuación 4.1, y reemplazando la carga crítica proporcionada por el modelo para cada dirección y la rigidez efectiva obtenida de la expresión 4.2.

En la figura 4.1 se observa la geometría deformada de uno de los estribos para el pandeo en cada una de las direcciones.

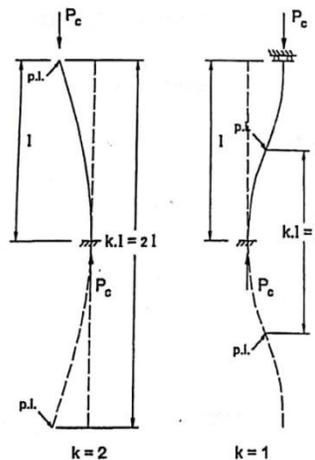


**Figura 4.1** Deformada del estribo y cargas críticas de pandeo para cada dirección de análisis

### Coeficientes de longitud efectiva

En base a las cargas críticas de pandeo y la rigidez efectiva, detalladas anteriormente, y considerando una longitud total de las columnas de aproximadamente 8m, se definen los coeficientes de longitud efectiva para la dirección transversal y la dirección longitudinal (despejando de la expresión 4.1), obteniendo así  $k_L \approx 2$  (pandeo en la dirección longitudinal) y  $k_T \approx 1$  (pandeo en la dirección transversal).

En la figura 4.2 se muestran valores teóricos de coeficientes de longitud efectiva para distintos vínculos extremos definibles, pudiéndose observar que existe racionalidad en los valores calculados, ya que cualitativamente existe correspondencia entre las deformadas teóricas y las deformadas para el estribo mostradas en la figura 4.1.



**Figura 4.2** Coeficientes de longitud efectiva para vínculos extremos definibles

A partir de los coeficientes obtenidos, se infiere que el sistema estructural que queda constituido es un pórtico desplazable o no arriostrado, quedando definida de esta manera la forma de determinar los coeficientes de amplificación de los momentos flectores.

### Factores de amplificación del momento flector

Los efectos de segundo orden, como se dijo anteriormente, se deben tener en cuenta cuando no se cumple con los límites de esbeltez establecidos. Para pórticos no arriostrados se deben tener en cuenta los efectos de segundo orden cuando no se cumpla con:

$$\lambda_i = \frac{k_i \times l}{r_i} < 22$$

En este caso, para ambas direcciones, se obtuvieron esbelteces mayores a 22, debiendo ser considerados los efectos de segundo orden amplificando los momentos flectores. El momento de diseño se obtiene a partir de la ecuación mostrada a continuación.

$$M_c = \delta_b \times M_b + \delta_s \times M_s \quad [\text{Ec. 4.3}]$$

Donde  $M_b$  es el momento mayorado máximo de la columna debido a las cargas que no producen un desplazamiento lateral apreciable (cargas gravitatorias),  $\delta_b$  el factor de amplificación que lo afecta (el cual tiene en cuenta el efecto de la curvatura que se genera entre los extremos de la columna: efecto  $P-\delta$ ),  $M_s$  el momento mayorado máximo de la columna debido a las cargas que producen un desplazamiento lateral apreciable (cargas laterales) y  $\delta_s$  el factor de amplificación que lo afecta (teniendo en cuenta éste el efecto del desplazamiento lateral que producen las cargas horizontales: efecto  $P-\Delta$ ). En la figura 4.3 se observa esquemáticamente lo explicado anteriormente.

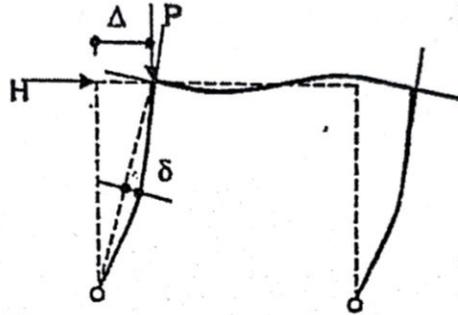


Figura 4.3 Efecto  $P-\delta$  y  $P-\Delta$  sobre un pórtico

La determinación del factor de amplificación  $\delta_b$  se lleva a cabo por medio de la ecuación detallada a continuación.

$$\delta_b = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{\phi_k \times P_c}} \quad [\text{Ec. 4.4}]$$

Debido a que el factor de amplificación depende de la carga axial existente en la columna ( $P_u$ ), se determinan de manera diferenciada los correspondientes a los estribos y a la pila central, ya que sobre esta última el esfuerzo axial es mayor. Además, a los fines simplificativos se considerará una única carga crítica de pandeo ( $P_c$ ), tanto para los estribos como para la pila, utilizando aquella que arroje el menor valor.

En la figura 4.4 se detalla la variación del coeficiente  $C_m$  respecto a los momentos existentes en los extremos de las columnas.

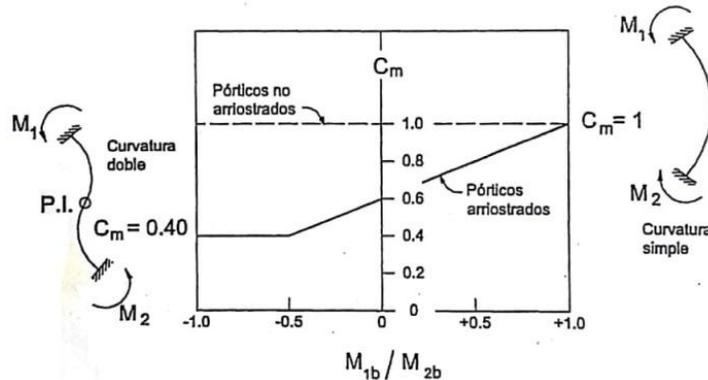


Figura 4.4 Variación del coeficiente  $C_m$

De esta forma, se considera un  $C_m=1$ , siendo éste el caso más desfavorable, simplificándose la ecuación 4.4, quedando:

$$\delta_b = \frac{1}{1 - \frac{P_u}{\phi_k \times P_c}} \quad [\text{Ec. 4.5}]$$

El factor de amplificación  $\delta_s$  se obtiene a través de la expresión siguiente:

$$\delta_s = \frac{1}{1 - \frac{\sum P_u}{\phi_k \times \sum P_c}} \quad [\text{Ec. 4.6}]$$

Siendo  $\sum P_u$  la sumatoria de las cargas axiales mayoradas de todas las columnas y  $\sum P_c$  la sumatoria de las cargas críticas de pandeo de las columnas que resisten el desplazamiento lateral. A los fines simplificativos, se considera que sobre todas las columnas actúa la misma carga axial mayorada, siendo ésta igual a la de mayor valor, y que, al resistir todas las columnas los desplazamientos laterales, la carga crítica de pandeo es igual en todas las columnas y es la de menor valor (como se dijo anteriormente). De esta forma se simplifica la ecuación 4.6 anulándose las sumatorias, quedando:

$$\delta_s = \frac{1}{1 - \frac{P_u}{\phi_k \times P_c}} \quad [\text{Ec. 4.7}]$$

Se observa que las ecuaciones 4.5 y 4.7 son iguales, por lo que los factores de amplificación también lo son. De esta forma, la ecuación 4.3 también se simplifica:

$$M_c = \delta \times (M_b + M_s) \quad [\text{Ec. 4.8}]$$

Pudiéndose agrupar los momentos  $M_b$  y  $M_s$ , resulta un solo momento flector  $M$ , el cual es el máximo momento flector obtenido para cada una de las combinaciones de carga, las cuales suman los efectos de las cargas gravitatorias y las cargas laterales.

De esta forma, se lleva a cabo un análisis diferenciado entre los estribos y la pila de tal forma que, para cada combinación de carga (DC03 a DC011), se calculará un factor de amplificaciones para el momento alrededor del eje longitudinal (eje x) y otro para el momento alrededor del eje transversal (eje y), detallándose los resultados obtenidos en la tabla 4.1 para los estribos y en la tabla 4.2 para la pila. Los valores se obtuvieron a través de las expresiones mostradas a continuación (recordando los valores de carga crítica de pandeo para cada dirección  $P_{c_x}=34230,28\text{kN}$  y  $P_{c_y}=7923,14\text{kN}$ ).

$$Mu_i' = \delta_i \times Mu_i \quad \text{con} \quad \delta_i = \frac{1}{1 - \frac{P_u}{\phi_k \times P_{c_i}}}$$

**Tabla 4.1** Solicitaciones máximas sobre estribos, factores de amplificación y momentos de diseño para direcciones de análisis

Combinación	Pu [kN]	Mu <sub>x</sub> [kNm]	δ <sub>x</sub>	Mu <sub>x</sub> ' [kNm]	Mu <sub>y</sub> [kNm]	δ <sub>y</sub>	Mu <sub>y</sub> ' [kNm]
DC03	1655,31	124,48	<b>1,07</b>	133,06	62,10	<b>1,39</b>	86,07
DC04a	2401,87	206,32	<b>1,10</b>	227,61	112,16	<b>1,68</b>	188,24
DC04b	2256,97	194,82	<b>1,10</b>	213,60	106,06	<b>1,61</b>	171,01
DC05	2409,34	230,17	<b>1,10</b>	254,01	490,57	<b>1,68</b>	825,12
DC06	1428,82	188,88	<b>1,06</b>	200,01	89,38	<b>1,32</b>	117,67
DC07	1735,14	206,16	<b>1,07</b>	221,11	104,27	<b>1,41</b>	147,27
DC08	1767,64	362,31	<b>1,07</b>	389,10	245,60	<b>1,42</b>	349,59
DC09	1420,63	172,03	<b>1,06</b>	182,11	633,18	<b>1,31</b>	832,11
DC10	1105,41	304,41	<b>1,04</b>	318,11	215,00	<b>1,23</b>	264,13
DC11	1069,45	146,77	<b>1,04</b>	153,15	624,38	<b>1,22</b>	761,41

**Tabla 4.2** Solicitaciones máximas sobre pila, factores de amplificación y momentos de diseño para direcciones de análisis

Combinación	Pu [kN]	Mu <sub>x</sub> [kNm]	δ <sub>x</sub>	Mu <sub>x</sub> ' [kNm]	Mu <sub>y</sub> [kNm]	δ <sub>y</sub>	Mu <sub>y</sub> ' [kNm]
DC03	2445,07	70,18	<b>1,11</b>	77,57	9,19	<b>1,70</b>	15,61
DC04a	3329,68	117,57	<b>1,15</b>	135,09	96,14	<b>2,27</b>	218,67
DC04b	3361,03	109,98	<b>1,15</b>	126,54	66,66	<b>2,30</b>	153,46
DC05	3336,55	143,00	<b>1,15</b>	164,37	459,01	<b>2,28</b>	1046,75
DC06	2106,75	195,96	<b>1,09</b>	213,48	48,42	<b>1,55</b>	75,01
DC07	2494,85	191,70	<b>1,11</b>	212,34	52,53	<b>1,72</b>	90,54
DC08	2537,26	400,90	<b>1,11</b>	444,87	205,15	<b>1,75</b>	358,02
DC09	2100,43	146,60	<b>1,09</b>	159,67	645,03	<b>1,55</b>	997,67
DC10	1625,90	376,37	<b>1,07</b>	401,82	192,95	<b>1,38</b>	265,63
DC11	1576,54	131,54	<b>1,07</b>	140,15	644,68	<b>1,36</b>	877,48

Finalmente, se procede a la determinación de la armadura longitudinal, teniendo en cuenta que las columnas se ven sometidas a flexión compuesta biaxial (Pu, Mu<sub>x</sub>' y Mu<sub>y</sub>'). Debido a que las columnas poseen sección circular, el cálculo se simplifica realizando la composición de los momentos flectores Mu<sub>x</sub>' y Mu<sub>y</sub>', obteniendo así un único momento flector denominado Mu<sub>T</sub>, quedando contemplada la flexión compuesta.

El diseño de las columnas sometidas a flexión compuesta se basa en cumplir con las desigualdades:

$$\phi_c \times P_n > P_u$$

$$\phi_t \times M_n > M_u$$

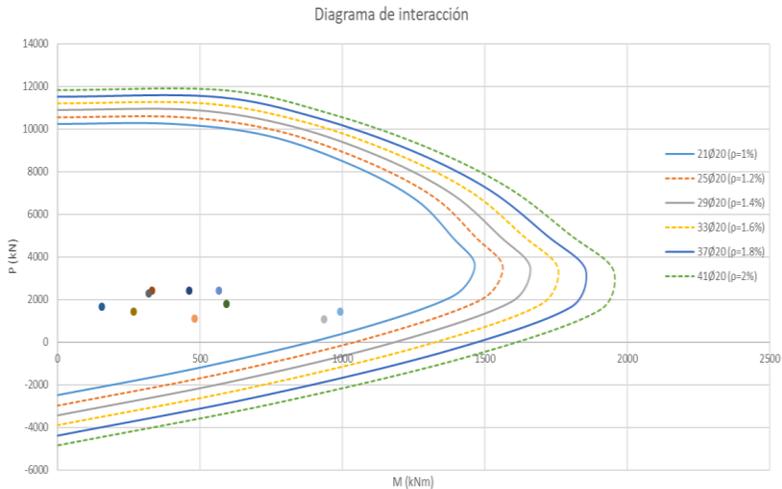
La determinación de la resistencia nominal a la compresión y a la flexión se determina teniendo en cuenta que existe una interacción entre éstas, facilitándose el diseño por medio de los diagramas de interacción (los cuales definen una línea de falla para la combinación de esfuerzo axial y momento flector, siendo estos una característica de la sección).

Si bien los diagramas de interacción genéricos son proporcionados por el CIRSOC-201, a los fines de sistematizar la determinación de las cuantías, se confeccionaron los diagramas de interacción para columnas de iguales características que las colocadas en los estribos y pilas, variando la cuantía de armadura colocada, teniendo en cuenta una cuantía mínima del 1% para brindar ductilidad a la falla. Los mismos se obtuvieron por medio del programa SAP2000, trasladando los valores a hojas de cálculo y generando los gráficos. Cabe aclarar que del programa se obtuvieron los valores de resistencia nominal minorados, considerando para la compresión un factor de minoración de  $\phi_c = 0,65$  (se colocan espirales para resistir el corte pero no cumple con las condiciones de confinamiento) y para la tracción un factor de minoración  $\phi_t = 0,90$ .

En la tabla 4.3 y 4.4 se detallan el esfuerzo axial último y el momento flector último para las columnas de los estribos y la pila, mientras que en la figura 4.5 y 4.6 se observa el diagrama de interacción con los pares de valores detallados en las tablas. Tanto en las columnas de los estribos como en las pilas se cumple con la cuantía mínima de armadura.

**Tabla 4.3** Solicitaciones de diseño sobre las columnas de los estribos

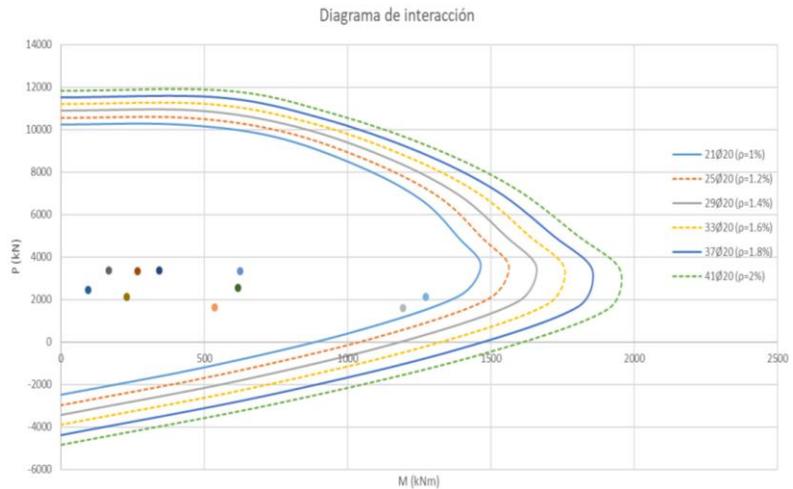
Comb.	Pu [kN]	Mu <sub>T</sub> [kNm]
DC03	1655,31	158,47
DC04a	2401,87	295,37
DC04b	2256,97	273,62
DC05	2409,34	863,34
DC06	1428,82	232,06
DC07	1735,14	265,66
DC08	1767,64	523,08
DC09	1420,63	851,81
DC10	1105,41	413,47
DC11	1069,45	776,66



**Figura 4.5** Diagrama de interacción con solicitaciones correspondientes a las columnas de los estribos

**Tabla 4.4** Solicitaciones de diseño sobre las columnas de la pila

Comb.	Pu [kN]	Mu <sub>T</sub> [kNm]
DC03	2445,07	79,13
DC04a	3329,68	257,03
DC04b	3361,03	198,91
DC05	3336,55	1059,57
DC06	2106,75	226,27
DC07	2494,85	230,83
DC08	2537,26	571,04
DC09	2100,43	1010,37
DC10	1625,90	481,68
DC11	1576,54	888,60



**Figura 4.6** Diagrama de interacción con solicitaciones correspondientes a las columnas de la pila

#### 4.1.2. ARMADURA TRANSVERSAL

La armadura transversal (estribado que se debe disponer en las columnas) se determina a partir del esfuerzo cortante máximo existente. En la tabla 4.5 y 4.6 se detalla el cortante máximo que se produce en las columnas de los estribos y de la pila, tanto en dirección longitudinal (eje x), como en dirección transversal (eje y). En este caso, y al igual que con el momento flector, se realiza la composición del esfuerzo cortante por tratarse de una sección circular, obteniendo así el cortante último que se utiliza para el diseño  $Vu_T$ . Además, se observa la distinción entre las combinaciones no sísmicas y las combinaciones sísmicas, con sus respectivos valores máximos.

**Tabla 4.5** Esfuerzos cortantes máximos para columnas de los estribos

Combinación	Vu <sub>y</sub> [kN]	Vu <sub>x</sub> [kN]	Vu <sub>T</sub> [kN]
DC03	36,73	16,53	40,28
DC04a	60,24	21,39	63,92
DC04b	61,40	22,16	65,28
DC05	68,11	78,03	<b>103,57</b>
DC06	58,59	14,38	60,33
DC07	62,87	17,95	65,38
DC08	113,72	38,47	<b>120,05</b>
DC09	52,70	94,33	108,05
DC10	100,10	33,02	105,41
DC11	45,33	93,14	103,58

**Tabla 4.6** Esfuerzos cortantes máximos para columnas de la pila

Combinación	$Vu_y$ [kN]	$Vu_x$ [kN]	$Vu_T$ [kN]
DC03	18,45	2,45	18,61
DC04a	31,17	13,93	34,14
DC04b	28,78	10,00	30,46
DC05	38,87	66,41	<b>76,95</b>
DC06	57,22	6,50	57,58
DC07	55,12	9,69	55,97
DC08	116,79	31,70	<b>121,01</b>
DC09	41,90	90,38	99,62
DC10	109,18	27,43	112,57
DC11	37,94	90,31	97,95

El diseño de la columna al corte se basa, al igual que en el caso anterior, en el cumplimiento de la desigualdad:

$$\phi_v \times V_n > V_u$$

En este caso el factor de minoración para la resistencia nominal al corte es igual a  $\phi_v=0,75$ . La resistencia nominal  $V_n$  se determina como la sumatoria de la resistencia al corte del hormigón ( $V_c$ ) y de la armadura transversal ( $V_s$ ). La resistencia al corte proporcionada por el hormigón se determina a partir de formulaciones empíricas, las cuales tienen en cuenta la resistencia suministrada por la cabeza comprimida, los efectos de engranamiento de áridos y el efecto pasador de la armadura longitudinal. La expresión utilizada se muestra a continuación y, a los fines simplificados, no se consideró el efecto favorable que tiene la compresión sobre la resistencia al corte:

$$V_c = \phi_v \times \frac{1}{6} \times \sqrt{f'_c} \times 0,8 \times \phi^2 \quad [\text{Ec. 4.9}]$$

Reemplazando en la ecuación 4.9 los valores correspondientes a la resistencia característica del hormigón ( $f'_c$ ), el diámetro de la columna ( $\phi$ ), y teniendo en cuenta una reducción por el factor de minoración  $\phi_v=0,75$ , se obtiene una resistencia minorada del hormigón para la columna en cuestión mayor a los valores de cortante expresados en las tablas 4.5 y 4.6, por lo que el esfuerzo cortante quedaría soportado solamente por la sección de hormigón.

Más allá de lo expuesto, se dispone armadura de corte ya que, además de deber cumplir con las especificaciones del reglamento CIRSOC-201 en cuanto armadura mínima de corte, se considera que, tanto en la parte inferior como superior de la columna, se pueden llegar a generar rotulas plásticas por la acción sísmica (zona de máximo momento flector). Al ser ésta una acción reversible, la sección de hormigón queda fuertemente degradada debido a la fisuración que se produce en todo el perímetro de la columna, por lo que no se puede considerar en esta zona aporte del hormigón para resistir el cortante. De esta manera, se verifica que el máximo cortante debido a la acción sísmica sea

resistido por la armadura dispuesta, calculando la resistencia nominal por medio de la expresión mostrada a continuación.

$$V_s = \phi_v \times \frac{A_e}{s} \times f_y \times 0,8 \times \emptyset \quad [\text{Ec. 4.10}]$$

Donde  $A_e/s$  es el área de armadura transversal por unidad de longitud y  $f_y$  es la fluencia del acero utilizado. Se debe tener en cuenta que para comparar los resultados se debe minorar la resistencia nominal con el factor  $\phi_v=0,75$ .

Vale mencionar que debido a la posible formación de rotulas en los extremos de las columna, se realiza la densificación del estribado en los extremos de la misma, generando el confinamiento de la sección, lo que otorga una mayor ductilidad local.

## 4.2. CÁLCULO DE VIGA DINTEL

Al igual que con las columnas, el cálculo de las vigas dinteles de los estribos y la pila se basan en la determinación de la armadura longitudinal y de la armadura transversal, definidas éstas a partir de las máximas solicitaciones, las cuales se extraen del modelo numérico antes descrito.

### 4.2.1. ARMADURA LONGITUDINAL

La armadura longitudinal se determina principalmente a través de la flexión que se producen en la sección, tanto alrededor del eje horizontal: eje local x (siendo estos los momentos flectores de mayor magnitud), como alrededor del eje vertical: eje local y. Estas solicitaciones se extraen del modelo numérico, utilizando una envolvente de todas las combinaciones, obteniendo de esta manera las máximas solicitaciones posibles.

El diseño de la viga dintel a flexión, al igual que en las columnas, se basa en el cumplimiento de la desigualdad:

$$\phi_t \times M_n > M_u$$

Si bien del modelo se obtienen esfuerzos axiales sobre la viga dintel, los mismos se desprecian ya que los mismos tienen una magnitud muy baja, obteniendo excentricidades muy grandes, pudiendo hacer un análisis de flexión compuesta de gran excentricidad si se deseara, sin recurrir a la utilización de los diagramas de interacción.

Para el dimensionado de la viga se recurre a la utilización de la tabla de coeficientes ( $K_r$ ,  $K_z$  y  $K_c$ ) proporcionada por el reglamento CIRSOC-201. El dimensionado se basa en la verificación de la existencia de sección subarmada de la viga, a los fines asegurar con esto que la falla que se producirá será con “aviso” previo, ya que es una falla contralada por la tracción de la armadura colocada (la que brinda ductilidad), y no debida a la compresión del hormigón (falla brusca). Esta verificación se asegura cumpliendo con la desigualdad:

$$K_r = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f'_c} < 0,205$$

Siendo  $M_u$  el momento último extraído del modelo,  $b$  el ancho de la viga,  $d$  la distancia entre el baricentro de la armadura y la fibra extrema comprimida y  $f'_c$  la resistencia característica del hormigón.

A partir del  $K_r$  se define el coeficiente  $K_z$ , pudiendo así obtener la armadura a colocar por medio de la expresión:

$$A_s = \frac{M_u}{K_z \times d \times \phi \times f_y} \quad [\text{Ec. 4.11}]$$

Donde  $f_y$  es la fluencia de las barras de acero. La armadura adoptada cumple con la exigencia de armadura mínima establecida por CIRSOC-201 (cuantía de 0,33% o 1/3 más respecto a la armadura obtenida por cálculo, adoptando la menor).

#### 4.2.2. ARMADURA TRANSVERSAL

La armadura transversal se determina a partir del esfuerzo cortante máximo, y también de los esfuerzos torsionales que pueden existir. La aparición de dicha torsión tiene sentido principalmente en la viga dintel de la pila, ya que las vigas principales de un tramo y del otro apoyan asimétricamente respecto al eje de la viga dintel de tal forma que, al circular la aplanadora en uno de los tramos, se producirá una reacción solamente en un apoyo, dándose así el fenómeno de torsión.

El cortante en la dirección vertical (eje local  $y$ ), siendo éste el máximo, el cortante en la dirección horizontal (eje local  $x$ ) y la torsión se extraen del modelo numérico, utilizando también una envolvente de todas las combinaciones, obteniendo de esta manera las máximas sollicitaciones posibles. Vale aclarar que se considera como esfuerzo cortante de diseño aquel que se da a una distancia “ $d$ ” (altura útil de la viga) desde el borde del apoyo, ya que dentro de esta zona se transmiten las cargas directamente por medio de la biela comprimida de hormigón (analogía del reticulado).

En este caso, el diseño de la viga se basa en cumplir, para corte y para torsión respectivamente, con las desigualdades:

$$\phi_v \times V_n > V_u$$

$$\phi_{t0} \times T_n > T_u$$

Siendo los factores de minoración para la resistencia nominal al corte y a la torsión iguales y cuyo valor es  $\phi_v = \phi_{t0} = 0,75$ . Al igual que para el caso de las columnas, la determinación de la resistencia nominal al corte se lleva a cabo por medio de la definición de la resistencia al corte proporcionada por el hormigón y, en caso de ser insuficiente la resistencia que ésta otorga, se deberá colocar armadura para resistir dicho excedente. La resistencia del hormigón se define por medio de una expresión similar a la 4.9, pero con la modificación correspondiente para sección rectangular, obteniendo así:

$$V_c = \phi_v \times \frac{1}{6} \times \sqrt{f_c} \times 0,8 \times b \times d \quad [\text{Ec. 4.12}]$$

Donde  $b$  es el ancho de la viga y  $d$  la altura útil de la viga. La armadura transversal que se debe colocar para resistir el excedente de corte (si es que resulta necesario) se define despejando la misma de la expresión 4.10, modificando el diámetro  $\emptyset$  por la altura útil  $d$ , y considerando que  $V_s$  debe ser igual al excedente de cortante, siendo éste igual a  $V_u - V_c$ , obteniendo así:

$$\frac{A_{ev}}{s} = \frac{V_s}{\phi_v \times f_y \times d} \quad [\text{Ec. 4.13}]$$

Definida la armadura transversal de corte, se determina la armadura transversal por torsión. Los efectos torsionales pueden ser despreciados si se cumple con la desigualdad:

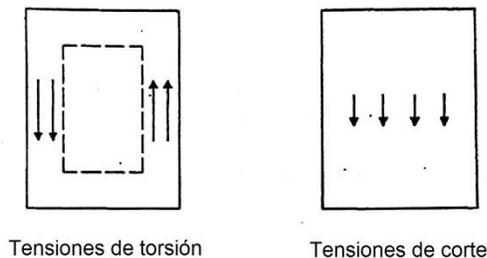
$$T_u < \frac{1}{12} \times \phi_v \times \sqrt{f'_c} \times \frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \quad [\text{Ec. 4.14}]$$

Siendo  $A_{cp}$  el área de la sección transversal de la viga dintel y  $P_{cp}$  el perímetro de la misma. En este caso, los efectos deben ser considerados únicamente para la viga dintel de la pila, debido a los momentos torsionales mayores, en base a lo explicado anteriormente. La armadura transversal por torsión se determina con la expresión:

$$\frac{A_{et}}{s} = \frac{T_u}{\phi_v \times 2 \times A_0 \times f_y} \quad [\text{Ec. 4.15}]$$

Siendo  $A_0$  es el área encerrada por el flujo cortante, la cual es igual al 85% del área encerrada por la armadura transversal.

La armadura transversal total se obtiene a partir de la sumatoria de la armadura transversal por corte y la armadura transversal por torsión, teniendo en cuenta que el cortante es resistido por cada una de las ramas colocadas en la dirección del esfuerzo cortante, mientras que el esfuerzo torsional es resistido solamente por aquella rama que se ubica lo más alejada del centro de la sección. Esto se explica por cómo es la distribución de las tensiones generadas por cada uno de los esfuerzos, lo que puede observarse en la figura 5.1.



**Figura 4.7** Distribución de tensiones debidas a torsión y corte

La armadura transversal debe ser superior a la cantidad mínima especificada en el reglamento CIRSOC-201.

Además, se determina la cantidad de armadura longitudinal que se debe disponer, calculada ésta a partir de la armadura transversal por torsión dispuesta (analogía del reticulado), según la expresión:

$$A_{lt} = \frac{A_{et}}{s} \times p_h \quad [\text{Ec. 4.16}]$$

Siendo  $p_h$  el perímetro del área encerrada por el flujo cortante.

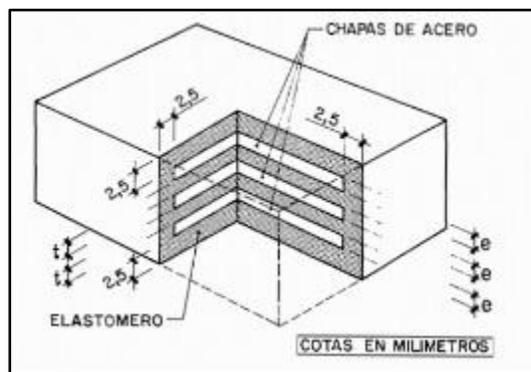
Finalmente, se realiza la verificación tensional de tal forma que las tensiones producidas por el esfuerzo cortante y torsional no produzcan la fisuración por cortante del hormigón.

### 4.3. CÁLCULO DE ELEMENTOS ADICIONALES

Se engloba dentro de la denominación “elementos adicionales” a los apoyos de neopreno y a los topes sísmicos los cuales, junto con la viga dintel y las columnas, materializan los estribos y la pila, quedando así determinada en su totalidad la subestructura del puente.

#### 4.3.1. APOYOS DE NEOPRENO

Los apoyos de neopreno son aquellos sobre los cuales se apoyan las vigas longitudinales principales, materializando de esta forma el vínculo entre la superestructura y la infraestructura del puente. Los apoyos de neopreno que se utilizan en este caso son los denominados apoyos “Tipo A”, los cuales se observan en la figura 5.2 Estos, son una sucesión de capas, en las cuales se intercala un material elastomérico y chapas de acero (zunchos).



**Figura 4.8** Tipología de apoyos de neopreno dispuestas en el Puente (Tipo A)

La serie de verificaciones que se realizaron sobre los apoyos de neopreno se definieron en base a las especificaciones detalladas en el escrito “Recomendaciones para el proyecto y puesta en obra de los apoyos elastoméricos para puentes de carreteras” del año 1982, detallado por la Dirección General de Carreteras de España. Las verificaciones llevadas a cabo se detallan a continuación y vale aclarar que las cargas se consideran sin mayorar (cargas en servicio).

#### Tensión de compresión media máxima

A los fines de asegurar que el apoyo de neopreno no falle a causa de una compresión excesiva, se limita la máxima compresión que se puede dar en el mismo, considerando para esto la máxima carga que se le puede transmitir a éste. En este caso, se considera la totalidad del peso propio del tablero, adicionándole la MCSC y la aplanadora A-30. Se debe asegurar que la compresión no supere los  $15.000\text{kN/m}^2$ .

Además, se limita el acortamiento experimentado por el apoyo al actuar la carga máxima, pudiendo sufrir como máximo un acortamiento igual al 15% de su altura total.

### No desplazamiento del apoyo

El no desplazamiento del apoyo en relación a su posición inicial debe quedar asegurado para este tipo de apoyos a partir de la carga vertical, ya que los mismos no poseen ningún tipo de anclaje en la estructura. De esta forma se debe asegurar que la compresión mínima que se da en los mismos sea superior a  $2.000\text{kN/m}^2$ , considerando dicha compresión debida solamente al peso propio del tablero.

Además, se debe verificar que las fuerzas horizontales que se den en los apoyos sean resistidas a partir del rozamiento existente entre el apoyo de neopreno y la viga dintel, considerando la fuerza vertical, la cual actúa en simultáneo con la fuerza horizontal analizada. En este caso, la situación más desfavorable es la acción sísmica actuando en dirección longitudinal y los movimientos lentos totales, siendo la carga vertical la debida al peso propio del tablero.

### Distorsión angular

La distorsión angular que experimentan los apoyos de neopreno se debe limitar a los fines de reducir las tensiones tangenciales que se producen, las cuales pueden ocasionar la falla del apoyo. Se realiza la verificación para tres estados:

- Únicamente desplazamientos lentos
- Desplazamientos lentos y acción horizontal no sísmica
- Desplazamiento lentos y acción horizontal sísmica

En este caso se permiten mayores distorsiones angulares en cada uno de los estados, ya que las acciones horizontales se vuelven mayores y con menos posibilidad de ocurrencia. Se debe tener en cuenta que, al poder existir acción horizontal en sentido longitudinal y transversal de manera simultánea, se deberá la composición de la acción en cada dirección.

La obtención de los desplazamientos lentos fue explicada en el apartado correspondiente al análisis de carga, mientras que los desplazamientos debidos a cada una de las acciones se calculan a partir de las cargas definidas en el análisis de carga realizado, y a partir del despeje de la ecuación 3.3, obteniendo así:

$$\delta_i = \frac{F_i \times e}{a \times b \times G} \quad [\text{Ec. 4.17}]$$

Considerando un G para cargas de aplicación instantánea igual a  $G=1.600\text{kN/m}^2$ .

### No levantamiento del apoyo

El levantamiento de los apoyos se puede producir debido a giros excesivos en el extremo de las vigas longitudinales, motivo por el cual se limita el giro total existente.

El cálculo de los giros debido a las cargas se calcula de manera simplificada analizando a la viga longitudinal como una viga de hormigón armado simplemente apoyada, considerando los giros que se dan a partir de que ésta es cargada con la losa (los giros por peso propio de la viga quedan absorbidos con el pretensado de la misma). El cálculo de los giros se lleva a cabo por medio de las expresiones:

$$\theta_i = \frac{q_i \times L^3}{24 \times E \times I} \quad [\text{Ec. 4.18}]$$

$$\theta_i = \frac{P_i \times L^2}{16 \times E \times I} \quad [\text{Ec. 4.19}]$$

Utilizándose la ecuación 6.2 para cargas uniformemente distribuidas ( $q_i$ ) y la 6.3 para cargas puntuales ( $P_i$ ) ubicadas en el centro de la luz (giro máximo). El término  $L$  corresponde a la luz del tramo (distancia entre apoyos),  $E$  al módulo de elasticidad longitudinal del hormigón e  $I$  al momento de inercia alrededor del eje horizontal de la viga. Vale aclarar que se considera la inercia de la sección simple de la viga para el cálculo del giro debido al peso de la losa y para el resto de las cargas se considera la inercia de la sección compuesta (viga + losa).

### Tensión tangencial total

A partir del cálculo de la compresión máxima, los desplazamientos horizontales y los giros, se determina la tensión tangencial debida a cada uno de estos, limitándose la tensión tangencial máxima a un valor máximo igual a  $5G = 5 \times 800 \text{ kN/m}^2 = 4.000 \text{ kN/m}^2$ .

### Espesor de los zunchos y condición de estabilidad

En primer lugar se debe verificar el espesor de los zunchos colocados a los fines de que no se produzca la falla de los mismos, considerando para esto la máxima compresión existente en el apoyo de neopreno y la tensión de fluencia del acero colocado.

Además, se realiza la verificación de estabilidad del apoyo, debiendo cumplir con las relaciones existentes entre la mínima dimensión en planta del apoyo y el espesor de material elastomérico colocado.

#### 4.3.2. TOPES SÍSMICOS

Los topes sísmicos tienen como finalidad generar un límite a los movimientos horizontales, tanto longitudinales como transversales al actuar un sismo, de tal forma que no se atente contra la funcionalidad del puente debido a desplazamientos excesivos.

Estos topes sísmicos quedan materializados a través de la pantalla (o espaldón) que se dispone en la viga dintel de los estribos para los movimientos longitudinales y por medio de bloques de hormigón colocados en los extremos longitudinales de las vigas dinteles (tanto de los estribos como de la pila) para los movimientos transversales. La separación existente entre el "punto de choque" del tablero y el tope sísmico es de aproximadamente 5cm.

Si se determina el desplazamiento del apoyo de neopreno (a partir de la ecuación 6.1) debido a la acción sísmica longitudinal (máxima acción sísmica) y se la incrementa en un 50% a los fines de considerar el carácter dinámico de la acción, considerando además

una actuación en simultáneo con los desplazamientos lentos, se obtiene un desplazamiento de aproximadamente 4cm. Esto quiere decir que los topes sísmicos no actuarían frente a la acción sísmica determinada. Más allá de esto, se exige la disposición de topes sísmicos, por lo que para su dimensionado se pueden considerar dos posibles situaciones:

- Considerando que los apoyos de neopreno cumplan con su funcionamiento, definir la fuerza necesaria que debe dar en el apoyo para producir un desplazamiento superior a los 5cm. Esto quiere decir determinar una fuerza sísmica mayor a la determinada a partir del CIRSOC103, lo que ocasionaría que se deban verificar las columnas para esta acción sísmica mayor y que los topes se dimensionen también con esta acción, no siendo este racional ya que el sismo que ocasionaría esta fuerza mayor probablemente nunca ocurra.
- Considerando que los apoyos de neopreno no cumplan con su funcionamiento, de tal manera que al producirse el sismo estos fallen totalmente y el tablero impacte en los topes sísmicos. A los fines del dimensionado, esta situación resulta más racional que la anterior (existiendo cierta irracionalidad al considerar la falla total de los apoyos de neopreno), ya que, para el dimensionado de estos topes, se utilizará la acción sísmica debida a un sismo que probablemente sí ocurra.

A partir de esta consideración se realizó el dimensionado de los topes sísmicos longitudinales y transversales, el cual se describe a continuación.

### **Tope sísmico longitudinal**

Acorde a lo detallado anteriormente, el tope sísmico longitudinal queda materializado por medio de la pantalla dispuesta en las vigas dinteles de los estribos, impactando en ésta los extremos de las vigas longitudinales del tablero (motivo por el cual se disponen tacos de neopreno sobre la pantalla trasera para amortiguar el choque). En la figura 3.3 se observa el detalle de la misma.

La acción sísmica actuante se define considerando que toda la masa del tablero está siendo movilizada, definiendo la fuerza a partir del coeficiente sísmico longitudinal determinado en el análisis de carga e incrementando esta fuerza en un 50% a los fines de considerar el carácter dinámico de la acción. Esta fuerza total se divide en las nueve vigas longitudinales.

Las solicitaciones a las que se ve sometida la pantalla serán esfuerzo axial debido al apoyo de la losa de aproximación sobre esta, que transmite su peso propio y cargas debida al tránsito, y flexión debido a la acción sísmica determinada anteriormente, por lo que existe una flexión compuesta. Al tratarse de esfuerzos de compresión, y siendo estos mucho menores que el momento debido a la acción sísmica (gran excentricidad), se desprecia la existencia de estos esfuerzos por ser favorables.

De esta forma, la determinación de la armadura se lleva a cabo a través de la expresión 5.1, previa verificación de sección subarmada, es decir, se considera que se trata de una viga en voladizo, cuyo ancho es igual al inter-eje de las vigas longitudinales del tablero.

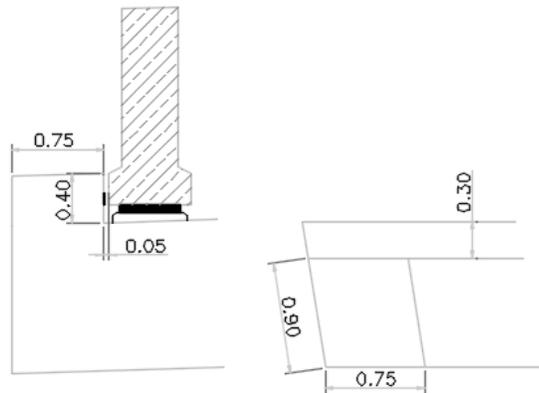
Cabe aclarar que una de las implicancias que tiene este análisis es que las fuerzas sísmicas que se producen en los estribos sean mayores a la determinada en el análisis de

carga, ya que toda la fuerza inercial debida al tablero se está transmitiendo a éste. Esto implica que las sollicitaciones que se dan en las columnas, principalmente el momento flector y el esfuerzo cortante, sean mayores, pudiendo ocasionar que las mismas fallen. Es por esto, que se realiza la verificación de las columnas de los estribos para esta nueva situación.

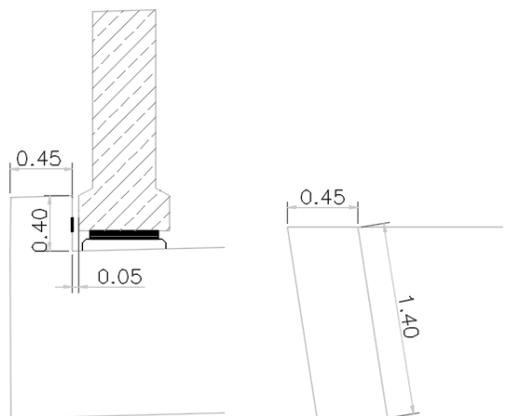
Además se realiza la verificación del taco de neopreno que se dispone, siendo la única verificación a realizar la de máxima tensión media de compresión a partir de la acción sísmica definida.

### Tope sísmico transversal

Como se explicó anteriormente, los tope sísmicos transversales quedan materializados por medio de bloques de hormigón que se disponen en el extremo de la viga dintel, impactando sobre estos el talón inferior de las vigas longitudinales (también se disponen tacos de neopreno para amortiguar el posible choque, dispuestos los mismos en el tope sísmico). En la figura 5.3 y 5.4 se observa los tope sísmicos transversales de los estribos y de la pila respectivamente.



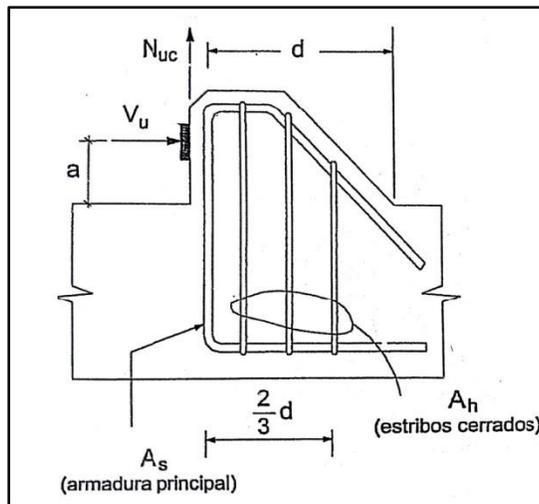
**Figura 4.9** Vista en corte (izquierda) y planta (derecha) del tope sísmico de los estribos



**Figura 4.10** Vista en corte (izquierda) y planta (derecha) del tope sísmico de la pila

Al igual que para los toques sísmicos longitudinales, la acción sísmica actuante se define considerando que toda la masa del tablero está siendo movilizada, definiendo la fuerza a partir del coeficiente sísmico transversal determinado en el análisis de carga e incrementándola también en un 50%. Se debe tener en cuenta que en los toques sísmicos dispuestos en los estribos actúa una fuerza sísmica igual a un 25% de la total y en el tope sísmico de la pila actúa un 50% de la total (esto se debe a las áreas de influencia de cada uno de los apoyos, acorde a la imagen 3.13 de masas movilizadas).

El comportamiento de los toques sísmicos transversales se asimila al de una ménsula corta, observable en la figura 5.5 las cargas a las que se ve sometida y la forma de armado de la misma.



**Figura 4.11** Acciones sobre ménsula corta y forma de armado

Es válida la consideración de ménsula corta para los toques sísmicos ya que se cumple con la condición:

$$\frac{a}{d} < 1$$

La fuerza  $V_u$  es la acción sísmica definida para los estribos y la pila, mientras que  $N_u$  es nula (cumpliendo también con la condición  $V_u > N_u$  que se exige). Más allá de esto, se considera un  $N_u$  para el diseño igual al 20% de la acción  $V_u$ .

En primer lugar se debe verificar que no se produzca la falla por corte debiendo cumplir, al igual que en el resto de los casos, con la desigualdad:

$$\phi_v \times V_n > V_u$$

Con  $\phi_v=0,75$ , pero determinándose resistencia nominal al corte a partir del menor valor obtenido según las expresiones:

$$V_n = 0,2 \times f_c \times b \times d \quad [\text{Ec. 4.20}]$$

$$V_n = 5,5 \times b \times d \quad [\text{Ec. 4.21}]$$

Realizada la verificación se determina la armadura principal a disponer, quedándose con el mayor valor obtenido a partir de las siguientes ecuaciones:

$$A_s = A_f + A_n \quad [\text{Ec. 4.22}]$$

$$A_s = \frac{2}{3} \times A_{vf} + A_n \quad [\text{Ec. 4.23}]$$

Donde  $A_f$  es la armadura que se debe disponer para resistir el momento mayorado (calculado este como  $M_u = V_u \times a + N_{uc} \times r$ ), utilizando la expresión 5.1 y definido el  $K_z$  a partir del  $K_r$ , teniendo en cuenta que se debe utilizar como factor de minoración el  $\phi_v$ .  $A_n$  es la armadura que se debe disponer para resistir la tracción, calculada ésta como:

$$A_n = \frac{N_{uc}}{\phi_v \times f_y} \quad [\text{Ec. 4.24}]$$

Y con  $A_{vf}$  la armadura determinada a partir de considerar el mecanismo de corte-fricción para resistir el cortante producido en la sección de fisuración, obtenido a partir de la ecuación:

$$A_{vf} = \frac{V_u}{\phi_v \times f_y \times \mu} \quad [\text{Ec. 4.25}]$$

Utilizando como coeficiente de fricción  $\mu$  el valor correspondiente para hormigonado en segunda etapa con superficie intencionalmente rugosa ( $\mu = 1$ ).

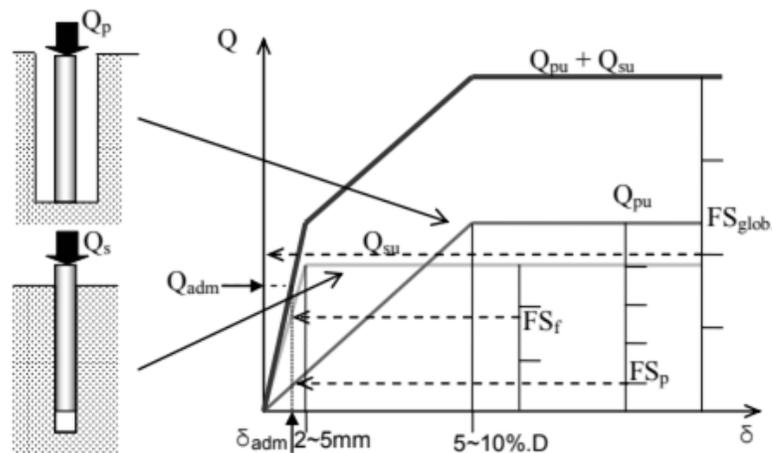
La armadura de estribos que se debe disponer a los fines de evitar la falla prematura de la ménsula corta por tracción se determina a partir de la armadura  $A_s$  y  $A_n$ , calculada como  $A_h = 0,50 \times (A_s - A_n)$ .

## CAPÍTULO 5: CÁLCULO DE LA FUNDACIÓN

### 5.1. CAPACIDAD DE CARGA VERTICAL DE LOS PILOTES

A los fines de evitar la falla del terreno de fundación (o asentamientos excesivos), se debe verificar que la máxima compresión producida en los pilotes no supere su capacidad portante. Dicha compresión se determina a partir de las cargas en servicio (es decir, sin mayorar).

La capacidad de carga vertical de los pilotes se determina a partir de las tensiones admisibles friccionales (interacción entre el fuste y el suelo adyacente) y de punta (“apoyo” del pilote en el terreno) proporcionadas por el estudio de suelo. Vale resaltar el hecho de que estas tensiones ya son admisibles, esto quiere decir que la carga de rotura por punta y la fricción última se redujeron a partir de coeficientes, denominados estos como “coeficientes de compatibilidad de deformación”. En la figura 5.1 se muestra la relación existente entre la carga aplicada sobre un pilote excavado y la deformación vertical del mismo, tanto para el caso de un pilote puramente de punta como para uno puramente fraccional. Se observa que las cargas de rotura por punta y por fricción no se producen para la misma deformación, es más, éstas difieren considerablemente. Lo dicho implica que, de realizar la sumatoria directa de los valores obtenidos y afectarlos por un factor de seguridad global, se obtendrá una resistencia “ficticia”, ya que la misma no existirá o se producirá para una deformación superior a la permitida, lo cual atenta con la serviciabilidad de la estructura. Es por esto que se afecta a cada una de las cargas últimas con coeficientes distintos, a los fines de obtener valores de carga que se produzcan con la misma deformación.



**Figura 5.1** Relación carga – deformación para pilotes de punta y friccionales. Compatibilización de deformaciones.

En la tabla 5.1 se muestran los valores correspondientes a las tensiones antes mencionadas, para cada uno de los estratos existentes en la profundidad del terreno.

**Tabla 5.1** Tensiones admisibles correspondientes al suelo de fundación

Estrato	Profundidad [m]	Resistencia	Resistencia
		Friccional $Q_f$ [kN/m <sup>2</sup> ]	de Punta $Q_p$ [kN/m <sup>2</sup> ]
Limos medianamente compactos	2,0	24	
	13,0		
Limos compactos	13,0	38	
	18,0		
Limos muy compactos	18,0	52	670
	20,0		

De esta forma, la fuerza capaz de resistir cada uno de los pilotes se obtiene realizando la sumatoria de las fuerzas soportadas a partir de cada uno de los mecanismos, teniendo en cuenta el área colaborante para cada caso, siendo para la fricción el área del fuste (área perimetral del pilote) y para la punta el área de la punta (valga la redundancia) que apoya. En forma genérica y para cada caso se tiene:

$$R_F = \pi \times D \times \sum_{i=1}^n (Q_{fi} \times e_i) \quad [\text{Ec. 5.1}]$$

$$R_p = \frac{\pi \times D^2}{4} \times Q_p \quad [\text{Ec. 5.2}]$$

Siendo  $R_F$  la capacidad por fricción del pilote,  $D$  el diámetro del pilote,  $Q_{fi}$  la tensión friccional admisible del estrato  $i$  y  $e_i$  el espesor del estrato  $i$ . Además,  $R_p$  es la capacidad por punta del pilote y  $Q_p$  es la tensión de punta admisible del estrato en el cual se “apoya” el pilote.

Es evidente que las compresiones que deberán soportar los pilotes de fundación de la pila son superiores a las de los estribos, motivo por el cual difiere tanto el diámetro del pilote de fundación (1,20m respecto a 1,00m) como la profundidad de la cota de fundación (22m respecto a 20m).

## 5.2. CAPACIDAD DE CARGA HORIZONTAL DE LOS PILOTES

Los pilotes se ven sometidos a acciones laterales debido a la presencia de acciones horizontales actuantes sobre el puente, como son la acción del frenado, del viento, movimientos lentos y sismo. Sin embargo, no se realiza una verificación puntual de la capacidad del suelo frente a este tipo de cargas ya que, para que se ocasione la falla del suelo, se deben producir deformaciones elevadas, las cuales no se van a generar teniendo en cuenta la, relativamente, baja magnitud de las acciones laterales. De esta

manera se evita incurrir en cálculos que presentan una mayor complejidad en relación al cálculo de la capacidad de carga vertical de los pilotes.

Más allá de esto, se debe recordar que la interacción suelo-estructura frente a cargas horizontales y verticales se tuvo en cuenta en el modelo, a partir de resortes y restricciones. De esta manera, se realiza el cálculo de la armadura de los pilotes a partir de las solicitaciones obtenidas del modelo, quedando contemplado así el comportamiento del mismo en el terreno. Así, aseguramos que no se va a producir la falla del suelo de fundación, ni de los pilotes.

### 5.3. CÁLCULO DE LOS PILOTES

El cálculo de los pilotes hace referencia a la determinación de las armaduras, tanto longitudinal como transversal, que se deben disponer en los mismos. Al ser los pilotes la continuación de las columnas en la profundidad del terreno, estos se verán sometidos a las mismas solicitaciones que se dan en las columnas, por lo que la determinación de las armaduras se hará de manera análoga a la realizada para las columnas, motivo por el cual no se realizará una descripción detallada de la metodología seguida para su obtención.

#### 5.3.1. ARMADURA LONGITUDINAL

En base a lo explicado anteriormente, la determinación de la armadura longitudinal se lleva a cabo teniendo en cuenta que los pilotes, al igual que las columnas, se ven sometidos a flexión compuesta biaxial ( $P_u$ ,  $M_{u_x}$  y  $M_{u_y}$ ). Estas solicitaciones se extraen del modelo y, a los fines de tener en cuenta los efectos de segundo orden, los momentos flectores son mayorados a partir de los coeficientes de amplificación, utilizando para cada combinación de carga los mismos coeficientes que en el caso de las columnas. Debido a la geometría circular de los pilotes, se realiza la composición de los momentos flectores  $M_{u_x}$  y  $M_{u_y}$ , obteniendo así un único momento flector  $M_{u_T}$ , resultando de esta manera una flexión compuesta. De esta forma, el diseño se basa en cumplir con las desigualdades expuestas en para las columnas:

$$\phi_c \times P_n > P_u$$

$$\phi_t \times M_n > M_u$$

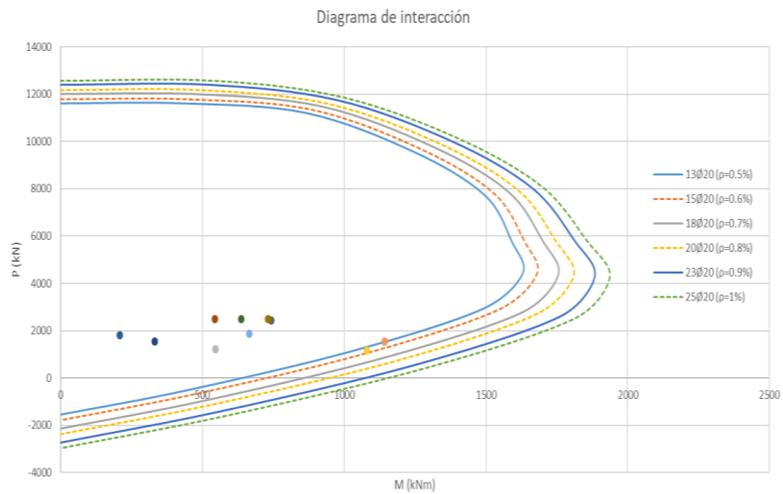
Una vez más, se debe recurrir a los diagramas de interacción para la determinación de la armadura longitudinal, los cuales también se obtuvieron por medio del programa SAP2000 a través de pilotes de igual características que los utilizados para la fundación de los estribos y la pila, y el posterior traslado de los valores obtenidos a hojas de cálculo para la graficación de los mismos. En este caso también se realiza la variación de la cuantía de armadura colocada, pero para los pilotes se tiene en cuenta una cuantía mínima del 0,5%, recomendada la misma en el libro *“Hormigón Armado”* de Jiménez Montoya.

En la tabla 5.2 y 5.3 se detallan el esfuerzo axial último y el momento flector último para los pilotes de fundación de los estribos y la pila, mientras que en la figura 4.5 y 4.6 se observa el diagrama de interacción con los pares de valores detallados en las tablas. En este caso, la armadura mínima es suficiente para soportar las solicitaciones existentes en

los pilotes de la pila, mientras que para los pilotes de los estribos se debe colocar un 0,1% más respecto a la armadura mínima.

**Tabla 5.2** Solicitaciones de diseño sobre los pilotes de fundación de los estribos

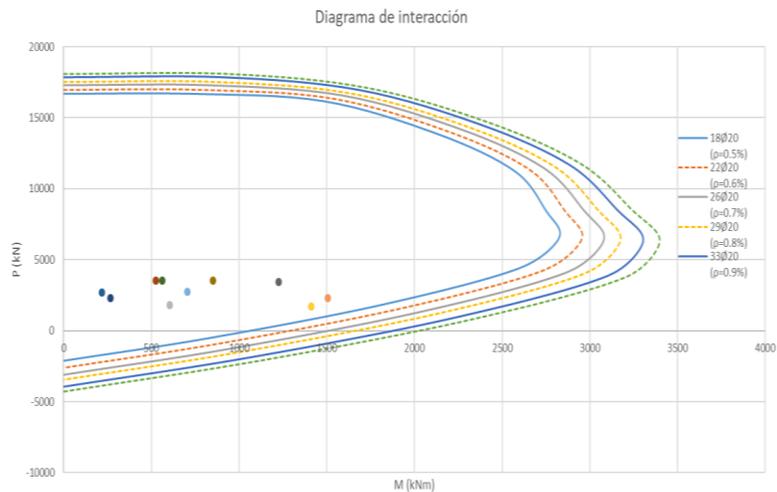
Comb.	Pu [kN]	Mu <sub>T</sub> [kNm]
DC03	1811,55	224,56
DC04a	2498,77	518,86
DC04b	2412,79	720,00
DC05	2504,30	1089,54
DC06	1552,87	263,79
DC07	1848,25	308,62
DC08	1871,38	599,01
DC09	1552,65	984,09
DC10	1203,85	481,82
DC11	1164,47	892,26



**Figura 5.2** Diagrama de interacción con solicitaciones correspondientes a los pilotes de fundación de los estribos

**Tabla 5.3** Solicitaciones de diseño sobre los pilotes de fundación de la pila

Comb.	Pu [kN]	Mu <sub>T</sub> [kNm]
DC03	2663,91	207,98
DC04a	3498,04	509,16
DC04b	3432,49	1251,32
DC05	3499,57	1362,79
DC06	2303,70	272,52
DC07	2677,45	316,92
DC08	2743,56	687,50
DC09	2289,72	1209,94
DC10	1804,31	557,67
DC11	1718,99	1054,56



**Figura 5.3** Diagrama de interacción con solicitaciones correspondientes los pilotes de fundación de la pila

### 5.3.2. ARMADURA TRANSVERSAL

La metodología seguida para la determinación de la armadura transversal que se debe disponer en los pilotes es similar a la realizada para las columnas. A partir del modelo, se obtiene el cortante máximo que se produce en los pilotes de fundación de los estribos y de la pila, tanto en dirección longitudinal, como en dirección transversal, para su posterior

composición por tratarse de una sección circular, obteniendo así el cortante último que se utiliza para el diseño  $Vu_T$ . En las tablas 5.4 y 5.5, se detallan los cortantes para cada combinación de carga, los cuales se utilizaron para el diseño. También, se observa la distinción entre las combinaciones no sísmicas y las combinaciones sísmicas, con sus respectivos valores máximos.

**Tabla 5.4** Esfuerzos cortantes máximos para pilotes de fundación de los estribos

Combinación	$Vu_y$ [kN]	$Vu_x$ [kN]	$Vu_T$ [kN]
DC03	37,15	18,06	41,31
DC04a	67,12	25,10	71,66
DC04b	94,65	25,73	98,08
DC05	74,71	85,72	<b>113,71</b>
DC06	62,19	16,51	64,34
DC07	67,48	20,38	70,49
DC08	116,37	54,50	<b>128,50</b>
DC09	46,90	103,16	113,32
DC10	97,92	47,40	108,79
DC11	39,38	103,90	111,11

**Tabla 5.5** Esfuerzos cortantes máximos para pilotes de fundación de la pila

Combinación	$Vu_y$ [kN]	$Vu_x$ [kN]	$Vu_T$ [kN]
DC03	4,10	29,10	29,39
DC04a	13,87	51,15	53,00
DC04b	19,09	111,77	<b>113,39</b>
DC05	64,65	56,47	85,84
DC06	7,82	62,49	62,98
DC07	9,40	63,62	64,31
DC08	45,63	115,23	<b>123,93</b>
DC09	93,92	40,19	102,15
DC10	42,04	103,98	112,16
DC11	93,70	33,97	99,66

Al igual que en el caso de las columnas, el diseño a esfuerzos cortantes se base en el cumplimiento de la desigualdad:

$$\phi_v \times V_n > V_u$$

Para la determinación de la resistencia se define la resistencia al corte proporcionada por el hormigón por medio de la expresión 4.9, obteniendo también una resistencia minorada del hormigón para los pilotes en cuestión mayor a los valores de cortante

expresados en las tablas 5.4 y 5.5, por lo que no sería necesario colocar armadura transversal a los fines resistentes.

De la misma forma que para el caso de las columnas, se dispone armadura de corte, no solo para el cumplimiento de lo especificado en el reglamento, sino que en éste también se pueden llegar a generar rótulas plásticas por la acción sísmica, ya que se observa un incremento de los momentos flectores respecto al existente en las bases de las columnas, dándose el máximo momento flector a 2m de profundidad aproximadamente sobre los pilotes. De esta manera, se verifica que el máximo cortante debido a la acción sísmica sea resistido por la armadura dispuesta a partir de la expresión 4.10.

En este caso, se realiza la densificación del estribado en el extremo superior de los pilotes hasta los 3m de profundidad aproximadamente, a los fines de brindar ductilidad local en la sección de máximo momento.

#### 5.4. CÁLCULO DE VIGA DE FUNDACIÓN

Como se mencionó anteriormente, en la parte superior de los pilotes se dispone una viga de fundación, la cual tiene como finalidad mejorar la distribución de las solicitaciones existente sobre los pilotes, brindado así un mejor desempeño de los mismos. De esta forma, las vigas de fundación se ven sometidas principalmente a momentos flectores alrededor de su eje horizontal y a cortante en dirección vertical. Vale mencionar la diferencia existente entre éstas y las vigas riostras, la cuales tienen como finalidad evitar que se generen desplazamientos diferenciales entre los elementos de la fundación cuando se producen acciones laterales (acción sísmica), viéndose sometidos estos principalmente a esfuerzos axiales de tracción y compresión (debido a la reversibilidad de la acción).

Si el diseño de los pilotes es análogo al diseño de columnas, el diseño de las vigas de fundación será análogo al diseño de las vigas dinteles (para este caso), realizando la salvedad de que las últimas se ven sometidas a esfuerzos torsionales, siendo despreciable este efecto en las primeras. De esta forma, el cálculo de las vigas de fundación se basa en la definición de la armadura longitudinal por flexión y la armadura transversal por cortante.

##### 5.4.1. ARMADURA LONGITUDINAL

El máximo momento flector existente en las vigas de fundación se extrae del modelo numérico, utilizando una envolvente de todas las combinaciones de carga últimas.

El diseño se va a basar, al igual que para la viga dintel, en la satisfacción de la desigualdad:

$$\phi_t \times M_n > M_u$$

En este caso, también se realiza la verificación de existencia de sección subarmada a través del valor del coeficiente  $K_r$  (recordando que el mismo debe ser menor que 0,205). A partir de este coeficiente, se determina el coeficiente  $K_z$ , obteniendo así la armadura longitudinal a disponer por medio de la expresión 5.1, teniendo en cuenta de armadura mínima de flexión.

#### 5.4.2. ARMADURA TRANSVERSAL

La armadura transversal se determina a partir del esfuerzo cortante máximo, considerando también el que se produce a una distancia “d” desde el borde del apoyo (en este caso se puede considerar al pilote como el apoyo de la viga de fundación). Con el cortante obtenido se lleva a cabo el diseño, debiendo cumplir con la desigualdad:

$$\phi_v \times V_n > V_u$$

De esta manera, se define la resistencia al corte proporcionada por el hormigón por medio de la expresión 5.2 y, de ser necesario, se calcula la armadura transversal a los fines de soportar el excedente de cortante por medio de la expresión 5.3, debiendo satisfacer, a través de la armadura transversal dispuesta, el mínimo establecido por reglamento.

## CAPÍTULO 6: CONCLUSIONES

Lo desarrollado en el presente informe permite asegurar que se ha cumplido con el objetivo principal planteado como punto de partida del mismo, es decir, realizar el cálculo estructural de la infraestructura del puente ubicado sobre la ruta nacional N°20, satisfaciendo las especificación que se encuentran en los distintos reglamentos y normas utilizados, y existiendo una justificación previa para cada uno de los resultados obtenidos. Cabe mencionar que la metodología seguida no es la única posible, pudiendo existir otras formas de encarar el problema que tengan la misma validez que la descripta (y que probablemente se obtengan a partir de estas resultados similares).

No caben dudas de lo complicado que resulta aplicar los aspectos teóricos adquiridos a lo largo de la carrera a problemas prácticos que se presentan en la realidad, siendo estos a los cuales se debe hacer frente principalmente en el ámbito profesional. Uno de los factores que facilita esta vinculación es el estudio de antecedentes, el cual en este caso cumplió un rol primordial, ya que a partir de este se pudo verificar que los resultados que se obtuvieron no fueron carentes de sentido (junto con la experiencia de los profesionales que desarrollan sus actividades en el mismo lugar en el cual se llevó a cabo la práctica supervisada).

El hecho de recurrir a la utilización de un modelo numérico para la obtención de las solicitaciones necesarias para el diseño de cada elemento estructural, brinda la posibilidad de empezar entender la forma en la que trabajan los programas de cálculo estructural existentes, a los fines de evitar la utilización de estos como una “caja negra”, pudiendo interpretar los resultados que los mismos arrojan, detectar así cuando se producen resultados erráticos y, de ser posible, la causa que los puede estar ocasionando. Se destaca la importancia de lo mencionado, ya que durante el cursado de la carrera fueron escasas las veces en las cuales se recurrió a la utilización de dichos programas.

A la hora de materializar los resultados obtenidos, lo cual se lleva a cabo por medio de la definición de las secciones de los elementos estructurales y las armaduras de refuerzo que se deben colocar en los mismos, se deben tener presentes los procesos constructivos que se implementarán, para brindar una solución factible o simplemente no ocasionar complicaciones frente a otras soluciones igual de válidas (en aspectos como tiempo y economía).

Para finalizar y dejando de lado los aspectos técnicos y, se consideran realizados sobre manera los objetivos personales planteados antes de comenzar a desarrollar las actividades de la práctica supervisada, quedando reforzados los conocimientos adquiridos a lo largo de estos años y hasta habiendo adquirido nuevos conceptos, como así también permitir el desenvolvimiento en el ámbito profesional y comenzar a tener relación con los profesionales que se desempeñan en la misma área de interés, quedando de esta forma en evidencia la importancia que posee el llevar a cabo la práctica supervisada.

## CAPÍTULO 7: BIBLIOGRAFÍA

*“Bases para el cálculo de puentes de hormigón armado”* Dirección Nación de Vialidad (1952)

*“Reglamento CIRSOC 101. Reglamento argentino de cargas permanentes y sobrecargas mínimas de diseño para edificios y otras estructuras”* CIRSOC (2005)

*“Reglamento CIRSOC 103 - Parte I. Reglamento argentino para construcciones sismorresistentes - Construcciones en general”* INPRES-CIRSOC (1991)

*“Reglamento CIRSOC 103 - Parte II. Reglamento argentino para construcciones sismorresistentes - Construcciones de hormigón armado”* INPRES-CIRSOC (2005)

*“Recomendación CIRSOC 107. Acción térmica climática sobre las construcciones”* CIRSOC (1982)

*“Reglamento CIRSOC 201. Reglamento argentino de estructuras de hormigón”* CIRSOC (2005)

*“Recomendaciones para el proyecto y puesta en obra de apoyos elastoméricos para puentes de carretera”* Dirección General de Carreteras de España (1982)

*“Hormigón armado”* Jiménez Montoya y otros (7ma edición)

*“Hormigón armado y pretensado”* Ing. Carlos Larsson y otros (2008)

*Apuntes varios de las cátedras afines de la carrera de Ingeniería Civil – UNC*

## **ANEXO 1: MEMORIA DE CÁLCULO**

## **ANEXO 2: PLANOS**