

# Cobertura de la trinchera ferroviaria de Hendaya

## *Roof over the Hendaye railway trench*

Leonardo Fernández Troyano<sup>(1)</sup>, Celso Iglesias Pérez<sup>(1,3)</sup> y Lucía Fernández Muñoz<sup>(2)</sup>

Recibido | Received: 19-04-2011  
Aceptado | Accepted: 16-12-2011

### Resumen

Un problema del ferrocarril al paso por las ciudades europeas es el efecto barrera generado, que impide su desarrollo más allá de las vías. Si se salta la barrera lo cierto es que ello se hace sólo en sitios concretos y el efecto psicológico de aislamiento persiste para los habitantes del entorno. Este trabajo presenta de manera sucinta los problemas de concepción, comprobación y vibraciones planteados por la estructura de cubierta de la trinchera ferroviaria de Hendaya, consistente en una losa de hormigón pretensado y luz variable de 20-40 metros, que resuelve el problema de aislamiento entre las dos partes de la ciudad. Su construcción ha sido posible gracias al acuerdo entre la SNCF e inversores privados y está permitiendo la construcción sobre ella de 6 edificios de viviendas y una residencia de turismo, la demolición del antiguo "Pont-Vieux" y la construcción de un nuevo "Pont-Vieux", integrado completamente en la promoción inmobiliaria.

**Palabras clave:** cubierta de vías, losa bidireccional, vigas pretensadas, demolición, efectos diferidos.

### Abstract\*

An important problem put by the train in its passage by the cities of Europe generally and in France in particular is the effect barrier which builds up, preventing the cities from developing beyond. Even if this barrier is crossed, it is certain that the passage is restricted to concrete places and always acts as psychological barrier for the local residents. This article presents in a brief way the problems of conception, analysis and vibration of the cover structure of the railroad trench of Hendaye. This structure consists of a 20-40 meters span slab of pre-stressed concrete that solves the isolation problem of both parts of the town of Hendaye. Its construction was possible thanks to the agreement of the SNCF (French Railways) and some private investors, and is allowing the investors the construction on top of 6 residential buildings and a holiday residence, with demolition of the ancient "Pont-Vieux" and building of a new "Pont-Vieux", which is completely integrated into the real-estate development. Special attention is given to the change of transverse cross-section of the slab during construction stages, which originates a redistribution of stresses, and to the long-term equilibrium of horizontal forces.

**Keywords:** railway cover, two-way slab, pre-stressed beams, demolition, long-term effects.

\* An extensive English language summary of the present article is provided on page 93 of this issue both for the convenience of non-Spanish-speaking readers and inclusion in databases.

(1) Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Carlos Fernández Casado, S.L. (Madrid, España).

(2) Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Carlos Fernández Casado, S.L. (Madrid, España).

(3) Universidad Politécnica de Madrid. E. T. S. de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos. Departamento de Mecánica de Medios Continuos y Teoría de Estructuras. (Madrid, España).

Persona de contacto / Corresponding author: ciglesias@cfcsl.com



Figura 1. Vista de la trinchera ferroviaria desde el Pont Neuf y desde el Pont Vieux

## 1. INTRODUCCIÓN

Los ferrocarriles franceses (SNCF) y el Promotor de una promoción inmobiliaria situada sobre la línea Dax-Hendaya alcanzaron un acuerdo en el que se prevé cubrir la trinchera ferroviaria de acceso a la estación de Hendaya, generando una superficie aproximada de unos 6000 m<sup>2</sup>, entre el km 231+914 y el 232+168. El desarrollo de la operación ha exigido la cobertura de las vías del ferrocarril, ya realizada, y a continuación el desarrollo del programa inmobiliario previsto sobre la misma, ahora mismo en curso de ejecución. La definición de la operación se puede resumir de la forma siguiente:

**Denominación:** Construcción de un desarrollo inmobiliario y un parking sobre una losa.

**Ciudad:** 64700 HENDAYA (FRANCIA).

**Localización:** Entre el Pont Neuf y el Pont Vieux y más allá, en una longitud de 254 m (Figura 1).

**Destino:** Viviendas, locales comerciales, oficinas, hotel residencia de turismo.

## 2. PRINCIPALES ASPECTOS DE LA CONCEPCIÓN

### 2.1. Presentación de la obra

La losa de cubierta de la trinchera de acceso a la estación de Hendaya salta una brecha de ancho variable con la topografía del lugar y con el perfil longitudinal en alzado. El perfil transversal que resulta de la topografía conduce a una luz variable que se divide en dos zonas (Figura 2):

- Desde el Pont Neuf (oeste) al Pont Vieux (este), la losa tiene una luz variable de 40 a 20 m.
- Desde el Pont-Vieux hasta el final de la obra (este), la luz es constante de 20 m.

Esta estructura de losa permite:

- Soportar el peso de 7 edificios, seis de viviendas y una residencia de turismo, actualmente en construcción sobre la losa (Figura 3).
- Facilitar las actividades de suministro ligadas al uso de los edificios.

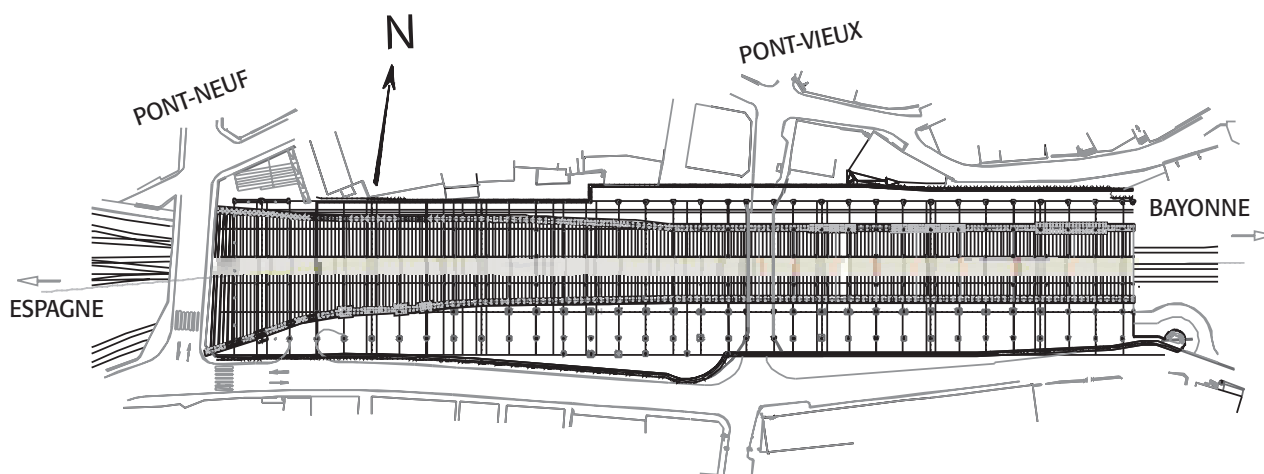


Figura 2. Vista en planta: desde el Pont Neuf (oeste) al Pont Vieux (centro) y más allá

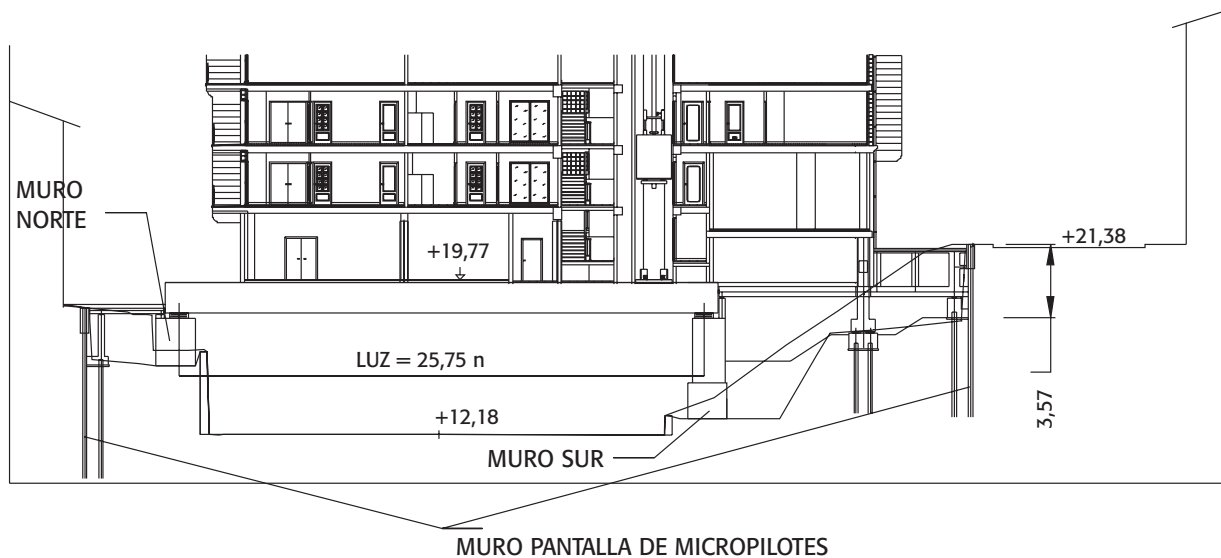


Figura 3. Sección transversal de la losa de cobertura por la viga 45 (Promoción 2)

- Mejorar el entorno y favorecer el desarrollo urbano de este barrio de Hendaya.

La losa consta en su dirección longitudinal de 8 losas mecánicamente independientes, las dos primeras de 1,50 m de canto (losas 1 y 2) y las restantes de 1,00 m de canto (losas 3 a 8). La continuidad de la estructura en esta misma dirección longitudinal se consigue mediante juntas, previstas en la misma posición que las juntas de los diferentes edificios soportados por la losa. Desde un punto de vista estructural, la losa se pretensa en dos direcciones para conseguir el reparto transversal entre vigas de las cargas puntuales de los pilares de los edificios.

## 2.2. Características de la trinchera como parcela para construir

El terreno presenta formaciones geológicas denominadas flysch, que son calizas y margas recubiertas de arrastres con espesor meteorizado variable de hasta 15 m. Geológicamente las cimentaciones se han ejecutado en roca caliza. Geotécnicamente, las principales dificultades han aparecido en estas formaciones

calizas, que presentan a veces rellenos de arcillas y fracturaciones locales. Los sondeos mostraron que, excepto en la zona superficial que está muy alterada, estas rocas calizas aparecen muy poco fisuradas, homogéneas y compactas.

El proyecto de la estructura y su ejecución se ha visto muy influido por las características de la parcela:

- La losa debe ser lo más ligera posible para minimizar su canto, limitado por el gálibo ferroviario para vía electrificada, y debe ser construida sin alterar la circulación ferroviaria.
- El gálibo horizontal fijado por la S.N.C.F. a lo largo de las vías y por los obstáculos en altura.
- Las instalaciones existentes a desplazar: catenaria, tuberías de agua, redes de telecomunicaciones, instalaciones de alumbrado y energía eléctrica (ver Figura 4).
- La interacción con la estructura existente, propiedad de la S.N.C.F., respetando la condición imperativa de no afectar al muro de contención a pie de talud ni a las vías existentes.



Figura 4. Ejecución de los taludes de acceso y desplazamiento del plano de la catenaria



Figura 5. Anclajes provisionales en cabeza de talud y posterior ejecución del muro norte de apoyo de las vigas prefabricadas

- La interacción entre la estructura a construir y los edificios existentes a ambos lados de la trinchera, que están habitados en su mayor parte.
- El desplazamiento de cargas colgadas, prohibidas con tráfico ferroviario y corriente en catenarias, en la zona situada a 4,30 m del carril más cercano (5,00 m del eje de la vía).
- Las condiciones de utilización de la zona inmediata a las vías por la maquinaria de obra, prohibidas a 2,30 m del carril más cercano (3,00 m desde el eje de la vía). La prohibición de utilizar maquinaria susceptible de inducir vibraciones y/o deformaciones en las vías.
- La resistencia al fuego de la losa de cobertura de la trinchera, según la curva ISO 834 (3 horas) y según la curva de Hidrocarburo del Eurocódigo (2 horas) y posibilidad de evacuación.
- Una vida útil de la estructura de al menos 120 años.

### 2.3. Concepción general de la estructura

La concepción general de la losa está muy ligada a los problemas de construcción planteados por la parcela. La principal dificultad inicial consiste en poder acceder a taludes de gran pendiente y a la zona entre vías. Se pensó primero en disponer un apoyo intermedio en el Pont-Neuf y saltar con luces de 20 + 20 m, así como apoyos puntuales a pie de talud a ambos lados de la trinchera, respetando el gálibo S.N.C.F. Descartado el apoyo intermedio se llegó a una luz máxima de 40 m en la zona de ancho mayor, optando por el proceso de construcción siguiente:

1. Contención de los taludes y edificios vecinos con un muro pantalla de micropilotes tangentes de 200 mm de diámetro, arriostrados por vigas de rigidez en cabeza y anclajes al terreno (Figura 5).
2. Ejecución de muros continuos de carga verticales cimentados sobre micropilotes (Figura 5).



3. Ejecución de encepados cimentados sobre micropilotes, por detrás de los muros de carga, para materializar el camino de rodadura de un pórtico lanzador de vigas prefabricadas.
4. Fabricación de las vigas HP en T invertida entre 40 y 30 m de luz, de las losas 1 y 2 ya mencionadas, de canto 1,5 m. En el resto de las losas las luces varían de 30 a 20 m y su canto es de 1,0 m. Las vigas se prefabricaron en Castejón (Navarra) y fueron transportadas a la obra, situada a 250 km de distancia (Figura 6).
5. La primera losa de 28 vigas se montó con dos grúas (Figura 7). El montaje del resto de vigas se hizo a partir de la losa ya montada con un lanzador y suspensión de tráfico (Figura 8), con longi-



Figura 6. Viga prefabricada con agujeros para pretensado de 2ª fase, longitudinal y transversal





Figura 7. Losa 1 en ejecución: colocación de las primeras vigas de 40 m de luz



tudes de 30-40 m entre juntas de dilatación de 3 cm, sobre apoyos de neopreno (25 cm de espesor para aislamiento antivibración).

6. Ferrallado y hormigonado entre vigas. Pretensado transversal al 100% y longitudinal al 50%, tesando uno de los dos cables (el segundo cable se tesa una vez construido el edificio, ver Figura 9).
7. La continuación de la obra hacia el este, desde el Pont-Vieux obligó a su demolición.



La losa se construye, por tanto, por avance sucesivo desde el Pont-Neuf en sentido oeste-este con 254 vigas, 28+30 de 1,5 m de canto en las dos primeras losas y de 1,0 m en las restantes. Una vez montadas las vigas, se arma entre almas y se hormigona. Alcanzada la resistencia prevista, se pretensa transversalmente a las vigas y posteriormente longitudinalmente. La 2ª fase de pretensado longitudinal se aplica en dos fases: la mitad de los cables antes de construir el edificio que soportará la losa y la mitad restante después. Se consigue así una losa que es capaz de repartir en dos direcciones y aunque sólo se apoya en dos bordes, reparte mejor las cargas puntuales que transmiten los pilares de los edificios a construir sobre ella.



El proceso de construcción se puede, por tanto, resumir así:

Figura 8. Pórtico lanzador de vigas en la losa tipo

**Fase 1ª:** Pretensado pretensado de los torones (Pretensado 1 longitudinal) y hormigonado de las vigas en fábrica.

**Fase 2ª:** Pretensado postesado transversal a las vigas (Pretensado 1 transversal) al 100% de la carga prevista.



Figura 9. Armadura entre vigas y vainas del pretensado transversal



**Fase 3ª:** Pretensado postesado longitudinal (Pretensado 2 longitudinal, fase 1), tras el hormigonado entre vigas al 50% de los cables previstos.

**Fase 4ª:** Construcción del edificio con todas las cargas permanentes.

**Fase 5ª:** Pretensado postesado longitudinal del 50% de cables restantes (Pretensado 2 longitudinal, fase 2).

El control de flechas verticales se garantizó exigiendo un módulo elástico de 40000 MPa en las vigas prefabricadas. La flecha relativa entre pilares contiguos es de 1 cm y la absoluta máxima de 5 cm dirigida hacia arriba. No se ha considerado necesario prevenir contraflechas de carga permanente.

## 2.4. Micropilotes de encepados y muros

Las vigas apoyan en muros corridos cimentados sobre encepados de micropilotes de 20 cm de diámetro anclados en roca y con una capacidad portante de 820 kN en ELS. El ancho del muro varía según los obstáculos a salvar o si algún pilar de edificio así lo exige, con una altura máxima de 5,60 m. El proyecto de ejecución prevé sólo carga vertical en el muro, aunque éste presenta cierta capacidad de carga horizontal en función de la reacción vertical soportada, transformada en fuerza horizontal de rozamiento estabilizadora en los apoyos de neopreno, frente a los empujes horizontales de tierras.

## 2.5. Elección de los materiales

Las vigas se han fabricado de hormigón HP-60 en todas las losas, excepto las vigas 1 a 10 de la losa 1 ya mencionada que son de hormigón HP-75. La resistencia mínima, exigida al tesado en fábrica del HP-60 ha sido de  $f_{ck} = 50$  MPa y para el HP-75 ha sido de  $f_{ck} = 60$  MPa. El hormigón in situ entre vigas prefabricadas es HP-50 y al tesado de los cables transversales se exige una resistencia mínima de  $f_{ck} = 30$  MPa. El proyecto ha exigido un hormigón de alta resistencia y durabilidad en ejecución, dado el destino final de la losa como soporte de edificios de viviendas, lo que condujo a tener en cuenta las consideraciones que siguen a continuación.

### 2.5.1. La protección contra la carbonatación

Se consigue con la no reactividad de los áridos (áridos NR) y contenido pequeño de alcalinos en el hormigón, menor que 1,4 kg/m<sup>3</sup>, lo que garantiza la protección con humedad media/baja, ya que se impermeabilizan las losas con el nivel mayor de prevención (reglas del LCPC), estructura de clase excepcional: nivel C de protección contra sulfatación diferida y durabilidad de armaduras.

### 2.5.2. La protección contra la sulfatación

Según los resultados disponibles en la tesis doctoral de L. Divet [1], para evitar la reacción de sulfatación diferida del hormigón se deben tomar las medidas siguientes:

- Temperaturas de fraguado bajas, con cemento de temperatura inicial reducida (CP2, de calor de hidratación inicial bajo: 197 J/g a las 12 horas) y reduciendo la dosificación de cemento (440-420 kg/m<sup>3</sup>). Se limita la temperatura a 80°C y 5°C de variación posible.
- Evitar los alcalinos para evitar la reacción de carbonatación.
- Utilizar áridos calizos, para evitar la reacción de sulfatación diferida.
- Evitar una humedad elevada, lo que se consigue al impermeabilizar la losa.

### 2.5.3. Riesgo de corrosión de las armaduras

La estructura es de categoría excepcional, al soportar edificios habitados. A priori el entorno es no agresivo (por la impermeabilización) y sin riesgo de alternancia humedad-secado por agua con cloruros. Para evitar que la carbonatación alcance las armaduras en 120 años, se previeron recubrimientos de 70 mm en cimientos y de 30 mm en vigas. En el pretensado, el recubrimiento mínimo de resistencia al fuego supera las posibilidades de carbonatación a 120 años, por lo que se consideró que no existía riesgo de despasivación del acero en el período de referencia.

## 3. CARGAS CONSIDERADAS

### 3.1. Peso propio de la losa

Se ha considerado un peso específico del hormigón de 25 kN/m<sup>3</sup>. El peso por metro de la viga tipo de 1,5 m de canto es de 17,00 kN/m en zonas centrales y de 22,77 kN/m en apoyos.

### 3.2. Resto de peso propio de la losa

Corresponde al peso del hormigón vertido entre vigas en T invertida, cuya cabeza inferior sirve de encofrado, con un valor de 20,50 kN/m.

### 3.3. Revestimiento de las losas

Se considera una carga permanente de 2,1 kN/m<sup>2</sup>.

### 3.4. Cargas transmitidas por los pilares de los edificios

Se han considerado los valores obtenidos en la bajada de cargas del proyecto de los edificios, aplicadas al nivel de la losa. La reacción total transmitida por cada pilar se descompone así:

1. Reacción de peso propio "estructura resistente" del edificio.
2. Resto de peso propio "estructura no resistente" del edificio.
3. Reacciones de sobrecargas variables (valor máximo).
4. Reacciones de sobrecargas variables (valor mínimo).

Los 4 valores precedentes permiten definir 3 hipótesis de sobrecarga transmitidas por los pilares a las diferentes losas:

1. Carga permanente: [1]+[2]
2. Carga total máxima en cada pilar: [1]+[2]+[3]
3. Carga total mínima en cada pilar: [1]+[2]+[4]

Se ha considerado que las cargas anteriores pueden actuar en todos los pilares de forma simultánea.

### 3.5. Sobrecarga en el interior de los edificios

Es de 5,00 kN/m<sup>2</sup> y 1,00 kN/m<sup>2</sup> más de tabiquería ligera fija no portante de peso inferior a 25 kN/m. Por tanto, en total se considera una sobrecarga en el interior del edificio de 6,00 kN/m<sup>2</sup>.

### 3.6. Zona de jardín en el exterior de los edificios

Se considera posible disponer 50 cm de tierra sobre la losa en cualquier posición exterior al edificio (excepto en las 6 primeras vigas de la losa 1) lo que supone 9,00 kN/m<sup>2</sup> si el peso específico de las tierras es de 18,00 kN/m<sup>3</sup>.

### 3.7. Sobrecarga en el exterior de los edificios

Se considera una sobrecarga de 5,00 kN/m<sup>2</sup> en cualquier posición en el exterior del edificio.

### 3.8. Sobrecarga en el exterior de los edificios sobre el jardín

Se considera una sobrecarga de 5,50 kN/m<sup>2</sup> compatible con el jardín de 50 cm de tierra, en cualquier zona de la losa exterior al edificio (excepto en las 6 primeras vigas de la losa 1 en las que no se considera la

posibilidad de jardín), lo que representa el efecto de la multitud desplazándose sobre el jardín.

### 3.9. Sobrecarga de bomberos

En la zona de jardín exterior al edificio se prevé una sobrecarga total de 9,00 kN/m<sup>2</sup> más 5,50 kN/m<sup>2</sup>, es decir, un total de 14,50 kN/m<sup>2</sup>. En la zona reservada al acceso de bomberos el peso de solado (que sustituye a 50 cm de tierra) se considera 2,10 kN/m<sup>2</sup>. Por tanto, el peso máximo del camión de bomberos es 14,50-2,10 = 12,40 kN/m<sup>2</sup>. Se considera que no hay ninguna otra sobrecarga simultánea con el camión circulando por su paso reservado. Se elimina por tanto el peso de las tierras y la sobrecarga de 5,50 kN/m<sup>2</sup> en la superficie ocupada por los camiones, siendo posible varios camiones en dicho paso, cuya capacidad portante reglamentaria es de 160,0 kN y un máximo de 90 kN por eje, situados estos a una distancia de 3,60 m como mínimo. Para un camión tipo de 3,00 m x 10,00 m = 30 m<sup>2</sup>, la capacidad portante prevista en la losa es de 30,00 m<sup>2</sup>x12,40 kN/m<sup>2</sup> = 372,00 kN, mayor que la carga reglamentaria de 160 kN.

## 4. ESTADOS LÍMITE CONSIDERADOS EN LOS CÁLCULOS

Se han realizado comprobaciones en ELS de tensiones en la losa a tiempo cero y a tiempo infinito. Las comprobaciones en ELU fueron de cortante, punzonamiento, transmisión de esfuerzos por rasante entre hormigón de vigas prefabricadas y hormigón in situ, transmisión de esfuerzos concentrados en los extremos de las vigas y difusión del pretensado.

## 5. COMPROBACIÓN DE TENSIONES EN ELS

### 5.1. Secciones transversales consideradas

La sección transversal es variable en ejecución, lo que obliga a considerar en cada instante cuáles son las acciones y cuáles las secciones sobre las que actúan dichas acciones.

En un primer momento la viga aislada (S1), ver Figura 10, soporta su propio peso, el pretensado de origen

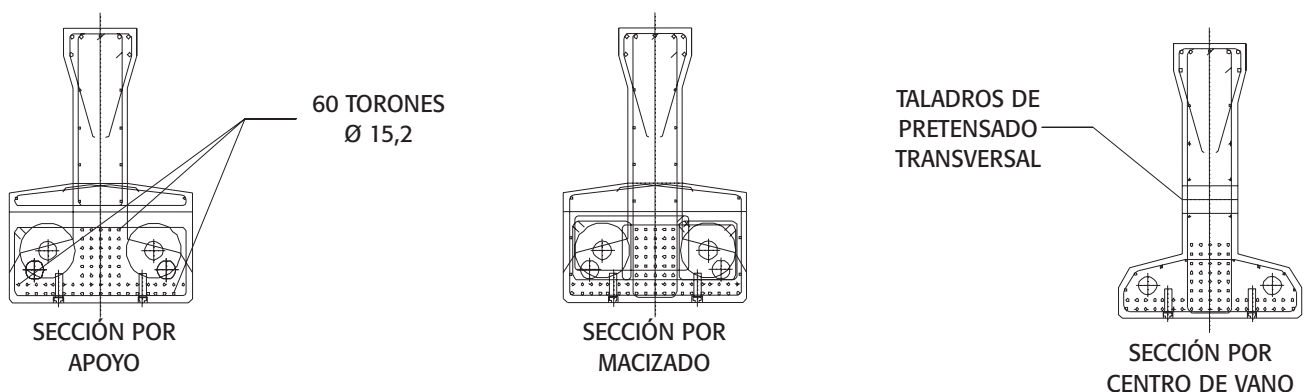


Figura 10. Armadura de las vigas, en viga aislada de sección (S1)



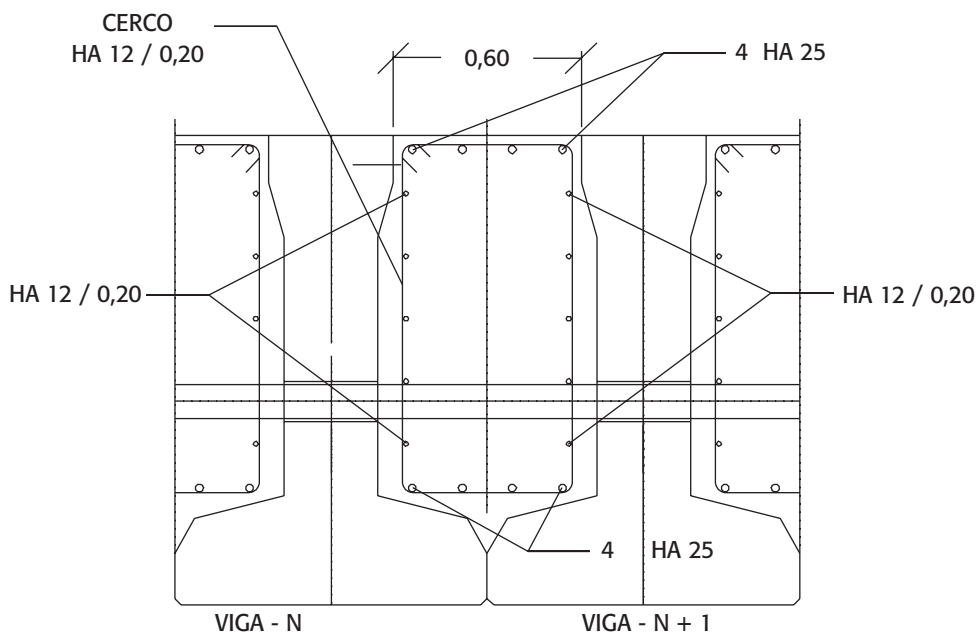


Figura 11. Armadura entre las vigas, sección conjunta típica de canto 1,5 m (S2)

y el resto de peso propio del hormigón entre vigas. Tras aplicar el pretensado transversal, se considera el trabajo conjunto de la viga y del hormigón in situ sobre una sección (S2), ver Figura 11. Se ha realizado un seguimiento de las acciones aplicadas sobre estas dos secciones diferentes y se ha tenido en cuenta su redistribución a tiempo infinito, controlando el estado de auto tensión generada entre las dos partes (S1) y (S2)

de la sección transversal final. En la Figura 12 aparece representado el pretensado transversal al eje longitudinal de las vigas y la posición de los pilares de los edificios, cuyas reacciones de carácter puntual sobre la losa, obligan a prever este pretensado transversal.

En la Figura 13 se representa el pretensado longitudinal según el eje de las vigas, realizado en obra y en

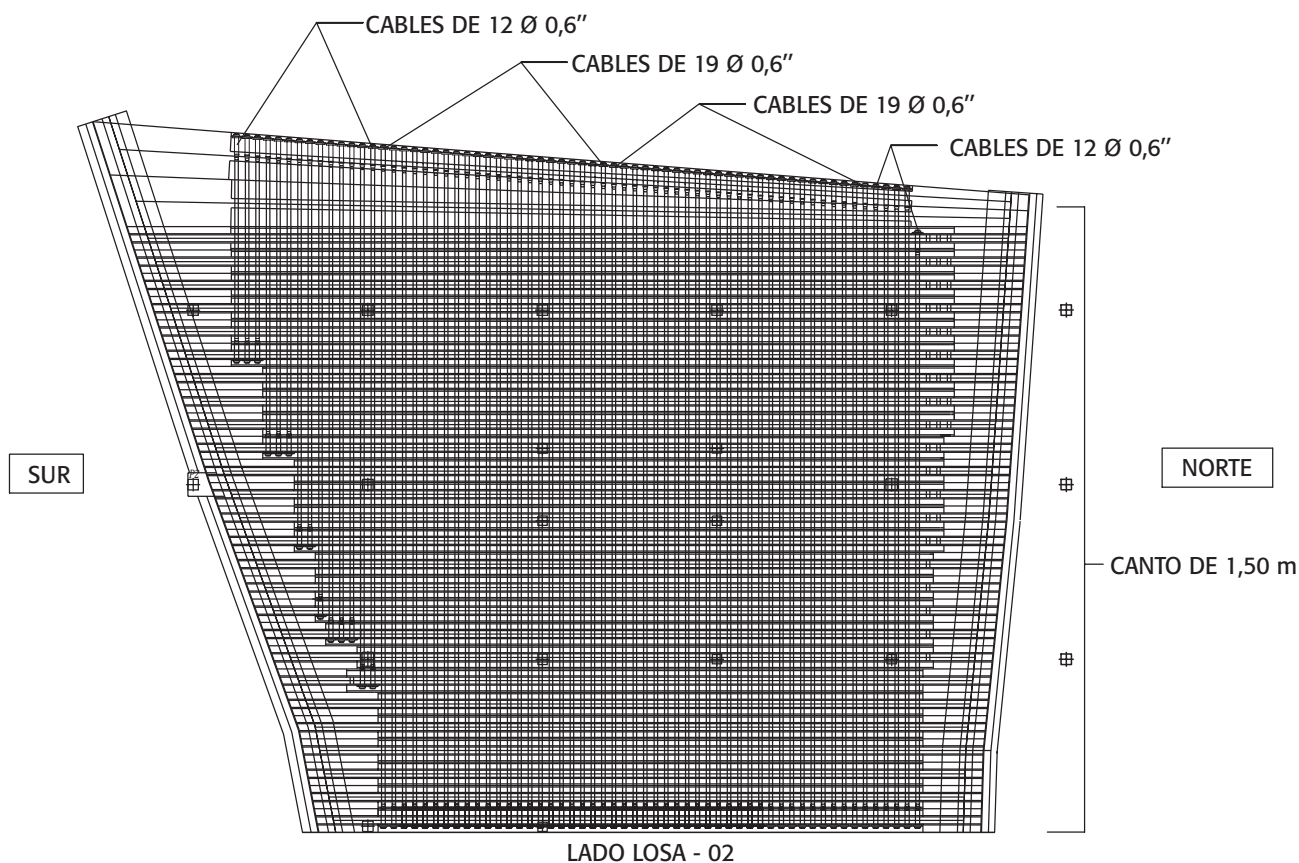


Figura 12. Pretensado transversal de la losa 1 que garantiza el comportamiento mecánico como sección (S2)



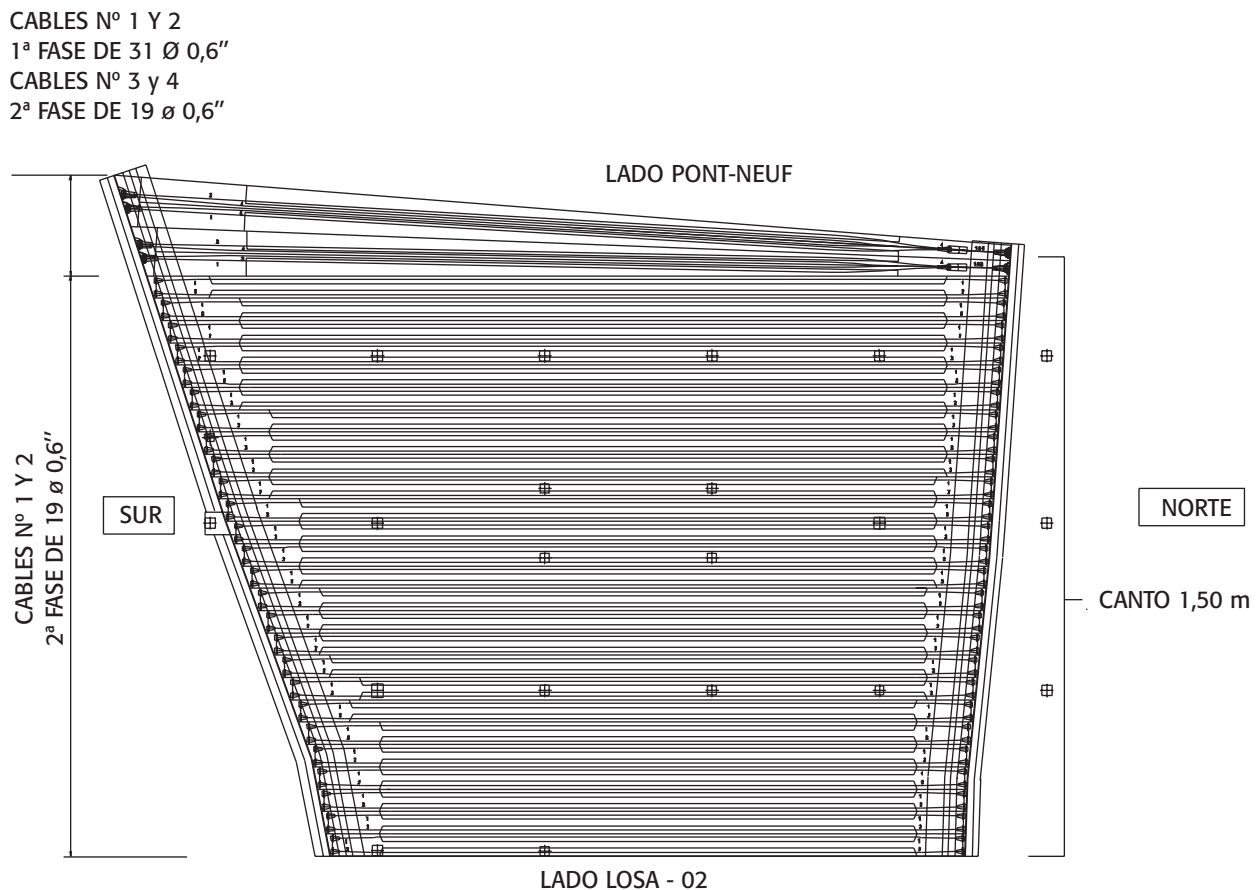


Figura 13. Pretensado longitudinal de la losa 1 en dos fases; antes y después de construir los edificios

dos fases. La primera fase (1 cable por viga) inmediatamente después de aplicado el pretensado transversal y la segunda fase (1 cable adicional por viga) una vez cargada la losa con toda la carga muerta correspondiente al edificio en curso de construcción. Además del pretensado de pretensión de fábrica, estas dos fases de ejecución en obra de pretensado postensado longitudinal son necesarias por tratarse de una estructura cuya carga permanente es muy superior a la sobrecarga.

Se han considerado las envolventes de esfuerzos de pretensado siguientes:

- Envolventes a  $t = 0$  del pretensado 1, longitudinal pretensado y transversal postensado, con coeficientes 0,9/1,1.
- Envolventes a  $t = 0$  del pretensado 2, longitudinal postensado(fase 1+fase 2), con coeficientes 0,9/1,1.
- Envolventes a  $t = 0$  del pretensado 1, longitudinal pretensado y transversal postensado, con coeficientes 0,9/1,1 (supuesto aplicado sobre la losa ya terminada, utilizada para el cálculo de las pérdidas diferidas del pretensado aplicado en fábrica, ya que éstas se producen sobre la losa ya monolítica, que resiste con la sección (S2).
- Envolventes a  $t = \infty$  de cada uno de los grupos de pretensado anteriores, con coeficientes 0,9/1,1.

#### ACCIONES PERMANENTES: $G_{max}$ , $G_{min}$

$G_{max}$ ' conjunto de acciones permanentes desfavorables.

$G_{min}$ ' conjunto de acciones permanentes favorables.

#### ACCIONES VARIABLES: $Q_{ik}$

$Q_{1k}$  valor característico de la acción de base, que es la envolvente de sobrecargas de uso transmitidas por los pilares.

$Q_{2k}$  envolvente de sobrecargas de uso sobre la losa (excepto la zona ocupada por el jardín):

– En el exterior del edificio 1, lado Pont-Neuf: 5,0 kN/m<sup>2</sup> (Vigas 1 a 6).

– En el interior del edificio: 6,0 kN/m<sup>2</sup>.

$Q_{3k}$  envolvente de sobrecargas de uso sobre el jardín: 5,5 kN/m<sup>2</sup>.

Cada envolvente de esfuerzos comprende 12 hipótesis de carga que corresponden a las envolventes máximas y mínimas de axiles, cortantes, torsores y flectores.

#### 5.2. Combinaciones de acciones consideradas

Si  $G_{max}$ ,  $G_{min}$ , son las acciones permanentes,  $P_d$  la acción del pretensado y  $Q_{ik}$  el valor característico de las acciones variables, todas ellas ya definidas anterior-

mente, se han considerado las siguientes combinaciones de acciones, de acuerdo con la normativa francesa [2] y [3]:

#### Combinación casi-permanente (ELS):

$$P_i + G_{\text{max}} + G_{\text{min}} + Q_{i1} + \sum_{i=2}^n \psi_{2i} Q_{i2}$$

$$\psi_{22} = 0,65 \quad \psi_{23} = 0,65 \quad (1)$$

$$P_i + G_{\text{max}} + G_{\text{min}} + Q_{i1} + 0,65 Q_{i2} + 0,65 Q_{i3}$$

#### Combinación frecuente (ELS):

$$P_i + G_{\text{max}} + G_{\text{min}} + \psi_{11} Q_{i1} + \sum_{i=2}^n \psi_{2i} Q_{i2}$$

$$\psi_{11} = 0,77 \quad \psi_{12} = 0,65 \quad \psi_{23} = 0,65 \quad (2)$$

$$P_i + G_{\text{max}} + G_{\text{min}} + Q_{i1} + 0,77 Q_{i2} + 0,77 Q_{i3}$$

#### Combinación rara (ELS):

$$P_i + G_{\text{max}} + G_{\text{min}} + Q_{i1} + \sum_{i=2}^n \psi_{3i} Q_{i2}$$

$$\psi_{32} = 0,77 \quad \psi_{33} = 0,77 \quad (3)$$

$$P_i + G_{\text{max}} + G_{\text{min}} + Q_{i1} + 0,77 Q_{i2} + 0,77 Q_{i3}$$

### 5.3. Estudios realizados para la comprobación tensional

La comprobación de tensiones se ha realizado considerando las secciones (S1) o (S2), según la carga y la fase de ejecución. Se han realizado 6 estudios que abarcan la vida de la estructura: construcción, a tiempo cero y tiempo infinito, una vez estabilizados los efectos diferidos, pérdidas de pretensado y redistribución de tensiones entre hormigón prefabricado e in situ. El estudio a tiempo cero es un estado teórico ya que el final de la construcción del primer edificio se produjo dos años después de acabada la losa. El estado tensional real está, por tanto, mucho más cerca del correspondiente a tiempo infinito.

#### 5.4. Tensiones de compresión admisibles

Se han considerado los valores siguientes:

- Combinación casi-permanente:  $0,50 f_{ck}$
- Combinación frecuente/rara:  $0,60 f_{ck}$
- En construcción:  $0,60 f_{ck}$

Para las vigas prefabricadas, teniendo en cuenta que dicha prefabricación se hace en instalación industrial fija y con un procedimiento de calidad preestablecido, se pudo aumentar este límite al valor de  $2/3 f_{cj}$ .

#### 5.5. Tensiones de tracción admisibles

La comprobación de tensiones, excepto para las dos primeras vigas de la losa 1, se realiza en Clase II, lo

que obliga a respetar dos condiciones en la fibra situada a la altura del cable de pretensado:

- Combinación frecuente: estado límite de descompresión.
- Combinación rara: estado límite de formación de fisuras.

El cálculo de tensiones se realiza siempre en sección no fisurada. Se ha comprobado que las tensiones de tracción en el hormigón no superan en ningún caso los valores siguientes:

- Combinación frecuente (ELS): tensión límite de tracción en la fibra del pretensado nula.
- Combinación rara y construcción (ELS): tensión límite de tracción en la fibra del pretensado  $f_{ij}$  y  $1,5 f_{ij}$  en la fibra extrema.

Para el cálculo de  $f_{ij}$  se han considerado los valores siguientes, según el reglamento francés BAEL/BPEL, [4] y [5]:

$$\text{Para } f_{ck} \leq 60 \text{ MPa} \Rightarrow f_{ij} = 0,06 f_{cj} + 0,6 \quad (4)$$

$$\text{Para } f_{ck} \geq 60 \text{ MPa} \Rightarrow f_{ij} = 0,275 (f_{cj})^{2/3}$$

En el caso de las dos primeras vigas de la losa 1, la que está situada al lado del Pont-Neuf (véanse la Figura 2, Figura 12 y Figura 13) se realiza la comprobación resistente en Clase III, con comprobación adicional en ELU.

#### 5.6. Pérdidas de pretensado

Dado que las pérdidas de pretensado dependen de gran número de parámetros, los métodos de cálculo disponibles pueden no representar exactamente la realidad y pueden producirse roturas parciales de torones. Por todo ello y dado lo excepcional de la estructura, se han considerado dos valores envolventes  $P_1$  y  $P_2$  para la fuerza de pretensado, a partir de un parámetro  $\lambda$ :

$$P_1 = P_0 (1 + \lambda) \quad P_2 = P_0 (1 - \lambda) \quad (5)$$

Cada combinación de cálculo considera  $P_1$  o  $P_2$  según su efecto sea más desfavorable con respecto al esfuerzo investigado. El pretensado 1 es pretensado en todas las vigas, salvo en las vigas 1 y 2 de la losa 1, en donde es postesado. El pretensado no tiene casi pérdidas instantáneas (excepto penetración de cuñas y acortamiento elástico del hormigón) mientras que en los cables postesados de las vigas 1 y 2 estas pérdidas sí son apreciables: rozamiento en curva y recta, penetración de cuñas y acortamiento elástico. En el pretensado postesado y para prever rozamientos excesivos inesperados o la rotura de algún torón se toma  $\lambda = 0,10$ . Para las pérdidas diferidas, se realizó un estudio para obtener una cota superior del coeficiente de pérdidas diferidas del pretensado a tiempo

infinito (retracción, fluencia y relajación del acero). Se fijó su valor en el 15% para estas pérdidas y se aplicó tanto al pretensado longitudinal como al transversal. A tiempo infinito se calculan las tensiones de tracción en fibra inferior del hormigón con un pretensado reducido en aproximadamente un 25 % (pérdidas instantáneas y diferidas), así como un 10% adicional incluido en el valor  $P_2 = P_0 (1 - \lambda)$  considerado para el pretensado postesado.

### 5.7. Redistribución de tensiones en sección transversal evolutiva por los efectos diferidos

Dado el carácter evolutivo de la sección transversal, hay que tener en cuenta la redistribución de tensiones que se produce por retracción y fluencia en la losa. Se calcula en primer lugar la redistribución de tensiones por retracción y fluencia denominada "isostática" en cada sección de la losa y a continuación se obtienen los esfuerzos hiperestáticos de compatibilidad producidos por las deformaciones isostáticas de cada sección. El principio del cálculo consiste en dejar deformar la viga prefabricada bajo el efecto de la retracción y fluencia como si estuviese aislada. A continuación se imponen las condiciones de compatibilidad con el hormigón in situ entre vigas. La compatibilidad queda asegurada por la existencia del pretensado transversal. La redistribución de tensiones se produce por retracción y fluencia diferenciales, es decir, debidas a las diferentes propiedades reológicas del hormigón in situ y del hormigón de las vigas prefabricadas, así como por los diferentes estados de carga aplicados sobre la losa. El cumplimiento de las condiciones de compatibilidad a tiempo infinito da lugar a una migración de la tensión de compresión hacia el hormigón in situ por efecto de fluencia, fenómeno común a toda estructura con cambio de sección transversal en curso de ejecución. El algoritmo de cálculo se puede consultar en C. Iglesias [6]. Los estados de carga sobre la viga prefabricada que producen migración de tensión son:

- HIPÓTESIS DE CARGA 001: Peso propio de las vigas prefabricadas.
- HIPÓTESIS DE CARGA 002: Pretensado 1 de las vigas prefabricadas en fábrica.
- HIPÓTESIS DE CARGA 003: Peso propio del hormigón in situ entre vigas.

### 5.8. Comprobación del cortante en ELS en las vigas prefabricadas

Se considera que todo el esfuerzo cortante debido a la carga permanente o a la sobrecarga pasa por las vigas prefabricadas (hipótesis desfavorable). No obstante, para comprobar la condición de rasante admisible en las combinaciones ELS se cuenta con la cola-

boración del hormigón in situ entre ciertas vigas prefabricadas (vigas que soportan directamente pilares de edificio), lo que equivale a considerar un ancho de alma superior al nominal de la viga aislada. Esto se justifica sólo si existe un pretensado transversal que asegure el no deslizamiento relativo entre ambos hormigones. El rasante  $\tau$  reglamentario según BPEL 91 [5] y su valor límite  $\bar{\tau}$  son los siguientes:

$$\tau = \frac{V_{red}}{b_z} \quad \bar{\tau} = f_{tj}(f_{cj} + \sigma_x) \cdot \text{Min} \left[ 0,4; \frac{2(0,6f_{tj} - \sigma_x)}{f_{cj}} \right] \quad (6)$$

Donde  $V_{red}$  es el cortante reducido (por la componente de pretensado),  $f_{cj}$ ,  $f_{tj}$  resistencia a compresión/tracción a  $j$  días y  $\sigma_x = 0$  la tensión de compresión debida a un eventual pretensado transversal. La ecuación (6) representa de forma condensada las dos formas de rotura por cortante posibles en una viga pretensada:

- Por fisuración, que limita la tensión tangencial debida al cortante al valor  $\bar{\tau}^2 = f_{tj}(f_{tj} + \sigma_x) 0,4$ .
- Por compresión-rasante, que limita la tensión tangencial al valor  $\bar{\tau}^2 = f_{tj}(f_{tj} + \sigma_x) [2(0,6f_{tj} - \sigma_x) / f_{cj}]$ .

El reglamento francés BPEL 91 [6] basa la comprobación en ELU de cortante en un planteamiento en tensiones, en lugar del más habitual de esfuerzos, deducido a partir del concepto de curva intrínseca o de rotura del hormigón, introducido por Albert Caquot. Esta curva se aproxima por la denominada curva intrínseca de Chalot-Beteille, cuya expresión con algunas modificaciones constituye el origen de la propia ecuación (6). Referencias a este planteamiento se pueden encontrar en [7].

## 6. COMPROBACIÓN EN ELU

### 6.1. Armadura pasiva en flexión

El cálculo se realiza en sección no fisurada Clase II y la tracción límite en la primera losa es:

- Vigas 01 a 02  $f_{ck} = 75$  MPa ( $f_{cj} = 65$  MPa al corte), hormigonadas in situ y postesadas.
- Vigas 03 a 10  $f_{ck} = 75$  MPa ( $f_{cj} = 65$  MPa al corte), vigas prefabricadas pretesadas y postesadas.
- Vigas 11 a 28  $f_{ck} = 60$  MPa ( $f_{cj} = 50$  MPa al corte), vigas prefabricadas pretesadas y postesadas.

La armadura pasiva  $A_s$  de la sección se obtiene aplicando la formulación habitual BPEL:

$$A_s = \frac{B_t}{1000} + \frac{N_{Bt}}{f_t \sigma_s} \quad (7)$$

Donde  $B_t$  es el área de hormigón de la sección transversal en tracción,  $N_{Bt}$  el axil de tracción resultante,



$f_{jt}$  la resistencia a tracción del hormigón,  $f_e$  el límite elástico del acero y  $\sigma_{Bt}$  la tensión máxima de tracción en la fibra extrema. Esta formulación equivale a calcular en ELS el volumen de tracciones en sección no fisurada y obtener a continuación la armadura precisa para recoger este esfuerzo mayorado en ELU. Adicionalmente se dispone una armadura de piel en las vigas de 5 cm<sup>2</sup>/m de paramento exterior.

## 6.2. Armadura de cortante

Se considera que el cortante de carga permanente y de sobrecargas es soportado por las vigas prefabricadas (hipótesis desfavorable). Se calcula la inclinación de las bielas, limitadas a 30°, y la armadura vertical necesaria. Con cercos de cortante verticales, ancho de alma  $b_w$ , brazo de palanca  $z$ , límite elástico del acero  $f_e$ , ángulo de inclinación de las bielas de compresión  $\beta_u$  y cuantía de armadura de cortante  $A_t/S_v$ , la tensión tangencial admisible  $\tau_u$  en ELU según la formulación BPEL resulta:

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b_w z} \quad \tau_u = \frac{ctg \beta_u}{b_w} \left( \frac{A_t f_e}{s_v \gamma_s} \right) \quad (8)$$

Donde si  $\alpha = 90^\circ$  es el ángulo de los cercos de cortante con el eje de la viga, se tiene que la tensión  $\sigma_b$  en las bielas de compresión del hormigón es:

$$\sigma_b = \frac{1}{b_w \sin^2 \beta_u} \left( \frac{A_t f_e}{s_v \gamma_s} \right) \quad (9)$$

Imponiendo un límite a la compresión:

$$\begin{aligned} \sigma_b &= \frac{\tau_u}{\cos \beta_u \sin \beta_u} \leq \frac{2 \cdot 0,85 f_{ct}}{3 \gamma_s} \Rightarrow \\ &\Rightarrow \tau_u < \frac{2 \cdot 0,85 f_{ct} \sin 2\beta_u}{3 \gamma_s \cdot 2} \end{aligned} \quad (10)$$

Si ahora se toma un valor mínimo límite para  $\beta_u = 30^\circ$  y como coeficiente de seguridad para el hormigón  $\gamma_b = 1,5$ :

$$\tau_u < \frac{2 \cdot 0,85 f_{ct} \sqrt{3}/2}{3 \cdot 1,5 \cdot 2} = \frac{f_{ct}}{6} \quad (\text{Límite para la biela de compresión}) \quad (11)$$

En la losa 1 ya referida, el valor anterior da los resultados siguientes:

- Vigas 01 a 10  $f_{ck} = 75$  MPa,  $\tau_u = \bar{\tau} = 12,5$  MPa
- Vigas 11 a 28  $f_{ck} = 60$  MPa,  $\tau_u = \bar{\tau} = 10,0$  MPa

## 6.3. Punzonamiento de la losa: pilares cuyo arranque se sitúa en zonas de losa con pretensado transversal

La transmisión de rasante entre el hormigón prefabricado y el hormigonado in situ se hace gracias al

pretensado transversal. Se ha aplicado la formulación del Eurocódigo EC-2 ENV 1992-1-3: 1994, del capítulo dedicado a las juntas de cortante, donde se fija el rasante de cálculo. El problema aquí consiste en asegurar la transmisión local a la losa de las reacciones verticales de los pilares de los edificios, a diferencia del problema de resistencia a cortante en las vigas (apartado 5.8) que es un problema global de la estructura.

## 6.4. Punzonamiento en borde de la losa: apoyo de los pilares

Existen algunos pilares que no pueden considerarse pretensados transversalmente. Se trata de pilares que se apoyan justo en los bordes de las losas. En este caso se transmite la reacción vertical del pilar mediante barras de gran diámetro ( $\varnothing 32$ ) en número suficiente para garantizar el estado límite de rotura por rasante. En el caso de algunos pilares (P01 de la losa 1), la transmisión de la reacción vertical se hace directamente al apoyo de neopreno, ya que se sitúa a una distancia (1,00 m) menor que el canto de la losa (1,5 m). De todas formas hay que asegurar en este caso una capacidad a tracción suficiente del tirante situado en la cabeza inferior de la viga para poder transmitir la reacción al apoyo, comprobación normativa del reglamento BPEL 91, relativa a la transmisión directa de una reacción al apoyo de una viga pretensada.

## 6.5. Transmisión del cortante en presencia de los agujeros de paso del pretensado transversal

Dada la existencia de agujeros circulares transversales en las almas de las vigas, para paso del pretensado transversal, se ha comprobado el buen funcionamiento del alma de la viga para recoger el cortante transmitido a la misma. Para ello se realizó un modelo de elementos finitos introduciendo un sistema de cargas autoequilibrado y estáticamente equivalente a la situación que se produce en el extremo de una viga genérica que transmite un cortante de referencia. El cálculo mostró una concentración de tensiones alrededor del agujero de paso, en la parte superior y en la parte inferior, sin que se produzcan tensiones de tracción excesivas al ser del orden de magnitud de la resistencia a tracción del hormigón.

## 6.6. Estabilidad al pandeo lateral de las vigas durante el montaje

Se comprobaron dos posibles situaciones de la viga:

- Durante el levantamiento y sometida a su peso propio.
- En fase provisional, cuando la viga recibe el resto del peso propio, hormigonando in situ.

## 6.7. Flexión en ELU

Se ha comprobado el ELU de flexión en las vigas 1 a 2 de la losa 1, las únicas en las que se admite el dimensionamiento en clase III.

## 6.8. Comprobación de la biela de apoyo de las vigas

Se trata de comprobar la transmisión de cargas directas al apoyo, cuando éstas se encuentran lo suficientemente cerca del mismo, de acuerdo con la metodología establecida por el BPEL 91. Se establece el caso más desfavorable, que aparece en la losa 1 y en la viga 6, lado sur, con una reacción de 2570 kN en ELS. Se ha comprobado un valor en ELU de  $1,50 \times 2.570 = 3.860$  kN.



Figura 14. Aparatos de apoyo de neopreno zunchado

## 7. COMPROBACIÓN DE LOS APARATOS DE APOYO

Se ha dispuesto apoyos de neopreno zunchados de  $900 \times 900 \times 240$  (185)  $n=10$ . El criterio de dimensionamiento de los apoyos no ha sido una condición de resistencia a la reacción vertical transmitida por la losa sino una condición de vibración admisible, utilizándolos como dispositivos de reducción del impacto vibratorio en la losa. Una vez realizado el estudio de vibraciones de la estructura, se tomó la decisión de aislar la losa de apoyo de los edificios mediante un fuerte espesor de neopreno zunchado con objeto de aislar la losa de la vibración del ferrocarril y garantizar el confort de los habitantes de los edificios. Este gran espesor de neopreno (Figura 14) asegura a priori que no hay problemas de rigidez de estos apoyos al proceder al pretensado de 2ª fase de la losa, pero obliga a comprobar la condición de apoyo reptante, al ser la reacción vertical muy baja respecto a la superficie total de apoyo dispuesta.

## 8. ESTUDIO DE VIBRACIONES

### 8.1. Introducción

Las oscilaciones mecánicas se suelen clasificar en impactos y vibraciones, utilizando generalmente la primera palabra en edificios y la segunda en maquinaria industrial. En este caso lo que preocupaba eran las vibraciones de tipo estocástico, es decir, vibraciones aleatorias producidas por impulsos irregulares, que en este caso se producen por el paso de trenes bajo la losa que cubre la trinchera ferroviaria. Una oscilación mecánica se puede describir por su frecuencia (Hz), su amplitud de oscilación, su velocidad de oscilación y sus variaciones en el tiempo (aceleración). Es este último valor el elegido para valorar el efecto de las vibra-

ciones inducidas por el paso de trenes sobre los edificios soportados por la losa:

$$a = (2\pi f)^2 d = \omega^2 d \quad (12)$$

a=aceleración f=frecuencia d=desplazamiento

La vibración es la transmitida por una superficie de apoyo al cuerpo del usuario del edificio, a través de los pies o de la superficie sobre la que está tumbado. Su banda de frecuencia se sitúa entre 1 y 80 Hz. La importancia de las oscilaciones mecánicas, caracterizadas por su frecuencia, amplitud y duración, determina si su acción es perjudicial o no para el bienestar del usuario.

### 8.2. Marco legal

Los criterios de estados límite de servicio (ELS) a cumplir bajo el efecto de vibraciones se definen en normas específicas. A título indicativo, se pueden citar las normas siguientes:

- Efectos sobre el confort de personas y maquinaria en general: ISO 2631-2.
- Norma DIN 4150-2.

### 8.3. Valores límite y valores indicativos

En lo que se refiere a valores límite para las vibraciones, no existen todavía valores aceptados internacionalmente dada la gran subjetividad en su apreciación. Existen sin embargo valores indicativos que si se respetan permiten, por regla general, evitar la molestia por vibraciones. En este caso se ha considerado que no existen vibraciones de eje vertical al estar los muros de apoyo de la losa cimentados sobre micropilotes, anclados en el sustrato rocoso y con un empotramiento de 2 metros en la caliza, por debajo del nivel de las vías. En este caso, con una losa de

reparto en dos direcciones, la frecuencia propia obtenida  $f(\text{Hz})$  más baja en el cálculo ha sido de 0,50 Hz, lo que está lejos del valor crítico de frecuencia propia para una estructura convencional que soporta personas (3,5 Hz). La norma ISO 2631-2: 1989 da valores de referencia para el confort de los usuarios respecto a las vibraciones inducidas en los edificios que, sin embargo, han sido suprimidos en la Norma ISO 2631 más actual, dada la subjetividad y la dificultad para definir un nivel de vibración que garantice el confort del usuario. Teniendo en cuenta todas estas dificultades, se ha considerado que el confort está garantizado si se respeta el siguiente criterio de aceleración: Vivienda/por la noche/a  $\leq 0,0040 \text{ m/s}^2$ . La masa total se moviliza al 90 % en los 10 primeros modos de vibración en lo que se refiere a la vibración horizontal, con modos propios de frecuencias comprendidas entre 0,5 Hz y 2,5 Hz. El valor de  $0,0040 \text{ m/s}^2$  está comprendido entre las curvas 8 y 16 de las recomendaciones ISO 2631-2: 1989, para el rango de frecuencias entre 0,5 Hz y 2,5 Hz. El valor límite a no sobrepasar, para vibraciones de tipo estocástico transitorio, es por tanto  $0,0040 \text{ m/s}^2$ , límite que se comprobó aplicando la siguiente metodología:

1. Se dispusieron 3 secciones de medida y 3 registros a cada lado de la vía, situados a distancias diferentes y cubriendo así la totalidad de la longitud de la obra.
2. Se realizó el análisis completo de estos datos, obteniendo acelerogramas sintéticos y su espectro de respuesta, así como la envolvente máxima de estos espectros.
3. A la vista de estas envolventes, se interpretaron los resultados obtenidos, valorando las condiciones de funcionamiento de la fuente y la posición respecto de ésta de los puntos de medida, así como la presencia de pantallas de atenuación de la señal (muros de gravedad SNCF) y la posición del futuro receptor de esas vibraciones (muro de apoyo de las vigas prefabricadas). El límite de aceleración se fijó teniendo en cuenta la forma de ejecución, el número de plantas del edificio, el tipo de cimentación y el tipo de terreno.

#### 8.4. Dispositivos de reducción de impacto vibratorio en vías

La reducción del impacto vibratorio provocado por el tráfico ferroviario puede hacerse bien por reducción de los esfuerzos de contacto entre rueda y carril o bien por atenuación de la propagación de las vibraciones con una vía adaptada para ello. Si se elige reducir los esfuerzos de contacto rueda-carril, los dispositivos disponibles pueden ser los siguientes:

- Sistemas anti-deslizamiento para evitar la aparición de irregularidades.

- Pulido de los carriles con desgaste significativo.
- Utilización del carril soldado largo para evitar irregularidades.
- Comprobación regular de la geometría de la vía.

Si por el contrario se decide atenuar la propagación de las vibraciones, los dispositivos existentes suelen ser alguno de los siguientes:

- Apoyo elástico de los carriles, con zapata flexible entre carril y traviesa.
- Aumento del espesor de balasto bajo la traviesa en las zonas más críticas.
- Utilización de "colchones" elásticos bajo el balasto en las zonas más críticas.
- En túneles en zonas habitadas se puede colocar la vía sobre una losa flotante.

Como los edificios se construyen con la vía ya presente, no son exigibles a la SNCF tales medidas de reducción de impacto vibratorio. En todo caso, se trata de un posible mecanismo de reducción de impacto vibratorio adicional a largo plazo y si se produce un cambio o renovación de la vía.

#### 8.5. Dispositivos de reducción de impacto vibratorio en la losa

Al ser una losa construida sobre una línea de ferrocarril preexistente, la zona de vías se encuentra aislada con respecto a los muros verticales de apoyo de la losa, situados por detrás de los muros de gravedad SNCF que contienen los taludes. Por tanto, estos muros ejercen un cierto aislamiento respecto a la fuente de vibración. Una vez realizado el cálculo ya descrito de vibraciones, se tomó la decisión de aislar la losa de apoyo de los edificios disponiendo un fuerte espesor de neopreno zunchado. Los resultados del cálculo condujeron a apoyos de neopreno zunchado de dimensiones  $900 \times 900 \times 240$  (185). En lo que respecta a los pilares de los edificios no cimentados directamente en la losa, sino en el terreno exterior a la trinchera, se decidió aislarlos también con neoprenos.

#### 8.6. Metodología de medida

Para evaluar los efectos de las vibraciones mecánicas producidas por los trenes a su paso bajo la losa soporte de los edificios, se obtuvieron los datos en forma de registro continuo de la aceleración en función del tiempo. Como la frecuencia propia de la estructura se sitúa en la banda de las bajas frecuencias, los aparatos de medida más adecuados son los captadores de velocidad, con frecuencias propias de 1 Hz, lo que permite el registro en función del tiempo de la banda de frecuencias comprendida entre 1 y 150 Hz, con





Figura 15. Montaje de la cimbra utilizada para la demolición del Pont-Vieux



amplitudes de velocidad comprendidas entre 0,1 mm/s y 50 mm/s. El movimiento en cada punto de medida se registró en las tres direcciones, la vertical y las dos horizontales según el eje de la vía y perpendicularmente a la vía.

### 8.7. Estudio de vibraciones

El estudio de vibraciones se realizó en las condiciones siguientes:

- Medidas en 3 puntos situados a cada lado de las vías durante un tiempo representativo del funcionamiento de la fuente emisora, pudiendo así tener en cuenta su variación de funcionamiento (trenes) a lo largo del tiempo y la distancia entre la construcción (muros de apoyo de la losa) y dicha fuente (vías).
- Análisis de estos registros en el dominio del tiempo, obteniendo acelerogramas que permiten generar sus espectros de respuesta y obteniendo las envolventes de estos espectros para los diferentes puntos de medida.
- Cálculo sísmico elástico-lineal con la regla cuadrática de combinación de modos propios de la estructura completa (losa y edificios) y con el espectro de respuesta envolvente. Se obtiene el valor máximo de los desplazamientos en cada punto de la estructura y multiplicando por  $\omega^2$  se traducen en aceleraciones.

### 8.8. Resumen del proceso de cálculo

Comprende las fases siguientes:

1. Modelización de la estructura del edificio 1 (luz máxima de 40 m en las vigas de la losa y sin garajes intermedios) así como del edificio 5 (luz máxima de 20 m en dichas vigas y con dos plantas de garajes).
2. Cálculo de las masas concentradas a considerar en los nudos de cada uno de los modelos.
3. Obtención de los modos propios de vibración de la estructura.

4. Cálculo sísmico con el espectro envolvente obtenido a partir de los registros realizados.
5. Obtención de las aceleraciones horizontales  $a_x, a_z$ .
6. Comparación de los resultados obtenidos con el criterio de aceleración máxima.

El proceso anterior se reitera varias veces en los dos edificios tipo, variando el espesor de los apoyos de neopreno, lo que tiene una influencia inversamente proporcional sobre los valores máximos de las aceleraciones horizontales  $a_x, a_z$ . El espesor elegido garantiza valores máximos de aceleraciones menores que el límite de  $0,0040 \text{ m/s}^2$ .

### 9. CONTROL DE FLECHAS

Se ha realizado un estudio de la evolución de la flecha de las vigas que soportan líneas de pilares, concluyendo que no es necesaria ninguna medida particular de contraflechas.

### 10. DEMOLICIÓN DEL PONT-VIEUX

La colocación de vigas se interrumpió al llegar al Pont-Vieux, procediendo a continuación a su demolición. Se trataba de un puente arco de mampostería de 18 metros de luz construido con dovelas de piedra a hueso, con un rebajamiento flecha/arco de 1/4 y con terraplén de relleno hasta conseguir la rasante.

La estructura prevista para su demolición consistió en una plataforma de perfiles HEB 450 apoyada sobre dos vigas de la losa ya colocadas. Esta plataforma tenía como misión sostener toda la estructura de la cimbra, transmitir las cargas a estas dos vigas prefabricadas y servir como elemento de seguridad contra la caída de objetos sobre la vía.

El material fue suministrado por la empresa RMD-Kwikform Ibérica, consistiendo en vigas tipo Megashor y perfiles RMD 300, unidos todos ellos con vigas de tipo Super Slim apoyadas en cimbras arco, de forma que se apoyó un encofrado que reproducía la curvatura del intradós del arco (Figura 15). La distan-



Figura 16. El Pont-Vieux en curso de demolición y desmontaje de la dovela de clave

cia entre ejes de cimbras era de 1,01 m, disponiendo un total de 5 cimbras para soportar el puente a demoler y 2 cimbras adicionales a cada lado del puente para soportar una plataforma de trabajo y protección de la vía. La transmisión de cargas a la cimbra se hizo con gatos: 4 situados bajo la zona central de las cimbras y uno en el lado sur de cada cimbra.

Los 4 gatos de la zona central se apoyaban en perfiles HEB 450 y el gato situado en el lado sur se apoyaba sobre una zapata de hormigón. El apoyo en la zona norte se hace sobre una viga RMD 600 que transmite la carga a dos voladizos de perfiles Header Beam, anclados con micropilotes, para evitar el momento de vuelco. Las hipótesis de carga consideradas fueron las siguientes:

1. Peso propio de la parte metálica de la estructura.
2. Carga permanente: peso propio de los perfiles Super Slim más el encofrado de madera y la cubierta de protección, en total 2 kN/m<sup>2</sup>.
3. Sobrecargas de 4 kN/m<sup>2</sup>.
4. Peso propio de las dovelas del puente y del relleno soportado, con una densidad supuesta de 23 kN/m<sup>3</sup>.

5. Peso de las 2 máquinas excavadoras, 250 kN cada una.

Las fases de desmontaje del puente se previeron de forma que se respetase exactamente las fases de montaje durante su construcción, pero en sentido inverso (Figura 16). Esta información fue obtenida a partir de la consulta de sus planos originales de ejecución, que están disponibles en el archivo de la ciudad de Hendaya.

## 11. SUSTITUCIÓN DEL PONT-VIEUX

Una vez demolido el Pont-Vieux fue preciso reponer lo antes posible el paso de la trinchera por este punto, mediante una pasarela peatonal provisional (Figura 17) y a continuación sustituir el puente demolido por otro puente, con categoría de puente de carretera, e integrarlo en la promoción inmobiliaria en curso.

### 11.1. Justificación de la estructura elegida

Teniendo en cuenta la necesidad de respetar el gálibo ferroviario de 5,20 m y las cotas existentes de la calle a ambos lados de la trinchera, el canto de la losa



Figura 17. Aspecto de la trinchera tras demoler el Pont-Vieux e instalar una pasarela peatonal provisional

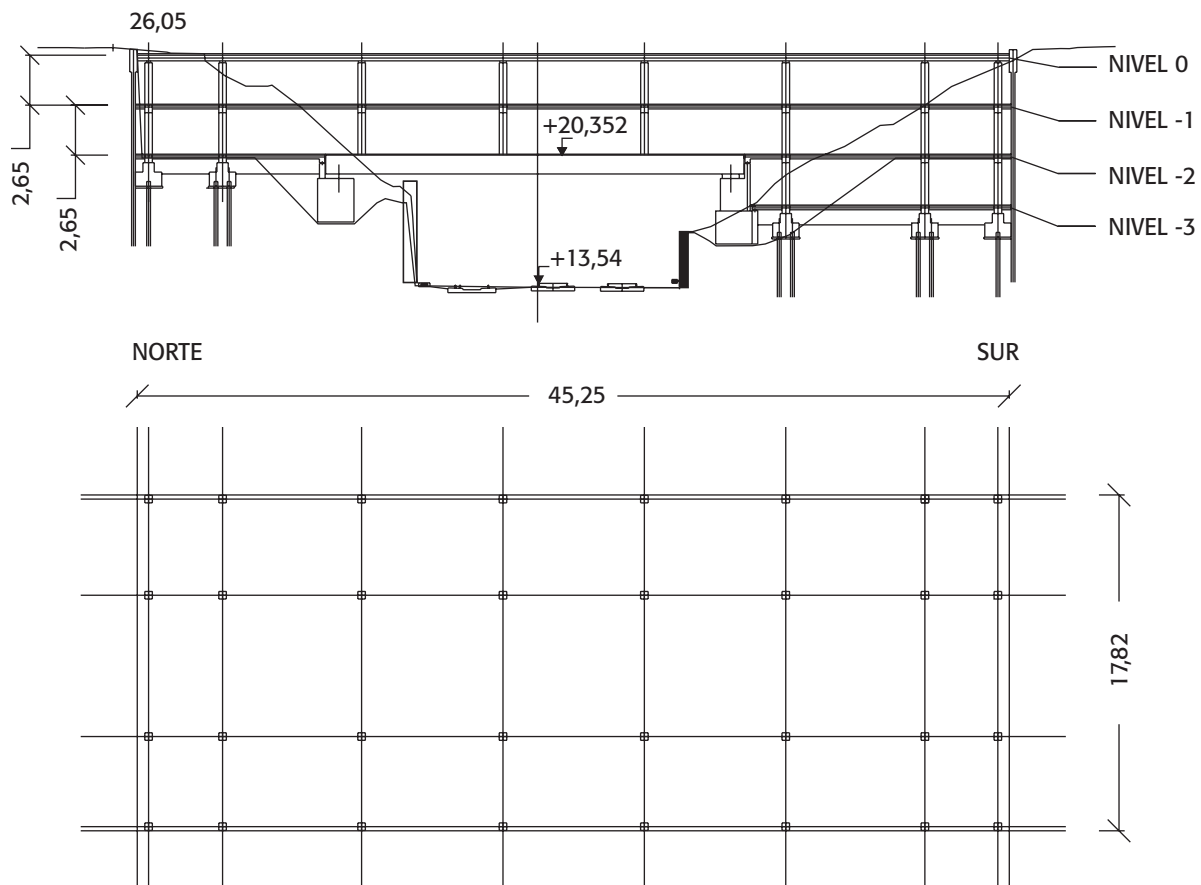


Figura 18. Sección transversal y planta por el nuevo Pont-Vieux

del nuevo Pont-Vieux y de las losas intermedias de aparcamiento tenía que ser lo menor posible.

La distribución de pilares en la dirección longitudinal del puente venía impuesta por la distribución de pilares de los edificios colindantes de la promoción, que definen una luz máxima de 7,50 m entre ejes (Figura 18). Para esta luz se eligió una losa de hormigón armado de 30 cm de canto en la losa superior, la que sustituye al puente, apoyada sobre neoprenos. Para la entreplanta del aparcamiento se eligió una losa de 20 cm de canto y vigas de rigidez unidireccionales de 40 cm de canto total, dispuestas en la dirección longitudinal de las vías del tren y empotradas en los pilares, los cuales a su vez se empotran en la losa principal sobre vías, es decir, la losa de vigas prefabricadas pretensada en dos direcciones.

## 11.2. Cargas consideradas

Las cargas consideradas, de acuerdo con el documento normativo francés que regula la materia para puentes de carretera [8], son las siguientes:

- Peso propio de la losa de canto constante:  $h=30$  cm.
- Pavimento: 8 cm de capa de rodadura en el ancho de circulación, lo que supone  $1,92$  kN/m<sup>2</sup>.
- Sobrecarga de jardín: 0,5 m de altura de tierras de peso específico  $18$  kN m<sup>3</sup> en cualquier posición sobre las aceras de la losa.

- Sobrecarga sobre el jardín:  $5,5$  kN/m<sup>2</sup>.
- Sistema de cargas A: Puente de 2ª clase de 2 vías y ancho de circulación de 6,5 m.
- Frenado: Sistema B ( $6,579$  kN/m) como más desfavorable.
- Temperatura: rango de temperaturas de  $-40^{\circ}\text{C}$  a  $+3^{\circ}\text{C}$ , y temperatura inicial de  $+5^{\circ}\text{C}$ .
- Sistema de cargas Bt: para la comprobación de elementos locales.

En cuanto a la losa intermedia del aparcamiento:

- Peso propio de la losa de canto constante:  $h=20$  cm.
- Peso propio de las vigas de rigidez de canto 40 cm.
- Pavimento: 5 cm de capa de rodadura,  $1,10$  kN/m<sup>2</sup>.
- Sobrecarga: Aparcamiento de vehículos ligeros,  $2,5$  kN/m<sup>2</sup>.

## 11.3. Estados límite considerados en el cálculo

En lo relativo a las combinaciones de acciones, se han realizado las comprobaciones habituales en ELS y ELU. Las comprobaciones de ELS atañen principalmente a los valores de las flechas en las losas durante toda la vida útil de la estructura, es decir, a tiempo cero y a tiempo infinito, así como al valor de las tensio-





Figura 19. Losa de entreplanta en curso de ejecución y prueba de carga del nuevo Pont-Vieux

nes en el hormigón y en el acero. Las comprobaciones en ELU atañen principalmente a la resistencia a flexión, cortante, punzonamiento de la losa del puente bajo carga concentrada de 10 t y a la transmisión de las cargas concentradas en los pilares. Se establece una distribución de armadura en ELU y a continuación se verifican las tensiones con criterios de ELS en el hormigón y en el acero. Finalmente, se obtienen los valores probables de flechas a tiempo cero y a tiempo infinito, teniendo en cuenta el estado de fisuración, utilizando un procedimiento iterativo de cálculo de inercias fisuradas de las secciones función de los esfuerzos aplicados sobre las mismas. El estudio de flechas resultó en unas contraflechas máximas de 35 mm en vigas y losas. La comprobación en ELS se realizó de acuerdo con el reglamento francés BAEL 91, en condiciones de fisuración perjudicial, con un recubrimiento mínimo de las armaduras de 30 mm. Las tensiones límite a no superar en acero y hormigón son las siguientes:

TENSIÓN EN EL HORMIGÓN:  $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 f_{cj}$

(Losas de entreplanta)

$$f_{ck} = 35 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \bar{\sigma}_b = 0,6 f_{ck} \times 35 = 21 \text{ MPa} \quad (13)$$

(Losa superior del puente)

$$f_{ck} = 40 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \bar{\sigma}_b = 0,6 f_{ck} \times 40 = 21 \text{ MPa}$$

TENSIÓN EN EL ACERO:

Si  $f_{ak} = 35 \text{ MPa}$

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \text{MIN} \left\{ \begin{array}{l} 2/3(f_{tk}) = 2/3(500) = 333 \text{ MPa} \\ 110\sqrt{\eta} f_{tk} = 110\sqrt{1,6 \times 2,7} = 229 \text{ MPa} \end{array} \right. \quad (14)$$

Si  $f_{ak} = 40 \text{ MPa}$

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \text{MIN} \left\{ \begin{array}{l} 2/3(f_{tk}) = 2/3(500) = 333 \text{ MPa} \\ 110\sqrt{\eta} f_{tk} = 110\sqrt{1,6 \times 3,0} = 241 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

En la Figura 19 se aprecia una fase intermedia de ejecución, donde se está encofrando la entreplanta, y una imagen de la realización de la prueba de carga del puente de carretera que sustituye al Pont-Vieux.

#### 11.4. Equilibrio horizontal de la estructura

El puente está bloqueado en su desplazamiento horizontal por las dos vigas en cabeza de la pantalla de micropilotes norte y sur. Lo mismo le sucede a la losa de entreplanta del aparcamiento. Este bloqueo sirve para transmitir todos los esfuerzos de frenado sobre el puente y por otro lado asegura el equilibrio horizontal de las pantallas de micropilotes a tiempo infinito, es decir, cuando ya no se puede considerar la acción estabilizadora de los tirantes de anclaje al terreno en cabeza de pantalla. Estos tirantes resultan eficaces sólo en ejecución, ya que se anclan bajo la calzada de la calle y son por tanto inactivos a tiempo infinito.

#### 11.5. Pilares

Los pilares se han comprobado con el método de cálculo de Faessel, habitual en Francia, que tiene en cuenta las excentricidades de 2º orden y permite comprobar su estabilidad a pando.

### 12. CONSTRUCCIÓN DE LAS LOSAS LATERALES

Una vez terminada la losa de vigas pretensadas se procede simultáneamente a la construcción de los edificios, de las losas laterales de continuidad, al nivel de la losa principal sobre la trinchera, y de las losas de entreplanta del aparcamiento (Figura 20), en general de anchos variables y que se adaptan a la topografía tanto en planta como en alzado de la trinchera.

Del lado norte (ver Figura 21 y Figura 22) y ante la falta de muro pantalla contra el que referir las cargas horizontales, se previó una célula triangular que canaliza la reacción horizontal del muro pantalla sur a través de la losa directamente al terreno. Esta célula triangular se ancla al suelo con anclajes definitivos del lado donde hay reacciones de tiro.

La Figura 22 y la Figura 23 muestran secciones de la estructura hasta el nuevo Pont-Vieux y las soluciones elegidas en las losas laterales para asegurar la transmisión de las fuerzas horizontales entre muros pantalla norte y sur.



Figura 20. Edificio 1 en ejecución (Octubre 2009), al lado del Pont-Neuf (Av. Charles de Gaulle), y aspecto de la losa terminada, vista desde el nuevo Pont-Vieux, con la armadura de pilares del resto de edificios en espera para ejecución

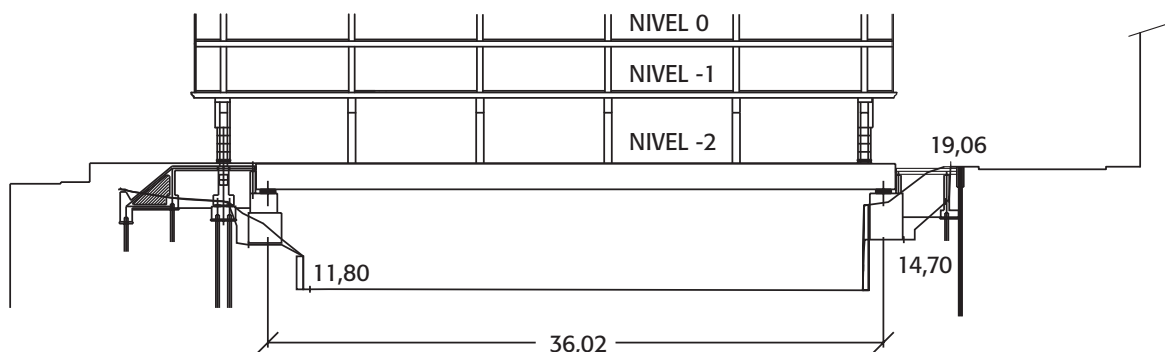


Figura 21. Sección por la viga 6, losa 1 al lado del Pont-Neuf (Av. Charles de Gaulle)

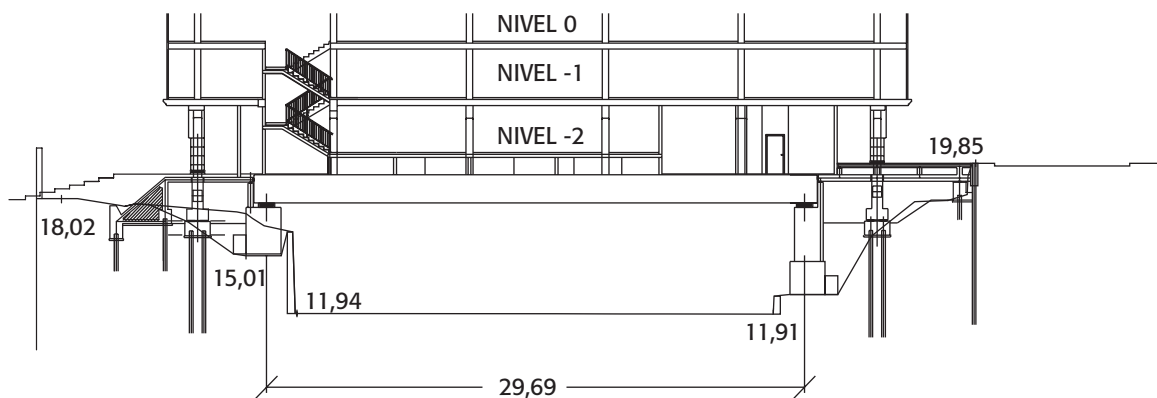


Figura 22. Sección por la viga 21, losa 1 al lado del Pont-Neuf (Av. Charles de Gaulle)

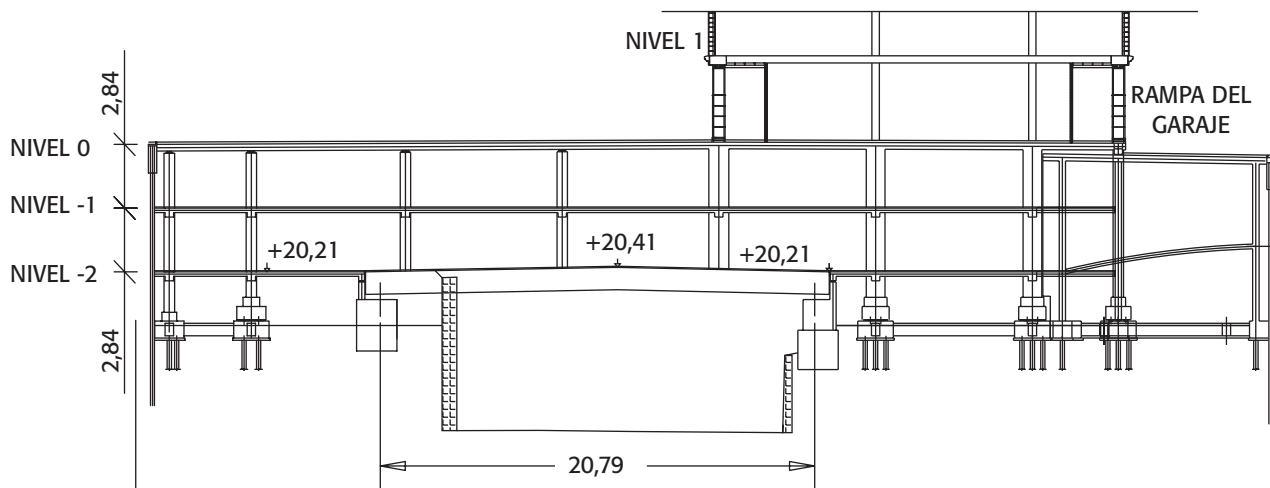


Figura 23. Sección por la viga 134, losa 4.2



Figura 24. Edificios 1 y 2 ya habitados (Agosto 2011), al lado del Pont-Neuf (Av. Charles de Gaulle). Aspecto de la losa vista desde el nuevo Pont-Vieux hacia Bayona, con la armadura de pilares del resto de edificios protegida (bloques prismáticos)

La curvatura de las vigas de la losa principal, debida al pretensado, se utiliza en parte como drenaje natural de posibles entradas de agua en caso de inundación hacia los bordes de la losa. Los forjados superiores se construyen horizontales, tomando como referencia el punto de máxima flecha vertical hacia arriba de las vigas pretensadas (ver Figura 23).

El aparcamiento dispone de un acceso en rampa, inscrito en un cilindro vertical curvo en planta e integrado en la estructura de las losas que, a su vez, se utiliza como elemento de estabilidad frente a las cargas horizontales del terreno, tal y como se puede observar en la Figura 23.

En la Figura 24 se puede ver el aspecto final de los primeros edificios de la promoción ya terminados, así como de la losa a la espera de ejecución del resto de los edificios.

## REFERENCIAS

[1] DIVET, L. *Les réactions sulfatiques internes au béton: contribution à l'étude des mécanismes de la formation différée de l'étringite*. Paris: Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, 2001. (Etudes et recherches des Laboratoires des Ponts et Chaussées. Série Ouvrages d'Art. Rapport n° 40. LPC-ER-OA-01-40 (2001).

[2] AFNOR. *Norme NF P 06-004 : Bases de Calcul des Constructions. Charges Permanentes et Charges d'Exploitation dues aux forces de Pesanteur*. AFNOR, mai 1977.

[3] AFNOR. *Norme NF P 06-001 : Bases de Calcul des Constructions. Charges d'Exploitation des Bâtiments*. AFNOR, juin 1986.

[4] AA.VV. *BAEL 91 : Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites*. Paris : Eyrolles, 2000. 352 p. ISBN : 2-212-10023-X

[5] IGLESIAS, C. "Long-Term Behavior of Precast Segmental Cantilever Bridges". *Journal of Bridge Engineering*, 2006, vol. 11, n°3, p. 340-349..

[6] HENRY, T. *Le Béton Précontraint aux États-Limites*. Paris: Presses de L'École Nationale des Ponts et Chaussées, 1985. p. 283-290.

[7] MINISTÈRE DE L'EQUIPEMENT ET DU LOGEMENT; MINISTÈRE DE L'ECONOMIE ET DES FINANCES. *Conception, calcul et épreuves des ouvrages d'art*. Fascicule 61 du cahier des prescriptions communes applicables aux marchés de travaux publics relevant des services de l'équipement. Titre II Programme de charges et épreuves des ponts routiers, annexé à la circulaire n° 71-155 du 29 décembre 1971. 78 p.



**DATOS GENERALES Y RELACIÓN DE PARTICIPANTES**

<b>NOMBRE DE LA OBRA:</b>	Couverture de la Tranchée Ferroviaire d'Accès à la Gare d'Hendaye
<b>DESTINO:</b>	Viviendas, locales comerciales, oficinas, hotel residencia de turismo
<b>PROPIEDAD:</b>	ENTREPUNTES, S.L.
<b>OFICINA DE CONTROL:</b>	Bureau Veritas, Agence Aquitaine Bigorre, Service Pays Basque-Landes M. Bruno Somet (Chef de Service) M. Julien Harymbat (Ingénieur Généraliste BTP)
<b>DIRECCIÓN DE OBRA POR PARTE DE LOS FERROCARRILES FRANCESES (S.N.C.F.):</b>	M. Jean Claude Berger, Ingénieur en Chef S.N.C.F., Direction Poitou-Charentes Aquitaine, Bordeaux
<b>INGÉNIEUR EN CHEF S.N.C.F. PARA EL DESPLAZAMIENTO DE LA CATENARIA:</b>	M. Gilles Renoux
<b>ARQUITECTO PARA LOS EDIFICIOS:</b>	D. Juan Eizmendi
<b>AUTORES DEL PROYECTO Y ASISTENCIA TÉCNICA A LA DIRECCIÓN Y EJECUCIÓN DE LA OBRA:</b>	CARLOS FERNÁNDEZ CASADO D. Leonardo Fernández Troyano D. Celso Iglesias Pérez Dña. Lucía Fernández Muñoz
<b>MECÁNICA DEL SUELO :</b>	Ikerlur
<b>EMPRESA CONSTRUCTORA:</b>	Altuna y Uría
<b>JEFATURA DE OBRA:</b>	D. Pedro Uribe (Director Técnico) D. Manu Nartallo (Jefe de Obra) Dña. Eider Berridi (Jefe de Obra) D. Xabier Arrúe (Jefe de Obra)
<b>DIRECCIÓN DE OBRA:</b>	IDOM
<b>VIGAS PREFABRICADAS:</b>	D. David Martínez (PRECON)
<b>DEMOLICIÓN DEL PONT-VIEUX:</b>	RMD-KWIKFORM IBERICA