

Mediante pilotes de gran longitud.

Estudio de la cimentación del viaducto sobre la ría de Navia

Paloma BARÓN RUBIO, José Miguel GALERA FERNÁNDEZ, Juan Manuel HURTADO SOLA, y Guillermo MARTÍNEZ RUIZ. **GEOCONTROL, S.A.**

Palabras clave: CARRETERA, CIMENTACIÓN, ENSAYO, ESTRUCTURA, GEOTECNIA, PILOTE, TRAZADO, VANO, VARIANTE, VIADUCTO.

La UTE Ayecont (Aguas y Estructuras, S.A. y Geocontrol, S.A.) ha realizado los trabajos de asistencia técnica a la Demarcación de Carreteras del Estado en Asturias para la redacción del Proyecto de trazado y construcción de la nueva carretera N-634 de San Sebastián a Santiago de Compostela, entre los pk 521,0 y 528,0, en el tramo correspondiente a la variante de Navia. Dentro de las actuaciones singulares a realizar en esta obra se incluye la construcción del túnel de Monte Jarrio, de unos 870 m de longitud, y de doce estructuras: siete pasos inferiores, dos pasos superiores y tres viaductos de 150 m, 400 m, y 1.000 m de longitud, respectivamente. Esta última estructura, que salvará los ríos Anleo y Navia, es precisamente el objeto de este artículo, tanto por su singularidad como por las difíciles condiciones para su cimentación.

El viaducto sobre los ríos Navia y Anleo tiene nueve vanos, con ocho pilas y dos estribos. La distribución de luces es de 80 m; 7x120 m; 80 m.

El trazado discurre según una curva a derechas de 1540 m de radio. Para su construcción se ha escogido una solución de tablero único, con mediana estricta para las dos calzadas. De este modo no se duplica el número de pilas, lo que ocurriría con tableros separados. El ancho total del tablero es de 23,65 m.

La estructura se ha diseñado mediante una solución mixta, por construcción de una losa de hormigón que sirve de plataforma de rodadura sobre la estructura metálica lanzada. El tablero, formado por celosía metálica y la citada losa de hormigón, apoyará sobre pilas de hormigón armado. La celosía se montará en una única zona de trabajo, desde la que será lanzada a las pilas.

Las pilas, numeradas desde la nº 1 hasta la nº 8 según la progresiva del eje del trazado, son iguales entre sí a excepción de la altura del fuste de sección constante y del

detalle de sus cabezas superiores, adaptadas al peralte de la estructura en cada caso.

La cimentación de las pilas nº 1 y nº 8 se ejecuta mediante zapatas, mientras que las restantes pilas se cimientan mediante grupos de pilotes y encepados.

Los estribos de la estructura son de tipo abierto, cimentándose directamente mediante zapatas.

Geología y geotecnia

El tramo en estudio se encuadra dentro de la Zona Asturoccidental-Leonesa. En él se identifican materiales pertenecientes a las Formaciones de Pizarras de Luarca y Agüeira, que desarrollan una morfología de relieves de tipo medio, con pendientes suaves y onduladas.

Los depósitos cuaternarios que aparecen recubriendo a las anteriores formaciones alcanzan un gran desarrollo y potencia, correspondiendo en su mayoría a depósitos aluviales y fangosos del río Anleo y de la ría de Navia. Además de estos materiales, también se encuentran en la zona niveles de terraza, coluviales y niveles de depósitos sobre la rasa marina.



Panorámica de la zona donde se construirá el viaducto.

Campaña geotécnica

Con objeto de caracterizar geotécnicamente los materiales de apoyo del viaducto, se llevó a cabo una extensa campaña de reconocimientos de campo y ensayos de laboratorio.

En los apoyos donde se preveía la presencia del sustrato rocoso firme a escasa profundidad, correspondientes a ambos estribos y a las pilas nº 1 y nº 8, se realizaron calicatas mecánicas. Para el resto de los apoyos (pilas nº 2 a nº 7) se perforaron sondeos mecánicos con recuperación continua de testigo. Se realizaron, además, estaciones geomecánicas y de campo que permitieron definir las características del sustrato rocoso en aquellos puntos donde éste afloraba.

La amplitud de los vanos de esta estructura permitió el no tener que perforar directamente sobre la ría de Navia. No obstante el acceso y emplazamiento de la maquinaria en alguno de los puntos de sondeo resultó realmente dificultoso, dada la escasa capacidad portante del terreno.

En el *Cuadro I* se resumen las características de la prospecciones realizadas.

Durante la perforación de los sondeos se realizaron, de forma sistemática, ensayos de penetración estática (*SPT*). También se tomaron muestras inalteradas y testigos parafinados para su ensayo en laboratorio.

Los ensayos de laboratorio que se llevaron a cabo incluyeron:

- Ensayos de identificación (densidad, humedad, límites de Alterberg).
- Ensayos de corte directo (CU).
- Ensayos de compresión uniaxial.

PROSPECCIÓN	TIPO	SITUACIÓN	PROFUNDIDAD (M)	MATERIALES ENCONTRADOS
C-5	CALICATA	ESTRIBO 1	0,8	PIZARRA GRADO III
C-6	CALICATA	PILA 1	0,7	PIZARRA GRADO III-IV
S-1	SONDEO	PILA 2	10,6	LIMOS, Y PIZARRA GRADO III
S-2	SONDEO	PILA 3	28,0	LIMOS, ARENA LIMOSA, ARCILLA Y PIZARRA GRADO III
S-3	SONDEO	PILA 4	15,3	LIMOS, GRAVAS, ARCILLA Y PIZARRA GRADO III
S-4	SONDEO	PILA 5	23,0	LIMOS, ARENAS LIMOSAS, GRAVAS Y PIZARRA GRADO III
S-5	SONDEO	PILA 6	49,5	ARENAS, GRAVAS, LIMOS, ARCILLAS Y PIZARRA
S-6	SONDEO	PILA 7	39,0	LIMO ARENOSO, ARENA LIMOSA, GRAVAS, ARCILLA Y PIZARRA
C-7	CALICATA	PILA 8	0,8	PIZARRA GRADO II-III
C-8	CALICATA	ESTRIBO 2	0,7	PIZARRA GRADO III

CUADRO I.- Características de las prospecciones realizadas.

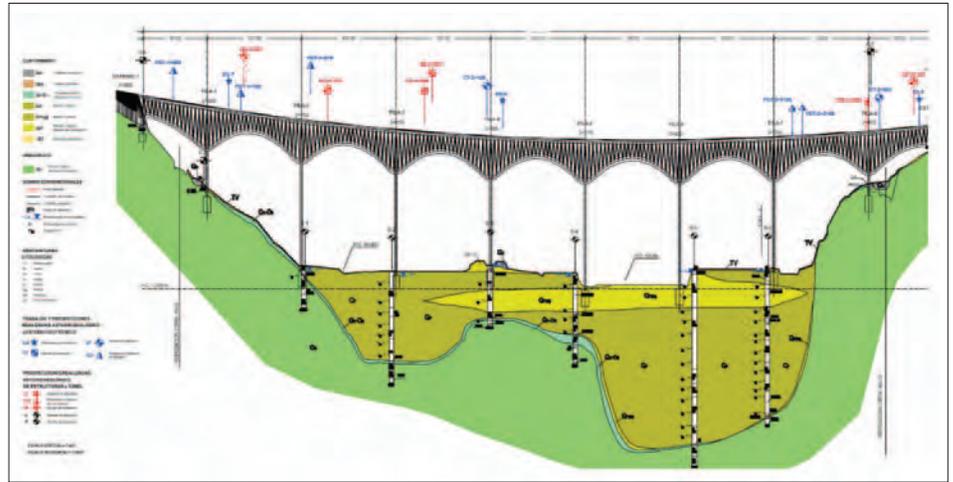


Fig 1.- Perfil geológico-geotécnico por el eje de trazado de la estructura.

- Ensayos edométricos
- Determinación de presión de hinchamiento
- Determinación de parámetros químicos
- Determinación de agresividad del agua según EHE

Perfil geológico-geotécnico

A partir de las prospecciones y ensayos de campo realizados se dibujó el perfil geológico-geotécnico por el eje de trazado de la estructura, que se muestra en la *Fig. 1*.

El sustrato rocoso está constituido por los materiales de la Formación Pizarras de Luarca que en esta zona presentan una esquistosidad subvertical, encontrándose, en general bastante fracturadas. El *RQD* de estas pizarras varía entre el 0% y el 18%, siendo su índice *RMR* de 35 a 40.

En casi la totalidad de su extensión el sustrato pizarroso se encuentra recubierto por depósitos eluviales procedentes de su alteración. Se trata de limos y arcillas, con fragmentos de pizarra que presentan generalmente una consistencia dura. Estos suelos de alteración tienen una potencia reducida, sin que lleguen a superar los 2 m. en ningún caso.

Los depósitos fangosos se localizan en los valles de los ríos Anleo y Navia. En el río Anleo pueden alcanzar 22,5 m. de potencia y están constituidos por limos y limos arenosos. En la ría de Navia los depósitos fangosos alcanzan espesores superiores a 40 m. y están constituidos por arenas limosas, limos arenosos y niveles de gravas.

Se trata de materiales muy sueltos, siendo los máximos golpes obtenidos en los ensayos *SPT* de $N_{30} = 18$, aunque el intervalo más frecuente obtenido en estos ensayos es de N_{30} entre 0 y 8.

Propiedades geomecánicas de los materiales

A partir de los ensayos de laboratorio realizados y de las correlaciones obtenidas de los ensayos *in situ* se asignaron las siguientes propiedades a los distintos materiales afectados:

• Pizarra grado III

- Densidad aparente: 2,73 t/m³.
- Resistencia a compresión uniaxial: 18,9 MPa.
- Módulo de Young: 1260 MPa.
- Cohesión: 0,12 MPa.
- Ángulo de fricción interna: 39°.
- Contenido en sulfatos (SO_3): 0,04 %.

• Depósitos fangosos

- Fracción limo-arcillosa:
 - Densidad seca: 0,90 t/m³.
 - Humedad natural: 86,4 %.

- Contenido en finos (<0,08 mm): 80 %
- No plásticos.
- Cohesión sin drenaje: 0-25 kN/m².
- Ángulo de fricción interna: 0°.
- Materia orgánica: 2,6% a 4,9 %.
- Contenido en sulfatos: 0,06 %.

Son suelos clasificables como **SM** (arenas limosas) a **OL** (limos orgánicos de baja plasticidad según *Casagrande*).

- *Fracción areno-limosa*

- Densidad seca: t/m³.
- Humedad natural: 40,1 %.
- Contenido en finos (<0,08 mm): 22,7 %.
- No plásticos.
- Cohesión: 60 kN/m².
- Ángulo de fricción interna: 32°
- Resistencia a compresión uniaxial: 24 a 60 kN/m².
- Materia orgánica: 0,5 % a 4,6 %.
- Contenido en sulfatos: 0,26 %.

Según la clasificación de *Casagrande* son suelos **SM** (arenas limosas) a **SP** (arenas mal gradadas, con pocos finos o sin ellos).

- *Fracción gravo-arenosa*

- Densidad seca: 2,0 t/m³.
- Humedad natural: 22,2 %.
- Contenido en finos (<0,08 mm): 15 %.
- No plásticos.
- Cohesión: 0°.
- Ángulo de fricción interna: 31°.
- Materia orgánica: 2,7 %.
- Contenido en sulfatos: 0,03 %.

Se trata de gravas y arenas limosas (**GM**).

• **Suelos de alteración de las pizarras (eluviales)**

- Densidad seca: 1,56 t/m³.
- Humedad natural: 30,7 %.
- Contenido en finos (<0,08 mm): 35,3 %.
- Límite líquido: de no plásticos a 50,5 %.
- Límite plástico: de no plásticos a 19,5 %.
- Materia orgánica: 4,39 %
- Contenido en sulfatos: 0,03 %

Se trata de suelos clasificables como gravas y arenas limosas (GM) según *Casagrande*.

Diseño de la cimentación

Dadas las características geológico-geotécnicas de los materiales presentes, se diseñó una cimentación mixta para esta estructura, con apoyos directos mediante zapatas en ambos estribos y en las pilas extremas (Pilas 1 y 8) y pilotaje en el resto de las pilas.

Cimentaciones superficiales

Como ya se ha comentado, se han diseñado apoyos mediante zapatas en ambos es-

tribos y en las Pilas n° 1 y n° 8, dada la somera profundidad a la que se presenta el sustrato rocoso en estos puntos.

De forma conservadora, se ha limitado la presión admisible en estos apoyos a 80 kN/m². El hecho de no haber recomendado una presión mayor se debe a varios factores:

- En todos los casos se ha prescrito el uso de explosivos para la excavación de los huecos de cimentación, por lo que, aún con medios mecánicos de gran potencia, es improbable que pueda excavar hasta las pizarras con grado III de meteorización.
- El hecho de que las pizarras se presenten con una elevada fracturación y con esquistosidades subverticales hace aconsejable limitar la presión aplicada.
- Por último, los momentos que transmitirá la estructura en estos apoyos limitan la superficie de apoyo de las zapatas a un área equivalente menor siendo, por tanto, las presiones aplicadas mayores a las nominales.

Cimentaciones profundas

Para el resto de los apoyos del viaducto (pilas n° 2 a n° 7) se proyectó una cimentación profunda mediante pilotes. En todos los casos se buscó empotrar los pilotes en el sustrato rocoso con grado de alteración III, dada la escasa o prácticamente nula capacidad portante de los fangos suprayacentes. Por esa misma razón, a efectos de cálculo, se desperdició la aportación de estos fangos a la capacidad de los pilotes contando únicamente con la parte de éstos empotrada en la roca.

Como norma general se adoptó una longitud de pilote tal que garantizase un empotramiento de tres diámetros en la pizarra grado III.

A efectos de cálculo, si se desprecia la diferencia entre el peso del terreno extraído y el del hormigón del pilote, la carga de hundimiento de cada pilote viene dada por:

$$Q_{ult} = Y_p \cdot A_p + Y_f \cdot A_f$$

La resistencia unitaria por punta (Y_p) puede tomarse como el 50% de la resistencia a compresión uniaxial de la roca (σ_c).

Para la resistencia unitaria por fuste (Y_f) puede adoptarse un 5% de σ_c aunque, de acuerdo con las recomendaciones geotécnicas para obras marítimas *ROM 0.5-94*, esta resistencia debe limitarse a un máximo de 500 kN/m².

La carga admisible por pilote se obtuvo aplicando un factor de seguridad de 3.

En general, en todo proyecto de cimenta-

ción por pilotaje debe considerarse el efecto grupo. A este respecto, **Rodríguez Ortiz** (1982) señala que para pilotes empotrados en roca con separaciones iguales o superiores a 1,5 diámetros puede despreciarse este efecto.

No obstante, dadas las características de los materiales de apoyo se creyó adecuado considerar en todos los casos, de forma conservadora, un coeficiente reductor de 0,8; siendo las separaciones entre pilotes contiguos siempre superiores a dos diámetros.

Dadas las peculiares características de esta estructura sus apoyos transmitirán a los encepados, además de las cargas verticales y horizontales, momentos elevados. Bajo estas sollicitaciones el encepado puede sufrir desplazamientos y giros de los que resulten cargas desiguales en los pilotes, pudiendo en casos extremos trabajar alguno de ellos a tracción. Por ello todos los pilotes fueron comprobados utilizando la conocida fórmula de compresión compuesta:

$$Q_i = \frac{Q_t}{N} \pm \frac{M_x \cdot Y_i}{\sum Y_i^2} \pm \frac{M_Y \cdot X_i}{\sum X_i^2}$$

Se consideraron, además, los esfuerzos horizontales transmitidos por la estructura, aunque en todos los casos estos esfuerzos eran prácticamente despreciables, al ser inferiores al 5% de las cargas verticales.

Con todo ello, una vez realizados los cálculos se obtuvieron, para cada uno de los apoyos dos coeficientes de seguridad:

- Factor de seguridad global definido como el cociente entre la capacidad portante del grupo de pilotes y la carga total transmitida por la pila.
- Factor de seguridad terreno pilote: carga de hundimiento de cada pilote dividida entre la carga soportada por el mismo.

Para las pilas n° 2, n° 6 y n° 7 se proyectaron pilotes de 2 m. de diámetro ya que los análisis realizados con pilotes de 1,5 m. mostraron cargas unitarias por pilote muy próximas a su tope estructural. Para el resto de las pilas se adoptaron pilotes de 1,5 m. de diámetro.

En todos los casos se dimensionaron los encepados y la separación entre pilotes contiguos de forma que se evitara que algún pilote trabajara a tracción.

De forma generalizada se despreció el efecto del encepado en la capacidad portante dada las pésimas características de los materiales superficiales.

Como resumen de las soluciones adoptadas **Tabla II** muestra la distribución geomé-

PILA N°	N° DE PILOTES	DIÁMETRO (M)	ESPACIADO (M)	LONGITUD (M)	ENCEPADO (M)
2	3X4	2,0	5	9,0	14X19
3	3X4	1,5	4	27,5	11X15
4	3X4	1,5	4	14,3	11X15
5	3X4	1,5	4	17,1	11X15
6	3X4	2,0	5	46,0	14X19
7	3X4	2,0	5	39,8	14X19

TABLA II.- Definición geométrica de las cimentaciones.

PILA N°	Q (T)	MZ (T.M)	MY (T.M)	FACTORES DE SEGURIDAD		
2	8693,0	10248,7	1944,9	2,10	1,86	4,76
3	7909,9	3720,4	1823,5	1,34	1,34	3,33
4	7846,7	1186,7	2060,2	1,35	1,48	3,68
5	7974,2	1375,5	1832,7	1,32	1,46	3,62
6	8702,1	3590,8	1846,9	2,10	2,23	5,70
7	8564,4	9079,2	1972,4	2,13	1,94	4,95

TABLA III.-Combinación más desfavorable en cada uno de los apoyos.

trica de los pilotes proyectados en cada una de las pilas, mientras que la **Tabla III** resume los casos más desfavorables en cuanto a las solicitaciones de cada apoyo, así como los factores de seguridad obtenidos.

Conclusiones

Los trabajos de investigación geotécnica desarrollados y descritos en este artículo han permitido definir las condiciones de cimentación de una estructura singular como es el viaducto sobre la ría de Navía.

Esta estructura se ha diseñado bajo unos estrictos condicionantes ambientales, lo que ha llevado a una solución de tablero único y grandes vanos. Este hecho, junto con el trazado en curva de la estructura, se traduce en unas elevadas solicitaciones de cargas y momentos en los apoyos.

Por otro lado, las difíciles condiciones geológicas existentes exigen recurrir a la ejecución de pilotes profundos, que en algún caso superan los 45 m de longitud.

En este artículo se han expuesto las soluciones finalmente adoptadas para la cimentación de la estructura.

Bibliografía

- RODRIGUEZ ORTIZ, J.M. *Curso aplicado de cimentaciones*. Colegio de Arquitectos de Madrid., 1986.
- TOMLISON, M.J. *Pile design and construction practice*. E&FN Spon, 1994.
- R.O.M. 0.5-94. *Recomendaciones geotécnicas para obras marinas*. M.O.P., 1994.