

Diseño de pilas macizas esbeltas para viaductos mixtos en Noruega según metodología Eurocódigo

Design of slender solid piles for composite viaducts in Norway using Eurocode

José María Hernández Aranda ^a, Luis Carrillo Alonso ^b

^a Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Acciona Ingeniería. Departamento de OC y Puentes. jmhernandez@acciona.com

^b Doctor Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Acciona Ingeniería. Jefe del Departamento de OC y Puentes.

luis.carrillo.alonso@acciona.com

RESUMEN

El artículo describe el diseño de las pilas esbeltas de hormigón que se realizó para el Proyecto de los Viaductos Mixtos de Hoomelvik dentro la autopista E6 Ranheim-Værnes construidos por Acciona en Noruega. Motivado principalmente por aspectos de integración con otros viaductos existentes, se plantearon unas pilas macizas de alta esbeltez con alturas máximas de casi 40 m que sustentan a unos tableros mixtos con luces de hasta 73 m. Las pilas se construyeron con encofrados trepantes. El tablero se ejecutó mediante lanzamiento de la parte metálica y un carro de encofrado para la losa de hormigón. El artículo trata la metodología de diseño seguida, así como las principales conclusiones obtenidas.

ABSTRACT

This article deals with the design of the concrete slender piers performed as part of the Project of Hoomelvik Twin Composite Bridges for E6 Ranheim-Værnes highway built by Acciona in Norway. Due to the landscape requirements and to be consistent with other existing viaducts, slender solid piers were adopted with heights of approximately 40 m to accommodate two composite bridges with a maximum span of 73 m. The piers were constructed by climbing formwork. The deck was built by incremental launching of the steel part and using a traveller formwork to install the concrete slab. The article also describes the design approach adopted and the main conclusions obtained.

PALABRAS CLAVE: pilas, esbeltez, segundo orden, viaducto mixto, lanzamiento, Eurocódigo.

KEYWORDS: piers, slenderness, second order effect, composite bridge, launching, Eurocode.

1. Descripción del Proyecto

La autopista E6 Ranheim-Værnes a su paso por la localidad de Hoomelvik en Noruega se resuelve con dos viaductos mixtos gemelos E62 y E63 (calzadas dirección sur y dirección norte respectivamente).

El Proyecto se enmarca en el plan de mejora de infraestructuras de Noruega adjudicado al grupo Acciona que plantea su desarrollo con un equipo de trabajo

multidisciplinar que cubre construcción, ingeniería de diseño y ejecución de estructura metálica.

Previamente a las actuaciones definidas en el Proyecto, la carretera existente se resolvía mediante un único viaducto mixto que albergaba ambos sentidos en un único tablero con un ancho de 9.90 m y con una distribución de luces de 35+48+50+39+28 m.

Se plantea entonces la conversión a autopista con la construcción de dos nuevos viaductos de manera que cada uno de ellos albergue una calzada con dos nuevos carriles. Las actuaciones se plantean por fases de manera que el tráfico se mantiene siempre abierto e intercalando la demolición del puente existente una vez ejecutado el primero de los nuevos viaductos.

El viaducto E62 (el primero en construir) consiste en un puente mixto con un ancho de 14.70 m y una distribución de luces de 40+55+73+60 m. El viaducto E63 (el último a construir, tras demoler el puente existente), tiene un ancho variable de 14.80 – 15.75 m y una distribución de luces de 55+69+73+53 m. Ambos viaductos son ligeramente curvos en planta y salvan una altura máxima a su paso del río que supera los 40 m.

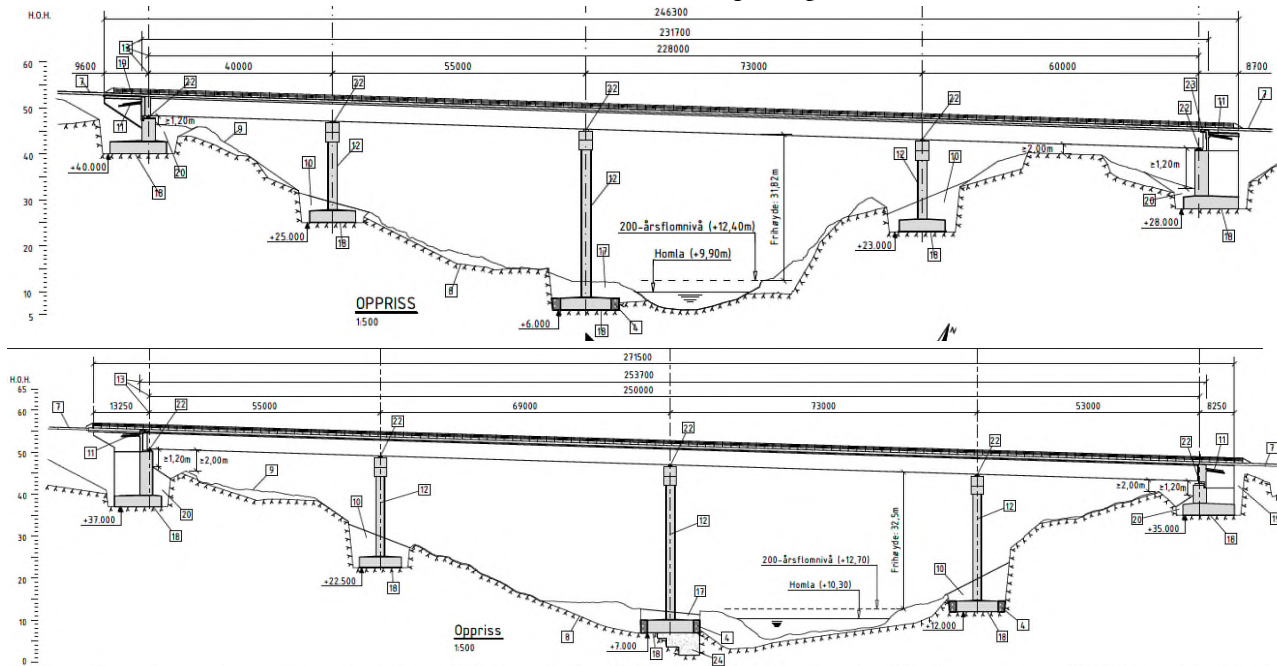


Figura 1. Alzados de los viaductos E62 (arriba) y E63 (abajo).

Para ambos viaductos se plantea una subestructura de hormigón armado con cimentaciones superficiales apoyando directamente en el sustrato rocoso competente.

Para el caso de las pilas, se planteó una sección rectangular de 5 m x 2.2 m para el viaducto E62 y 5.5 m x 2.2 m para el viaducto E63 (transversal x longitudinal respectivamente). En ambos casos se dispuso un pequeño chaflán en las esquinas. La parte superior culminaba con un capitel de hormigón de 3 m de canto y al que se le dotaron de unos recrecidos de hormigón superiores que se ajustaban en altura para colocar los aparatos de apoyo tipo POT y recibir las vigas del tablero (a diferente cota por el efecto de la pendiente transversal).

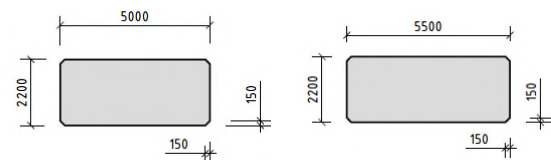


Figura 2. Sección transversal de las pilas para la E62 (izquierda) y E63 (derecha).

Dada la altura de las pilas, se plantea una construcción con encofrados trepantes con módulos tipo de 5 m de altura y ajustando con la última trepa (trepa superior).



Figura 3. Fotografía de la construcción de las pilas con la distribución de trepas.

Ambos tableros se resolvían con una solución biáxica clásica con un canto de la sección metálica de 3.7 m. La losa de hormigón superior tiene canto variable y cuenta con un espesor máximo de 45 cm sobre vigas.

El procedimiento constructivo planteado consistía en el lanzamiento del tablero metálico y, una vez en posición final, se ejecutaba la losa de hormigón mediante un carro de encofrado móvil para hormigonados de tramos de losa tipo de 21 m.

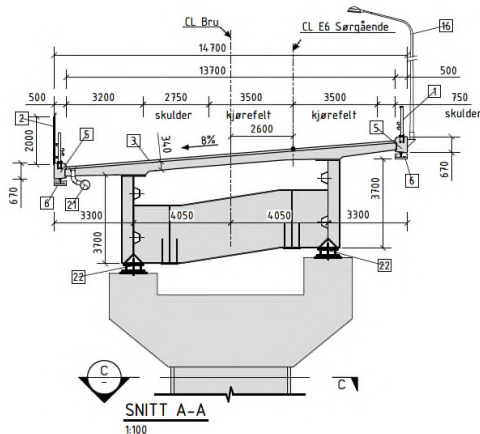


Figura 4. Secciones tipo de la E62 (arriba) e imagen del modelo 3D mostrando ambos viaductos (abajo).

2. Ejecución de las pilas

A continuación, se muestran unas fotografías de la pila más alta del viaducto E62 (aproximadamente 40 m de altura) en las que se pueden apreciar los aspectos de diseño que se tratan en el presente artículo. Cabe destacar que los primeros metros de pila ya se habían enterrado por efectos paisajísticos en el momento de las fotografías y no llega a apreciarse la altura total.



Figura 5. Imágenes de la pila más alta del viaducto E62 y del viaducto existente adyacente.

3. Diseño estructural de las pilas

Se realizó un diseño de las pilas ciertamente cuidado en vista a las exigencias del Proyecto y cuyos principales aspectos se desglosan a continuación.

3.1 Punto de partida

De acuerdo con la geometría de los viaductos, los vanos de mayores luces confluían en pilas centrales con alturas de casi 40 m de altura.

En las fases más tempranas del Proyecto se intentó plantear una solución con pilas huecas (sección cajón) ya que presentaba claros beneficios frente a las solicitudes de segundo orden al contar con altos radios de giro (buena relación entre inercia y área). Sin embargo, se acabó adoptando una sección transversal maciza por requisitos de la Propiedad, en base al criterio de mantener coherencia con el viaducto existente y por ser además la alternativa de sección maciza la solución tipo en el país.

El hecho de plantear una sección transversal maciza traía unas implicaciones de diseño adicionales. La normativa local de puentes (Anejo Nacional Noruego – Eurocódigo), requería una cuantía mínima de armadura vertical de 1% que era superior a lo habitual en estos elementos (el valor recomendado de Eurocódigo permite mínimos de hasta 2 ‰). Por lo tanto, se trabajó con la intención de diseñar una sección de dimensiones ajustadas para obtener así una armadura mínima más reducida (especialmente en las pilas menos altas) y simplificar la puesta en obra y construcción en trepas.

3.2 Descripción del diseño estructural

El diseño estructural de las pilas se planteó según Eurocódigo 2 Design of Concrete Structures [1,2] (incluyendo el Anejo Nacional Noruego) y, además, la normativa local de diseño de puentes Handbook N400 – Bridge Design [3].

A continuación, se indican los aspectos más relevantes que se tuvieron en cuenta para el diseño y como se abordaron aspectos clave de la evaluación del segundo orden.

3.2.1. Segundo orden en pilas de hormigón

El segundo orden en elementos de hormigón es un fenómeno ya habitual al que se enfrentan

muchos diseñadores a diario. Sin embargo, cada día va cogiendo más importancia ya que los retos ingenieriles a los que hay que enfrentarse son cada vez más exigentes y cuentan con un marco de condicionantes más complejos (normativas, exigencias de Proyecto, etc.).

Aunque no es objeto del artículo por la profundidad que requeriría el tema, cabe destacar que los efectos de segundo orden en elementos de hormigón son realmente complejos pues vienen derivados de aspectos como la no linealidad geométrica de estos elementos y la no linealidad de los materiales. Por todo ello, se requieren análisis sofisticados para su correcta evaluación.

3.2.2. Imperfección geométrica

EC2 sección 5.2 define un parámetro de especial importancia para el diseño de elementos esbeltos denominado imperfección geométrica. Este parámetro cubre la posible desviación de la geometría e incertidumbre en la posición real de la carga, lo que es un aspecto fundamental a controlar en estos diseños. La imperfección geométrica depende de la longitud de pandeo de la pila, del número de pilas y de la altura del elemento principalmente. Cabe destacar que está pensado para tenerse en cuenta en ULS pudiendo omitirse en SLS.

3.2.3. Método general EC2-1

El apartado 5.8.6 General Method de EC2-1 describe cómo evaluar los efectos de segundo orden para un elemento de hormigón según la teoría general de segundo orden teniendo en cuenta las no linealidades geométricas y del material.

El análisis de segundo orden debe realizarse considerando: (i) la relación σ - ϵ del hormigón debe adoptarse según la relación completamente parabólica (sin contemplarse las simplificaciones parábola-rectángulo ni rectángulo equivalente), (ii) adoptando un módulo de elasticidad de diseño para el hormigón corregido (E_{cd}) y de valor inferior al

nominal y (iii) debe considerarse el efecto de la fluencia.

Los aspectos (i) y (ii) anteriores tienen especial relevancia a efectos de diseño y hay que tenerlos en cuenta si se va a utilizar algún software para su correcta consideración. El hecho de utilizar un diagrama completamente parabólico iría alineado con el hecho de se trata de un problema fuertemente no lineal y la consideración de un módulo de elasticidad de diseño inferior al valor nominal parece razonable para cubrir diferentes escenarios, ya que este parámetro suele tener bastante incertidumbre en las fases de diseño.

Conviene hacer hincapié en el efecto de la fluencia mencionado en (iii). EC2 permite utilizar una simplificación muy ingenieril de un coeficiente de fluencia equivalente (φ_{eq}) tal y como se describe en la sección 5.8.4 Creep en base a la fracción de carga de las cargas permanentes (la afectadas por efecto de la fluencia) y la parte que procede de las sobrecargas (carga instantánea y que no se ve afectada por la fluencia).

Tomando como base lo anterior y a partir de los esfuerzos de primer orden analizados en nuestra estructura (M_{0Ed}), se puede obtener el momento máximo teniendo en cuenta los efectos de segundo orden (M_{Ed}). A continuación, se muestra un esquema que representa el problema de la ampliación según el enfoque descrito.

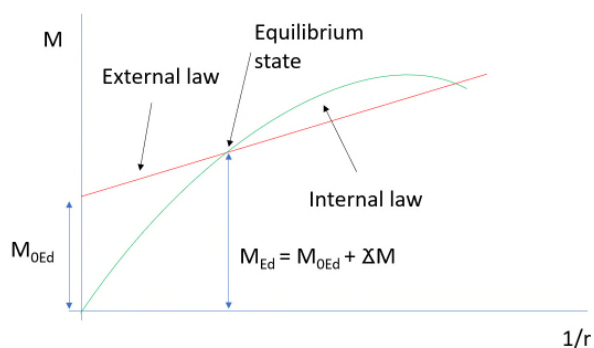


Figura 6. Esquema de los esfuerzos de primer orden (M_{0Ed}) y esfuerzos amplificados por el segundo orden (M_{Ed}).

3.2.4. Método general según EC2-2

El método general descrito en EC2-2 particularizado para puentes plantea un enfoque diferente al recogido en EC2-1. En este caso, se plantea un cálculo iterativo que evalúa “cuán lejos” estaría nuestra solución frente al primer modo de fallo contemplando: fallo por rotura seccional o por fallo de inestabilidad.

Esta metodología es muy interesante ya que permite garantizar un coeficiente de seguridad mínimo frente a la inestabilidad, lo que puede quedar más en segundo plano si se sigue el enfoque de EC2-1.

Cabe destacar que para su concepción. EC2-2 plantea ciertas correcciones en los parámetros de resistencia del acero y del hormigón con respecto a los valores nominales (por ejemplo, se puede adoptar una resistencia en el acero de $1.1 f_{yk}$).

Por último, hay que mencionar que los factores de seguridad mínimo exigidos por el Anejo Nacional Noruego son más exigentes que los valores recomendados en el cuerpo de Eurocódigo (coef. global de 1.40 en lugar de 1.27), lo que hacen que este enfoque sea más limitante.

3.3 Resultados principales

El diseño de las pilas de los Viaductos de Hoomelvik se realizó utilizando un software de elementos finitos enfocado al diseño de elementos de hormigón esbeltos llamado PYRUS (CUBUS). Éste permite obtener la evaluación según los Métodos Generales de EC2-1 y EC2-2.

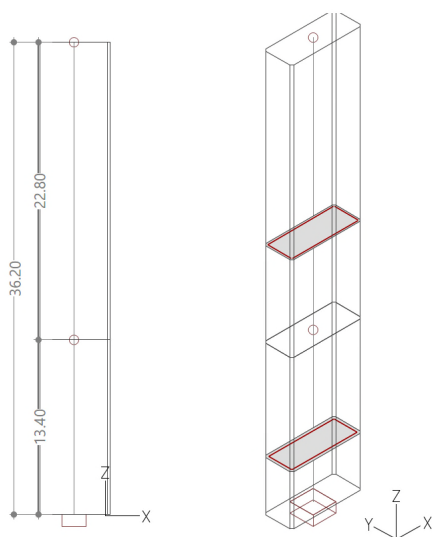


Figura 7. Modelo de cálculo de la pila más alta del viaducto E63 en PYRUS.

Adicionalmente, se realizó un cálculo de control manual en base a las simplificaciones contempladas en EC2-1 sección 5.8.6 (6) de considerar la sección crítica a análisis (sección de empotramiento) y una deformada razonable (deformada sinusoidal suele ser acertada). Como se muestra en la tabla resumen al final de este apartado, se obtiene valores muy similares que confirman la amplificación obtenida con el software de diseño.

A continuación, se muestra un resumen de la información más relevante desde el punto de vista del segundo orden para la pila más alta de la estructura E63 (conclusiones análogas obtenidas para la E62).

Tabla 1. Resumen de resultados de Proyecto para la pila alta más del viaducto E63

Resumen resultados pila eje 3 - E63				
Resumen parámetros geométricos y de materiales				
H (m)	36.5 [altura de la pila]			
β	2 [coeficiente de pandeo en longitudinal]			
$\beta.H$ (m)	73 [longitud de pandeo longitudinal]			
ρ_{bottom} (%)	1.9 [cuantía de armadura en la base]			
ρ_{top} (%)	1.3 [cuantía de armadura en el resto]			
A (m ²)	12.1 [área de la sección de la pila]			
I _{long} (m ⁴)	4.88 [inercia de la sección de la pila en longitudinal]			
i _{long} (m)	0.64 [radio de giro de la sección pila en longitudinal]			
λ_z	115 [esbeltez equivalente longitudinal según EC2]			
Φ_{ef}	0.5 [coeficiente de fluencia equivalente según EC2]			
e _{top} (m)	0.125 [excentricidad por imperfección geométrica]			
E _{cd} = E _{cm} / 1.2 (MPa)	30000 [módulo de elasticidad para segundo orden]			
N _{Ed} (kN)	41810 [axil de diseño]			
M _{0Ed} (m.kN)	54715 [momento longitudinal de primer orden]			
Resumen de resultados				
Método General EC2-1				
Hipótesis de cálculo	M _{0Ed} (m.kN)	M _{Ed} (m.kN)	$\xi = M_{Ed} / M_{0Ed}$	Efficiencia sección crítica (<100%, OK)
Modelo Pila PYRUS - ϕ_{eff}	54715	71770	≈ 1.35	55%
Número de control Pila - ϕ_{eff}	54715	79600	≈ 1.40	60%
Método General EC2-2				
Hipótesis de cálculo	Factor incremental hasta fallo	Límite AN Noruego EC	Efficiencia (<100%; OK)	Modo de fallo
Modelo Pila PYRUS - $\phi_{eff} = 0$	1.48	1.40	95%	Inestabilidad
Modelo Pila PYRUS - ϕ_{eff}	1.40	1.40	100%	Inestabilidad

3.4 Fase constructiva

Una tarea importante fue la de verificar el diseño durante la fase constructiva.

La construcción de tableros por empuje induce unos esfuerzos en la subestructura que pueden ser relevantes por ser significativamente diferentes a los que se dan en la fase definitiva.

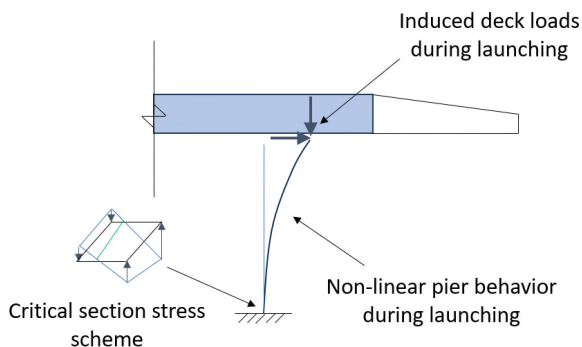


Figura 8. Esquema de la situación durante lanzamiento.

Durante lanzamiento se evaluó que la comprobación más relevante en fase constructiva era la tensional en la sección de empotramiento (SLS). Aunque la normativa de aplicación local (N400) permitía llegar a un ancho de fisura de hasta 0.60 mm por ser una fase temporal, se siguió un enfoque más conservador de garantizar que las tensiones de tracción no excedían la resistencia a tracción del hormigón. Este enfoque suele ser preferido por los diseñadores ya que evita aspectos como pérdidas de rigidez de la sección que provienen de la fase constructiva (lo que puede implicar afecciones en la respuesta estructural en fase definitiva) y pudo adoptarse en este caso por no condicionar el diseño de las pilas.

En relación con los efectos de segundo orden durante lanzamiento, se realizó una evaluación específica durante esta fase (considerando que las fuerzas verticales son de menor magnitud ya que se lanzaba únicamente la parte metálica del tablero) obteniendo amplificaciones siempre inferiores al 10% adicional. Por lo tanto, se omitieron los efectos de segundo orden por ser despreciables de

acuerdo con lo indicado la cláusula 5.8.2 (6) de EN 1992-1-1.

4. Conclusiones

A continuación, se muestran las conclusiones más relevantes tras realizar el análisis de segundo orden según los métodos generales de

4.1 Método general EC2-1 VS Método General EC2-2

Ambos textos permiten evaluar los efectos de segundo orden según el método general pero con sus diferencias.

EC2-1 seguiría un enfoque pensado para obtener el valor de los momentos de segundo orden ya amplificados, para con ellos realizar el análisis estructural correspondiente (cálculo seccional, cálculo de la cimentación, etc.).

EC2-2 plantearía un enfoque pensado en un cálculo incremental para evaluar “cuán lejos” se encuentra nuestro elemento del primer modo de fallo. Aunque puede que el resultado en sí no resulte tan intuitivo, esta metodología permite evaluar la reserva frente al primer modo de fallo, teniendo en cuenta tanto la rotura seccional como la inestabilidad.

Atendiendo a los resultados obtenidos en el diseño de las pilas de los viaductos de Hoomelvik (pilas macizas muy esbeltas), se apreciaba que era el enfoque de EC2-2 el que condicionaba el diseño. Hay que tener en cuenta que este resultado viene en cierta medida magnificado por la consideración de un coeficiente de seguridad global conservador, impuesto por el anejo nacional noruego. Así, con el enfoque noruego se prioriza claramente garantizar un margen de seguridad amplio frente a la inestabilidad, aspecto éste que queda más en segundo plano según metodología de EC2-1.

En base a lo anterior, hay que señalar que conviene evaluar ambos métodos para poder cubrir todos los aspectos antes mencionados y las particularidades de cada caso. En especial en

aquellos casos en los que las esbelteces son muy elevadas y se espere que el fallo por inestabilidad se produzca antes al fallo por seccional.

Por último, surge una reflexión de si debiese plantearse un factor de seguridad diferente en caso de que el primer modo de fallo que se alcance sea por una rotura dúctil (por ejemplo, fallo seccional por rotura del acero) o si se alcanza un fallo sin aviso (por ejemplo, por inestabilidad) para metodología descrita en EC2-2. Se deja abierta esta cuestión al lector para debate.

4.2 Números de control

Como siempre, los números de control son de vital importancia para poder realizar un diseño seguro. Especialmente en estas tareas que se suele utilizar softwares especializados y cuyos resultados conviene contrastar para confirmar.

Como se ha explicado anteriormente, en base a las simplificaciones contempladas en EC2-1 de considerar la sección crítica a análisis y una deformada razonable, vemos que somos capaces de obtener valores muy similares a los

que se obtienen del análisis completo con un software especializado.

4.3 Métodos generales VS Métodos simplificados

Aunque ya suele ser una lección aprendida para los diseñadores, conviene insistir en el hecho de que los métodos simplificados de segundo orden (Curvatura Nominal y Rigidez Nóminal según EC2) suelen arrojar valores no apropiados. Hay que tener en mente que no es un tema de resistencia únicamente (sabiendo que pueden resultar una aproximación muy conservadora), ya que los desplazamientos o giros que se obtienen no serán válidos para tareas como la monitorización o control en obra.

En definitiva hay que concluir que los métodos simplificados quizás puedan aplicarse en el diseño de elementos con esbelteces más moderadas o bien para encajes preliminares, pero nunca para el diseño de pilas como las que son objeto de este documento..

Tabla 2. Comparativa: Método General VS Métodos Simplificados según EC2-1.

Método General VS Métodos simplificados - EC2-1		
Hipótesis de cálculo	$\xi = M_{Ed} / M_{0Ed}$	Efficiencia sección crítica (<100%, OK)
Método General EC2-1	≈ 1.35	55%
Método Simplificado - Rigidez Nominal // EC2-1	≈ 2.15	100%
Método Simplificado - Curvatura Nominal // EC2-1	≈ 2.35	110%

4.4 Casos de carga difíciles de evaluar en fase de diseño

Puede que este apartado no tenga tanta relevancia como los otros aspectos ya tratados, pero habría hipótesis de carga que pueden no ser tan sencillas de definir en fase de Proyecto y que pueden tener impacto importante en el diseño de pilas.

Un claro ejemplo serían las acciones de rozamiento asociados a los aparatos de apoyo. A veces es complejo definir los coeficientes de rozamiento a considerar en la fase de diseño y pueden tener una repercusión importante. Conviene hacer un ejercicio exhaustivo y dar especial importancia a dichos parámetros durante la fase de Proyecto para adoptar unos valores adecuados.

Para el caso de los Viaductos de Hoomelvik, se confirmó con el suministrador de los aparatos de apoyo tipo POT y con la empresa encargada del lanzamiento que los valores adoptados en fase de Proyecto eran apropiados y cubrían los valores finalmente esperados.

Otro caso de carga conflictivo sería el de la fluencia. Este efecto está asociado principalmente a las edades de puesta en carga que no suelen conocerse con certeza hasta que arranca la fase de obra. Por ello, conviene hacer un ejercicio inicial suficiente para garantizar que se están adoptando unas asunciones temporales que cubren la propuesta que finalmente se vaya a ejecutar.

Para el caso de los Viaductos de Hoomelvik, se adoptaron unos marcos temporales tempranos en fase de Proyecto y se confirmó durante fase de obra que las pilas altas se pusieron en servicio cuando se había “consumido” suficiente fluencia y que la propuesta de Proyecto era apropiada.

Agradecimientos

Queremos aprovechar finalmente para agradecer el trabajo de todo el equipo de Acciona Ingeniería, en especial a los ingenieros Javier Martínez, Javier Carrascal, Jose María Arroyo y Alberto Gabarrón, por el trabajo desarrollado en este proyecto tan complejo y por haber conseguido llevar a buen término el diseño de estas estructuras.

Referencias

- [1] NS-EN 1992-2 Design of concrete structures – Part 1-1 General rules and rules for buildings
- [2] NS-EN 1992-1 Design of concrete structures – Concrete bridges – Design and detailing rules
- [3] Handbook N400 – Bridge Design
- [4] Methodological Guide Eurocode 2 (2007) – Application to concrete highway bridges. SÈTRA. Francia.