CORRECCIÓN DE UN HUNDIMIENTO DEL PUENTE SOBRE EL RÍO GUADALQUIVIR EN LA VARIANTE DE ALCALÁ DEL RÍO

CARLOS JURADO CABAÑES

Dr. Ingeniero De Caminos, Canales y Puertos (Ph. D., M. Sc., B. Sc., MBA)
Ingeniero Técnico de Obras Públicas
Master en Dirección y Administración de Empresas (I.E.)
Profesor Titular de Universidad de las asignaturas de
Resistencia de Materiales, Cálculo de Estructuras y Puentes
Director del Departamento de Ingeniería Civil, Tecnología de la construcción
Durante la ejecución Jefe del Departamento de
Asistencia Técnica a Obras y Proyectos de CORSAN, S.A.

1. INTRODUCCIÓN

En la década de los 90 la Junta de Andalucía llevó a cabo, mediante de la empresa constructora CORSAN, S.A., la Variante de Alcalá del Río, que incluye un puente sobre el río Guadalquivir de 9 vanos, isostático, cuya definición geométrica se describe a continuación.

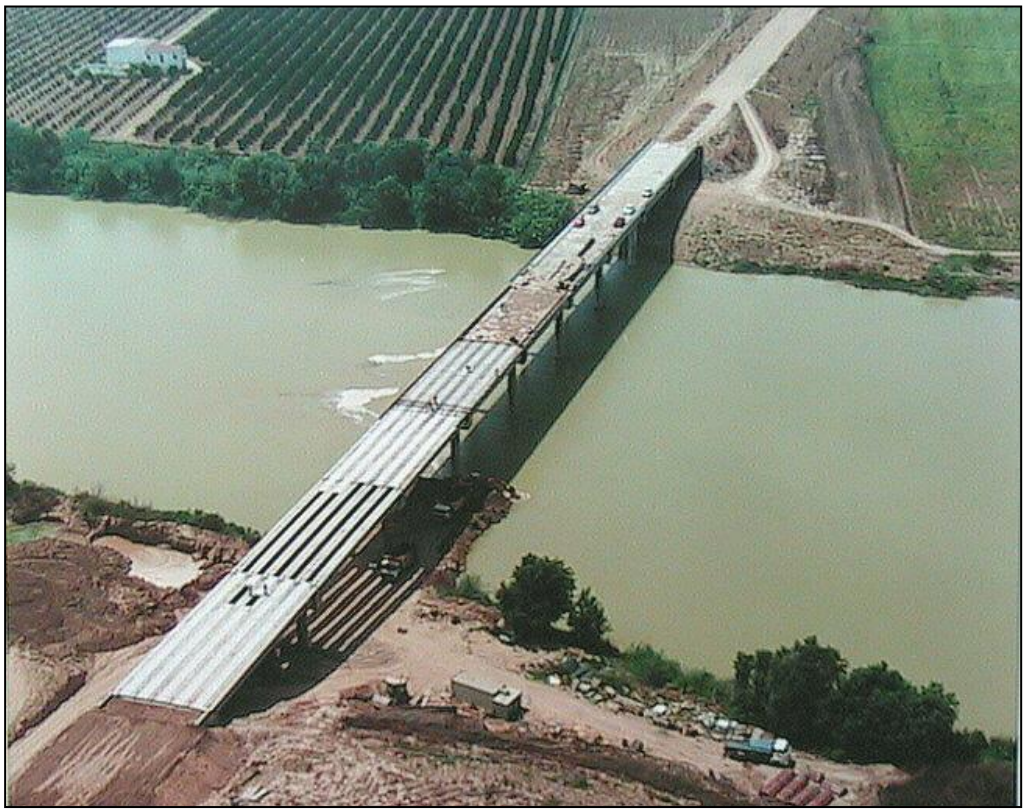
La estructura citada consta de nueve vanos iguales de 30,00 m. por vano, lo que supone una longitud total de 270,00 m. con 10,00 m. de calzada más dos aceras de 1,00 m., totalizando un ancho de 12,00 m.

La estructura se resuelve con seis vigas prefabricadas tipo doble "T" por vano tipo H-150, colocadas las extremas a borde de losa y con separación entre ejes de las mismas de 2,16 m.

El puente así definido, se diseñó con cimentación profunda en todos sus apoyos, dadas las características del terreno existente en la zona.

La cimentación del puente está pues constituida por dos pilas-pilote circulares de 1,50 m. de diámetro por apoyo y 25 m. de longitud en el caso de las pilas, sobre las que se construyó un dintel in situ que soporta a las vigas de la superestructura. En cuanto a los estribos su cimentación se resolvió mediante dos pilas pilote del mismo diámetro y 22 m. de longitud, atadas en coronación mediante un durmiente que sirve de apoyo a las vigas de los vanos extremos. De los 25 m. mencionados en el caso de los apoyos intermedios, los pilotes se empotran 2 m. en gravas y 12 m. (8 diámetros) en margas azules; los 11 m. restantes corresponden a la parte exenta de la pila, de los que los 2 m. inferiores se encuentran en el calado medio del río Guadalquivir en dicha zona. En cuanto a los estribos, de los 22 m. de la pila-pilote, el empotramiento en margas azules es de unos 6,00 m. en ambos estribos, siendo el espesor de estrato de gravas y bolos inmediatamente superior de 8,0 m. en estribo izquierdo, y de 8,95 m. en estribo derecho. La longitud restante corresponde a los terraplenes de los estribos y al nivel superior del terreno.

Las fotografías nº 1 y 2 representan dos aspectos del puente en fase de construcción y terminado.



FOTOGRAFÍA Nº 1 PUENTE EN FASE DE CONSTRUCCIÓN

FOTOGRAFÍA Nº 2 PUENTE TERMINADO

2. PATOLOGÍA DETECTADA

Seis meses después de la puesta en servicio, la Empresa Constructora percibió un ángulo vertical en las biondas y en las barandillas del puente que indicaba la posibilidad de un descenso del tablero, a la altura de las pilas P-4 y P-5. (Figura 1).

Se decidió comprobar el nivel de las citadas pilas, observando topográficamente descensos medios en las mismas de 13,9 cm y 5,4 cm. En este momento se decidió efectuar un seguimiento de los asientos mediante topografía permanente instalando bases fijas de nivelación a ambos lados del puente.

Al mes y medio de iniciar el seguimiento topográfico, se observó que tanto los estribos como el resto de las pilas no afectadas no tuvieron descenso alguno, pero las pilas P-4 y P-5 siguieron asentando alcanzando un asiento medio de 14,6 cm y 6,0 cm, respectivamente. Dentro de cada pila el asiento en cada uno de los fustes era del mismo orden.

3. ACCIONES SOBRE LA PILA-PILOTE

Se procedió a una revisión del proyecto base original del puente comprobando la validez del mismo, en base a los datos geotécnicos de partida.

Las acciones sobre las pilas-pilote se calcularon considerando las siguientes cargas:

- Cargas permanentes debidas a vigas, losa, acera, barandillas y pavimento, haciendo distinción entre la carga resultante sobre los apoyos de las vigas extremas y sobre los apoyos de las vigas centrales.

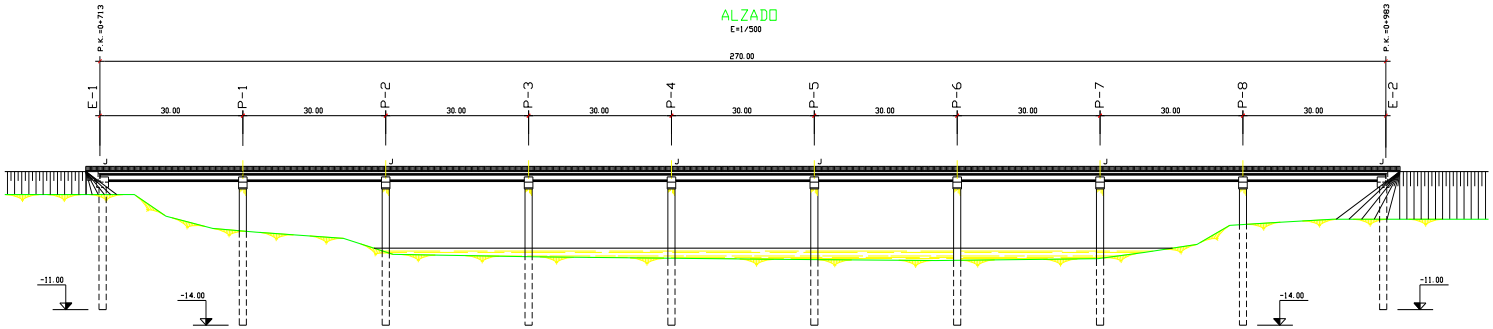
- Sobrecarga de uso debida a una carga uniforme de 0,40 T/m^2 y al Carro de 60 T, según la Instrucción vigente en la época de la obra, considerando diversas posiciones del mismo.

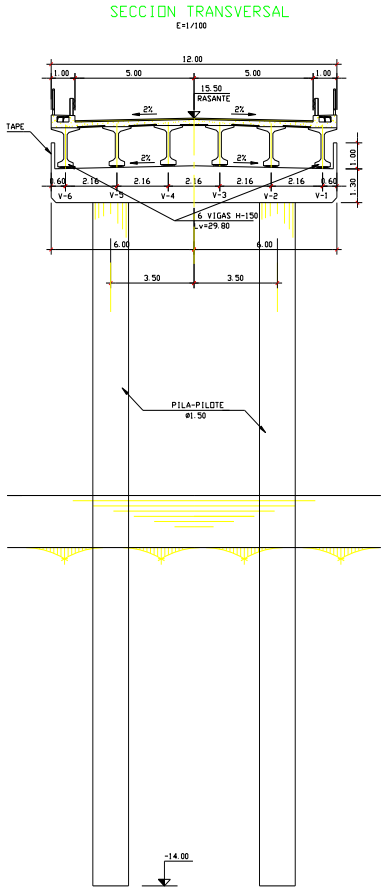
Mediante programa de ordenador, de acuerdo con las cargas indicadas y siguiendo las hipótesis de combinación de la Instrucción de puentes en vigor, se calcularon las acciones máximas horizontales y verticales en las pilas, de las que un esquema resumido se expone en las páginas siguientes.

El máximo axil característico que transmitían las pilas al terreno (supuesto que los dos fustes trabajaban por igual), sin considerar la acción del viento y el sismo, resultó ser de 503,02 T por pilote. En el caso de considerar la actuación del viento y el sismo las cargas por pilote eran de 554,22 T y de 451,82 T por pilote, respectivamente.

Es decir en el caso de actuación del viento y el sismo las cargas máximas y mínimas son:

$Q_{máx}$: 554,22, T.
$Q_{mín}$: 451,82, T.


ALZADO
E=1/500
P.K. 0+713
P.K. 0+983
270.00
E-1
P-1
P-2
P-3
P-4
P-5
P-6
P-7
P-8
E-2
30.00
-11.00
-14.00


SECCION TRANSVERSAL
E=1/100
12.00
1.00
5.00
15.50
RASANTE
2%
TAPE
2.16
0.60
1.00
1.50
V-6
V-5
V-4
V-3
V-2
V-1
6 VIGAS H-150
Lv=29.80
6.00
3.50
PILA-PILOTE
ø1.50
-14.00

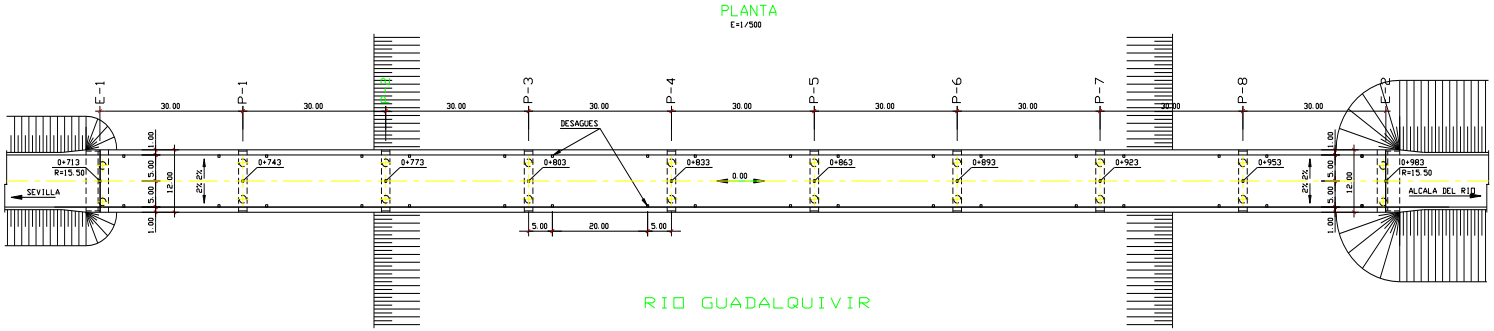

PLANTA
E=1/500
E-1
P-1
P-2
P-3
P-4
P-5
P-6
P-7
P-8
E-2
30.00
DESAGUES
0+713
R=15.50
0+743
0+773
0+803
0+833
0+863
0+893
0+923
0+953
0+983
R=15.50
SEVILLA
ALCALA DEL RIO
0.00
5.00
20.00
RIO GUADALQUIVIR

FIGURA 1

Para el proyecto del puente se había realizado una campaña de reconocimientos en base a sondeos geotécnicos, que indicaron la existencia de un aluvial de varios metros de espesor y debajo el substrato mioceno de margas de potencia ilimitada. Ninguno de los sondeos estaba bajo los apoyos P-4 y P-5. El aluvial granular resultó con una compacidad media-baja. En la marga se ensayaron 3 muestras a compresión simple resultando unos valores de 3,8, 6,3 y 7,9 Kp/cm^2. Además se realizaron ensayos S.P.T., resultando un golpeo medio de N=62. En el proyecto se tomó como resistencia a compresión simple de la marga q_u=6,3 Kp/cm^2.

Con estos valores la carga de hundimiento por pilote resultaba ser:

$$Q_h = Q_p + Q_f = A_p \,.\, r_p + A_f \,.\, r_f$$

siendo

A_p , A_f = Área en punta y en fuste
r_p , r_f = Resistencia unitaria en punta y en fuste

siendo

$q_u = 6{,}3 Kp/cm^2 = 63 T/m^2$ el valor que se adoptó en el proyecto base:

$$r_p = 5\, q_u = 315\ T/m^2$$
$$r_f = 0{,}25\, q_u = 15{,}75\ T/m^2$$

$$A_p = 0{,}75^2 \,.\, 3{,}14 = 1{,}766\ m^2$$
$$A_f = 3{,}14 \,.\, 1{,}30 \,.\, 12{,}00 = 56{,}52\ m^2$$

de donde la carga de hundimiento, despreciando la colaboración de la resistencia por fuste de las gravas resultó ser:

$$Q_h = 1{,}766 \,.\, 315 + 56{,}52 \,.\, 15{,}75 = 1.446\ T$$

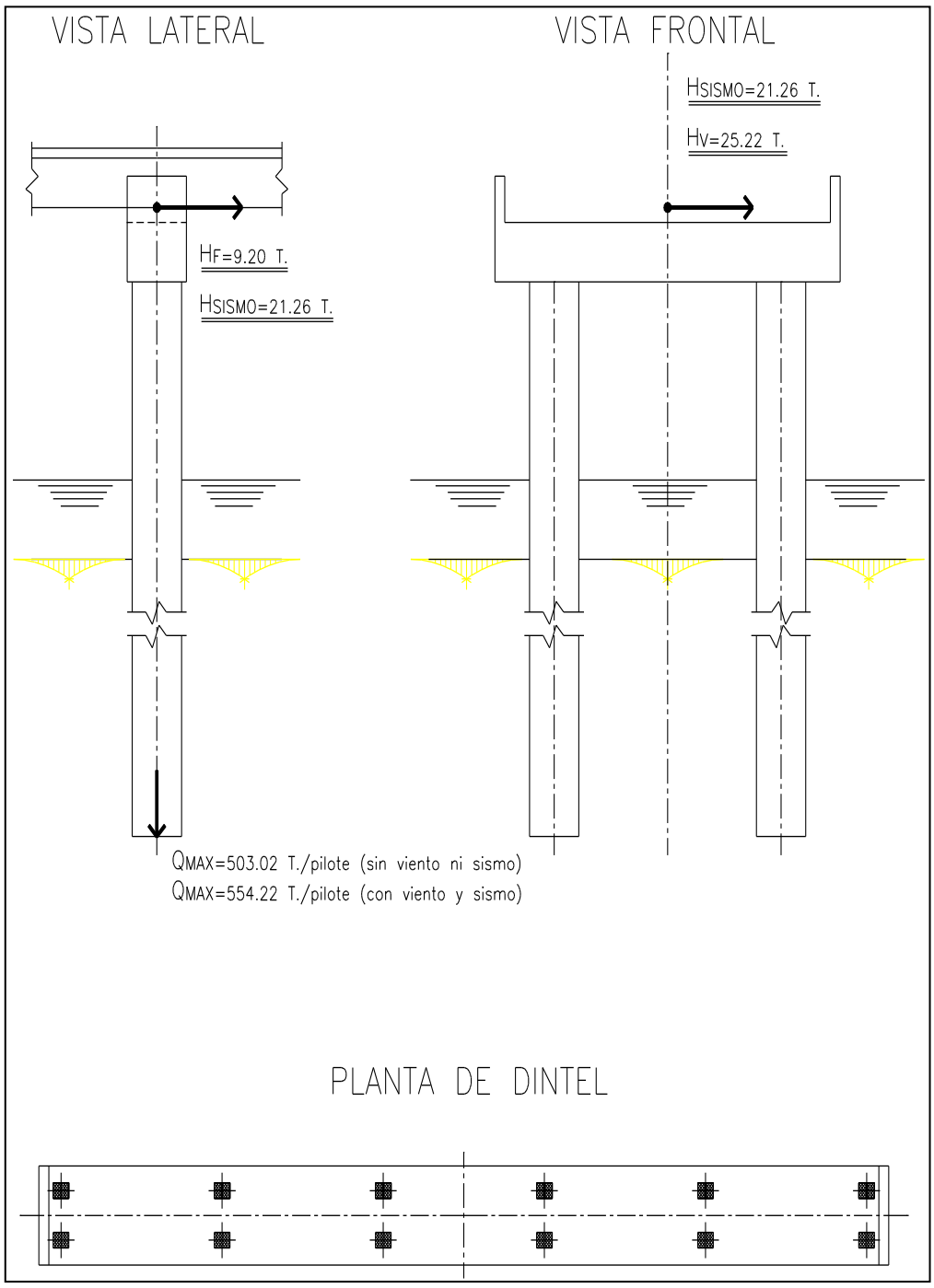
lo que daba un coeficiente de seguridad frente a la carga máxima de servicio sin mayorar de:

$$F = \frac{Q_h}{N_{max}} = \frac{1.446 T}{503 T} = 2{,}88$$

que se consideró aceptable.

Este coeficiente de seguridad, si se consideraba la actuación del sismo y el viento transversal, se reducía a F=2,51 en la pila más cargada, valor que también se consideró suficiente.

ESQUEMA DE ACCIONES MÁXIMAS HORIZONTALES Y VERTICALES EN LAS PILAS-VIADUCTO DE ALCALÁ DEL RÍO



.P.(T)	66,82	79,02	79,02	79,02	79,02	66,82
+	+	+	+	+	+	+
S.C.V.(T)	20,16	25,92	79,27	79,27	25,92	20,16
TOTAL(T)	86,98	104,94	158,29	158,29	104,94	86,98

* SUMA C.V. TABLERO=	700,42 T.
* PESO DINTEL+TAPES=	72,00 T.
* PESO PILAS - PILOTE=	233,62 T.

SUMA=1.006,04 T.=503,02 T/pilote

FIGURA 2

4. RECONOCIMIENTOS REALIZADOS Y RESULTADOS OBTENIDOS

A la vista de la patología detectada se decidió la realización de reconocimientos de campo adicionales consistentes en dos sondeos mecánicos a rotación, que realizó la empresa GEOCISA, en base a las siguientes hipótesis:

4.1. HIPÓTESIS

Debido al asiento semejante en las parejas de pilas-pilote de cada una de las pilas P-4 y P-5, se planteó un reconocimiento en la hipótesis de que la marga podía no ser homogénea, conteniendo algún lentejón blando bajo la punta del pilote o alguna cavidad (existía experiencia de haber encontrado en las margas azules cavidades rellenas de gas metano, incluso zonas blandas cerca de niveles o lentejones arenosos).

Se descartó la imperfección o mala ejecución del pilote y en concreto de la punta pues parecía extraño que existiesen 4 pilotes y además contiguos los cuatro mal ejecutados. Por el control llevado durante la ejecución se descartaron también heterogeneidades a lo largo del fuste.

4.2. RECONOCIMIENTOS REALIZADOS

Los reconocimientos consistieron en la ejecución de 2 sondeos mecánicos a rotación, uno entre las pilas-pilote de la pila P-4 y otro entre las de la pila P-5.

Los sondeos se ejecutaron sobre pontona ya que las pilas están situadas en el centro del cauce, con un calado medio de 2 m.

El reconocimiento consistió en al ejecución de ensayos in situ tipo estándar (S.P.T.) cada 2,00 m. de profundidad aproximadamente, y en la recuperación del testigo a rotación. Trozos de este testigo se prepararon para su rotura a compresión (testigo a rotación parafinado). Además en el sondeo S-1 se ensayó el testigo obtenido mediante el penetrómetro de bolsillo.

4.3. RESULTADOS OBTENIDOS

Los perfiles obtenidos de suelo fueron los siguientes:

Nº DE SONDEO	Nº DE PILA	COTA DE BOCA	PROFUNDIDAD (m)	NATURALEZA TERRENO
S-1	P-4	-1,98	De 0 a 0,25 De 0,25 a 2,25 De 2,25 a 28,50	Limos Gravas Margas azules
S-2	P-5	-1,93	De 0 a 1,30 De 1,30 a 21,30	Gravillas Margas azules

Por tanto, en los sondeos no se detectaron oquedades o zonas blandas por debajo de la punta de los pilotes; sin embargo, el reconocimiento puso de manifiesto una consistencia de la marga menor de la esperada.

En efecto, el reconocimiento geotécnico realizado en el proyecto base indicaba que la marga tenía un golpeo del ensayo S.P.T. de N=62 y una resistencia a compresión simple de al menos 6,3 Kg/cm^2.

Los ensayos S.P.T. realizados en el actual reconocimiento registraban golpeos incluso menores de la mitad, a lo largo del fuste y por debajo de la punta.

Así, a lo largo del fuste (la punta de la pila está a 12 metros de profundidad) el golpeo medio N resultó ser de 36 (S-1) y de 35 (S-2). En la punta, en la zona activa superior (4 ∅) 41 (S-1) y 40 (S-2), y en la zona activa inferior (2 ∅) 40 (S-1) y 44 (S-2). Todos estos valores muy inferiores a N=62 del reconocimiento efectuado en las zonas de estribos. Hasta los 20 a 23 metros de profundidad no se consiguen golpeos en el ensayo S.P.T. de 60 o superiores.

Aplicando la relación que se propone en la bibliografía entre el ensayo S.P.T. y la resistencia a compresión simple de $q_u = N/7,5$, se obtuvieron valores tan bajos como $q_u = 21/7,5 = 2,8$ Kp/cm^2, muy alejados del valor de 6,3 Kp/cm^2 dado en el informe inicial del proyecto base.

De hecho los ensayos a compresión simple realizados sobre testigo dieron valores bajos, entre 3,40 y 4,91 Kp/cm^2, en los 12 primeros metros, excepto un valor de 10,08 Kp/cm^2. Valores mayores de 6 Kp/cm^2 se encontraron por debajo de 16 m. de profundidad, correspondiendo a valores de N superiores a 50.

El valor de la compresión simple, medido in situ con el penetrómetro de bolsillo, indicó valores entre 4,5 y 7 Kp/cm^2 en los 7 primeros metros, de 9 a 7 Kp/cm^2 entre los 7 y 11 metros y de 7,5 a 9 Kp/cm^2 entre 11 y 16 metros. También en laboratorio se obtuvieron valores altos. Por ser un ensayo muy puntual, se analizó críticamente.

Como conclusiones se indicaron las siguientes:

a) No se confirmó la existencia de blandones o cavidades por debajo de la punta de los pilotes.

b) Sin embargo, se puso de manifiesto que en los 16 primeros metros reconocidos la marga era mucho menos consistente de lo esperado, según el reconocimiento realizado en el proyecto base.

c) Debido a la menor resistencia geomecánica del suelo, se decidió comprobar los coeficientes de seguridad de las pilas P-4 y P-5 con nuevos parámetros geomecánicos.

d) Para los cálculos que se desarrollan a continuación se supuso que la resistencia a compresión simple tanto en el fuste como en la punta es de 5 Kp/cm^2, que equivale a un golpeo de *N = 38* ($q_u = 38/7,5 = 5$ Kp/cm^2).

5. ANÁLISIS DE LA CIMENTACIÓN Y POSIBLES CAUSAS DE LA PATOLOGÍA

5.1. ESTUDIO DE LAS PILAS 4 Y 5

Al resultar la compacidad del suelo inferior a la esperada, surgió la duda de si el pilote era capaz de soportar las solicitaciones existentes ya que el terreno era de calidad inferior a la esperada.

Para ello se revisó el diseño de la cimentación del proyecto considerando las capas de gravas y de margas azules existentes en las pilas 4 y 5 con los espesores obtenidos en los sondeos.

La carga admisible del pilote puede calcularse a partir de la carga de hundimiento, que se halla a partir de relaciones teóricas y prácticas con parámetros medidos del suelo, como el ángulo de rozamiento interno, la resistencia a compresión simple o el golpeo del S.P.T.

La carga de hundimiento se calculó como suma de la resistencia por punta más la resistencia por fuste.

$$Q_h = Q_p + Q_f = A_p \,.\, r_p + \Sigma P \,.\, L_i \,.\, r_{fi}$$

donde r_p es la resistencia unitaria por punta, A_p el área de la punta, P el perímetro del fuste, L_i el espesor de la capa atravesada y r_{fi} la resistencia unitaria por fuste de la capa i.

La carga admisible Q_{adm} es igual a la carga de hundimiento Q_h dividida por el coeficiente de seguridad F. El valor del coeficiente de seguridad en los casos normales es F=3. En los casos en los que hay suficiente conocimiento del terreno y sus propiedades resistentes, el valor del coeficiente podría ser reducido según algunos autores hasta 2. La carga admisible debe ser comparada con el axil pésimo correspondiente al axil máximo de servicio, sin mayorar.

En este caso, como resistencia por punta se adoptó:

$$r_p = 9c_u = 4{,}5\ q_u \text{ (margas)}$$

Como resistencia por fuste en la zona de margas, se tomó el valor:

$$r_f = \alpha\, c_u \text{ (margas)}$$

Según Woodwaver, citado por J.A.Jiménez Salas (1.972), para un valor $c_u = q_u /2 = 5/2 = 2{,}5\ Kp/cm^2$, $\alpha = 0{,}3$ con lo que se obtiene:

$r_f = 0{,}3 \,.\, cu$
$r_p = 4{,}5 \,.\, 5{,}0 = 22{,}5\ Kp/cm^2 = 225\ T/m^2$
$r_f = 0{,}3 \,.\, 2{,}5\ Kp/cm^2 = 0{,}75\ Kp/cm^2 = 7{,}5\ T/m^2$

Como las zonas del bulbo de hundimiento están contenidas en este nivel de $q_u = 5\ Kp/cm^2$, zonas activas superior e inferior, se tomó el valor indicado como resistencia unitaria por punta.

Pila 4

- **Resistencia por punta**: pilotes ∅ 1,50 metros

$$Q_p = A_p \,.\, r_p = 1{,}766 \,.\, 225 = 397 \text{ T}$$

$$A_p = 1{,}5^2 \,.\, \pi / 4 = 1{,}766\ m^2$$

- **Resistencia por fuste**: pilote de 12 metros.

Resistencia por fuste en margas $r_f = 7{,}5\ T/m^2$
Resistencia por fuste en gravas $r_f = 5\ T/m^2$

$$Q_f = \pi \,.\, 1{,}5\ (2 \,.\, 5 + 9{,}75 \,.\, 7{,}5) = 4{,}712 \,.\, 83{,}1 = 392\ T \quad (1)$$
$$Q_f = \pi \,.\, 1{,}5 \,.\, 9{,}75 \,.\, 7{,}5 = 344\ T \quad (2)$$

(*1*) Considerando la contribución de las gravas.
(*2*) No considerando la contribución de las gravas.

- **Carga de hundimiento**.

$$Q_h = Q_p + Q_f = 397 + 392 = 789\ T\ (1)$$
$$Q_h = Q_p + Q_f = 3397 + 344 = 741\ T\ (2)$$

Valores más bajos que el obtenido en el proyecto base y para los que el coeficiente de seguridad resultaba ser:

- **Coeficiente de seguridad real pila P-4**.

$$F = Q_h / N = 789/503 = 1{,}57\ (1)$$
$$F = Q_h / N = 741/503 = 1{,}47\ (2)$$

Estos coeficientes de seguridad se consideraron totalmente insuficientes. La carga de trabajo estaba cerca de la carga última y el suelo se encontraba en fase elastoplástica, justificándose los asientos observados, más aún si se hubiese comparado con la carga máxima de diseño (con viento y sismo).

Con los parámetros r_p y r_f anteriores, suponiendo un módulo de deformación del suelo de E=100 c_u se estimó, mediante un programa elastoplástico el asiento, obteniéndose un valor de 16,3 cm., muy parecido a los observados.

De dicho resultado también se dedujo que la resistencia por fuste estaba casi totalmente movilizada encontrándose el pilote también trabajando por punta. Este resultado también se puede estimar viendo los valores de resistencia máxima por fuste $Q_s = 344\ a\ 392\ T$ que es la primera que se moviliza. Se ha comprobado que la resistencia por fuste de un pilote se moviliza casi completamente con desplazamientos pequeños por ejemplo uno o dos centímetros, mientras que en pilotes de gran diámetro la resistencia por punta se moviliza totalmente para asiento de la punta del 25% del diámetro del pilote (Vesic). En este caso se necesitaría un asiento de la base del pilote de 37,5 cm. para que se movilizase completamente.

Pila 5

Para la **Pila 5** se podía estimar el mismo coeficiente de seguridad.

5.2. ESTUDIO DE LAS RESTANTES PILAS

Pilas 2, 3, 6 y 7

Una vez comprobado que, con el suelo encontrado, el coeficiente de seguridad de las pilas 4 y 5 era muy bajo, y que por tanto era explicable la gran magnitud del asiento (los pilotes necesitan movilizar una parte importante de la resistencia por punta), surgió la pregunta de cuál era el coeficiente de seguridad del resto de las pilas del proyecto, aplicando el criterio anterior, en donde no se habían detectado asientos.

Basándose en el ensayo in situ tipo S.P.T. realizado en los reconocimientos y suponiendo que la marga daba el golpeo previsto de $N = 62$, es decir, con una resistencia a la compresión de $q_u = 62/7{,}5 = 8{,}00\ Kp/cm^2$.

$$r_p = 9\ cu = 36\ Kp/cm^2 = 360\ T/m^2$$
$$r_f = 0{,}3\ cu = 0{,}3 \cdot 4 = 1{,}2\ Kp/cm^2 = 12\ T/m^2$$

Como los pilotes tienen 12 m. de longitud, admitiendo el mismo perfil de la Pila 4.

$$Q_p = 1{,}766 \cdot 360 = 635{,}76\ T$$
$$Q_f = \pi \cdot 1{,}5\ (2 \cdot 5 + 9{,}75 \cdot 12) = 598{,}47\ T\ (1)$$
$$Q_f = \pi \cdot 1{,}5 \cdot 9{,}75 \cdot 12 = 551{,}30\ T\ (2)$$

obteniéndose los siguientes coeficientes de seguridad:

$$F = (635{,}76 + 598{,}47) / (503) = 2{,}45\ (1)$$
$$F = (635{,}76 + 551{,}30) / (503) = 2{,}36\ (2)$$

Con (*1*) y (*2*) con el significado anterior. Si se consideraba la acción del viento y el sismo, el coeficiente de seguridad era de 2,14 (*2*).

Estos coeficientes son algo bajos respecto del valor 3 que se suele considerar normal. No obstante, ya se ha mencionado que algunos autores admiten coeficientes de seguridad de hasta dos y desde el punto de vista de un proyecto cabría suponer que la marga es un estrato de características conocidas por lo que se podría admitir como válido este coeficiente de seguridad, además teniendo en cuenta que el axil *N=503+32,15+1/2 38,14=554,22 T* incluye la actuación pésima (máxima), con todos los factores desfavorables actuando a la vez (sismo+1/2 viento).

6. PROPUESTAS DE ACTUACIÓN

Pilas 4 y 5

En el apartado anterior se ha mostrado que las pilas P-4 y P-5 según el reconocimiento realizado tenían un coeficiente de seguridad muy bajo.

Por tanto se consideró necesario aumentar este coeficiente de seguridad estudiándose para ello tres posibles procedimientos.

a. El primero consistía en transmitir la carga de la estructura mediante una zapata.

Se ejecutaría una zapata que transmitiese una carga unitaria máxima de 2,25 Kp/cm^2 a la marga; esto implica o dos zapatas de *503 T/22,5 T/m^2=22,3 m^2*, es decir de unos 5 x 5 m^2 o bien una única de *1006/22,5 = 45 m^2*, es decir de unas dimensiones de *5 x 10 m^2*, solución que tendría grandes problemas de ejecución por ser en medio del río y encontrarse las margas a unos 5,00 m bajo la superficie del agua y además por la dificultad de obtener una buena conexión entre las pilas actuales y la cimentación propuesta.

b. Una segunda solución consistiría en ejecutar una serie de pilotes o micropilotes que se unirían mediante un encepado entre sí y a las pilas-pilote actuales. Además de los posibles condicionantes del gálibo existentes para la ejecución de aquellos, existirían los mismos problemas de ejecución mencionados anteriormente.

Un micropilote ∅ 200 mm de 12,00 m. de longitud, la misma de los pilotes, tiene una carga admisible de

$$Q_p = 0{,}031 \cdot 225{,}0 = 7{,}07\ T$$
$$Q_f = 0{,}628 \cdot 9{,}45 \cdot 7{,}5 = 44{,}53\ T$$

$$Q_{adm} = \frac{Q_p + Q_f}{F}$$

tomamos un F = 2,5

igual al resto de las pilas aproximadamente.

$$Q_{adm} = \frac{7,07 + 44,53}{2,5} = 20,64T$$

Que sería la carga admisible del pilote ∅ 1,50 de 12 m. *(F = 2,5)*. En el caso de no considerar la colaboración de las capas de gravas para la carga de hundimiento de las pilas-pilote Q_h*= 741 T* y la contribución de estas a la carga admisible sería:

$$Q_{adm} = 741/2,5 = 296,4\ T$$

y por tanto la capacidad necesaria de los micropilotes ∅ 200 mm:

$$Q = 503 - 296,4 = 206,6\ T$$

como el número de micropilotes sería elevado, considerando un factor de eficacia de *E= 0,75*, el número de unidades de micropilotes ∅ 200 resultaba ser:

$$N^{o}Uds. = \frac{206,6}{0,75.20,64} = 14\varnothing 200$$

Serían necesarios 14 micropilotes ∅ 200 por pila-pilote a reforzar.

En el caso de pilotes por ejemplo ∅ 450, la carga admisible para 12 m. de longitud es:

$$Q_p = 0,159\ .\ 225,0 = 35,8\ T$$
$$Q_f = 1,414\ .\ 9,45\ .\ 7,5 = 100,2\ T$$

$$Q_{adm} = \frac{100,2 + 35,8}{2,5} = 54,4T$$

$$N^{o}Uds. = \frac{206,6}{0,75.54,4} = 5$$

Por tanto serían necesarios 5 pilotes ∅ 450 por pila-pilote.

c. Una tercera solución sería mejorar el suelo. La única técnica adecuada es la inyección a chorro o Jet-Grouting. Se adjunta croquis de la solución adoptada en la figura 3.

Es difícil estimar por métodos teóricos el coeficiente de seguridad que se obtendría con esta solución, que ha se ha probado experimentalmente en otros recalces de pilotes (elementos portantes de estribos de pasos superiores en el nudo de Juan Carlos I de la S-30 de Sevilla).

En la solución que se propuso se mejoraba el suelo a lo largo del fuste y se inyectaba la zona activa superior, la inferior y la de seguridad, consiguiéndose un "elemento rígido" de un diámetro de unos 3,50 m aproximadamente.

Sin considerar el fuste, simplemente por punta este elemento tiene un coeficiente de seguridad mayor de 3, con la solicitación de 503 t.

$$Q_p = 8\, c_u \,.\, A_p = 8 \,.\, 25 \,.\, \pi \,.\, 3{,}5^2/4 = 1920\ T$$

$$\boldsymbol{F = 1920/503 = 3{,}8}$$

Se consideró el valor 8 en vez de 9 pues en pilotes de tan gran diámetro se recomienda rebajar N_c.

Esta solución tenía la ventaja de que se podía realizar en medio flotante y no era necesario construir ningún elemento de unión del recalce.

Pilas 2, 3, 6 y 7

No se detectaron movimientos en estas pilas y los coeficientes de seguridad obtenidos en el apartado anterior se consideraron suficientes, por lo que no se estimó necesario ninguna actuación, salvo mantener durante varios meses control topográfico, lo que se llevó a cabo sin detectar ningún asiento concluyendo que no era necesaria ninguna actuación, sin embargo para mayor seguridad se realizó un ligero tratamiento con Jet-Grouting.

7. SOLUCIÓN ADOPTADA

Del análisis económico de las tres soluciones se dedujo que la solución de Jet-Grouting era la de menor coste para las 4 pilas-pilote con asientos y de menores problemas de realización.

Esta solución consistió en la ejecución de 18 columnas de inyección, nueve de ellas verticales a una distancia del fuste de 0,50-1,00 m y otras nueve inclinadas unos 6,5º grados, según la disposición que se indica en la figura 3.

Dado el tipo de suelo, margas consistentes, la inyección produciría una columna de suelo-cemento de unos 40-50 cm. de diámetro, consolidando y rellenando las zonas o paquetes de margas menos consistentes o microfisuradas que rodean a la columna. La resistencia a compresión del suelo-cemento que se conforma, según la experiencia, es de unos 20-30 Kp/cm^2, quedando además el anillo que rodea a la columna consolidado. Esta consolidación se valora posteriormente.

La presión de trabajo recomendada de la bomba de inyección fue de 350-400 kg/cm^2 y la inyección que se fijó en este tipo de suelos fue de 250-300 kg de cemento por metro lineal de zona tratada.

La dosificación de la lechada de cemento en peso fue la normalmente utilizada en este tipo de tratamiento a/c=1/1, con lo que se consigue que la densidad de la mezcla sea de 1,5 T/m^3.

El volumen de lechada 1/1 inyectada por metro de tratamiento fue (250 kg de cemento por metro).

$$V = \frac{250.10^{-3}T}{3{,}05T/m^3} + \frac{250.10^{-3}T}{1{,}0T/m^3} = 0{,}332m^3 = 332litros$$

$$Pe = \frac{(250+20).10^{-3}T}{0{,}332m^3} = 1{,}506T/m^3$$

Se recomendó efectuar columnas testigo (o de prueba) del tratamiento en la orilla, ya que al existir una

lámina de agua de 2 - 3 metros, era imposible controlar el rechazo, es decir, el volumen de suelo-cemento que surge por la boca del taladro y no queda incorporado a la columna así como su composición, siendo este parámetro (el rechazo) importante para ajustar el volumen a inyectar.

Las columnas de Jet-Grouting se ejecutaron alternativamente de manera que entre 2 columnas adyacentes ejecutadas en el mismo día hubiera al menos 1,50 m., o 24 horas de fraguado respecto de la que se ejecutaba en ese momento. El objeto de este decalaje en espacio y tiempo era evitar la posible fluidificación de un área importante durante la inyección del mortero, y que pudiera dar lugar a un aumento imprevisible de los asientos. Debe indicarse que, durante la realización del tratamiento el tráfico no fue interrumpido, aunque sí se cortó el carril que estaba sobre la pila en tratamiento en cada caso, y se limitó la velocidad de circulación por el puente. La velocidad de rotación del varillaje de inyección fue mayor de 10 r.p.m.

El peor momento de un recalce es cuando éste se está ejecutando. Por tanto, se recomendó comenzar el mismo con nivelaciones frecuentes de las pilas afectadas y como se ha indicado en el punto anterior reduciendo la velocidad de los vehículos sobre el puente para evitar cargas dinámicas importantes.

El control de la inyección se realizó en la densidad, en el rechazo, en los Kg de cemento inyectados por metro y tomando muestras de la columna testigo, además del control topográfico de los movimientos del puente.

El resultado de la inyección se controló mediante seguimiento de los asientos de las pilas tratadas.

Con el tratamiento efectuado se corrigió el asiento de las pilas P-4 y P-5 consiguiendo un levantamiento de las mismas de unos 10 cm.

E el momento del tratamiento no se tenían noticias a nivel mundial de haber realizado esta técnica para el levantamiento de un puente.

ASIENTO INICIAL	**ASIENTO FINAL**
P-4: 14,6 cm.	4,6 cm.
P-5: 6 cm.	3,5 cm.

La obra de recalce se efectuó durante los meses de Junio y Julio de 1.993. En la figura 4 se adjunta un alzado representando las flechas iniciales y finales.

8. RESULTADOS DE LA ACTUACIÓN

El resultado principal fue la corrección total de la patología ocurrida en las pilas P-4 y P-5, restituyendo como mínimo las mismas condiciones de seguridad frente al hundimiento de la cimentación previstas en proyecto. Es decir, frente a la disminución de coeficiente de seguridad debida a las características reales del estrato de margas, la solución de recalce permitió que dichos coeficientes volvieran a ser admisibles.

Por otro lado, se pudo corregir gran parte de los asientos producidos en las pilas, con lo cual, se logró reducir en gran parte la distorsión angular del tablero.

Aunque en un puente isostático de estas características se puede en principio mantener perfectamente la funcionalidad de la estructura a pesar de que se produzcan asientos diferenciales entre pilas, con la solución adoptada, tanto estos como las distorsiones angulares se redujeron a valores mínimos, recuperando de nuevo el puente un aspecto aceptable desde el punto de vista estético.

9. BIBLIOGRAFÍA

- Jiménez Salas, J.A. (1980). "Geotecnia y Cimientos III". Primera Parte. Editorial Rueda.
- Joseph E. Bowles (1966). "Foundation Analysis and Design". Fifth edition. Mc Graw Hill.
- Petros Xanthakos (1996). "Bridge Strengthening and Rehabilitation". Prentice Hall.

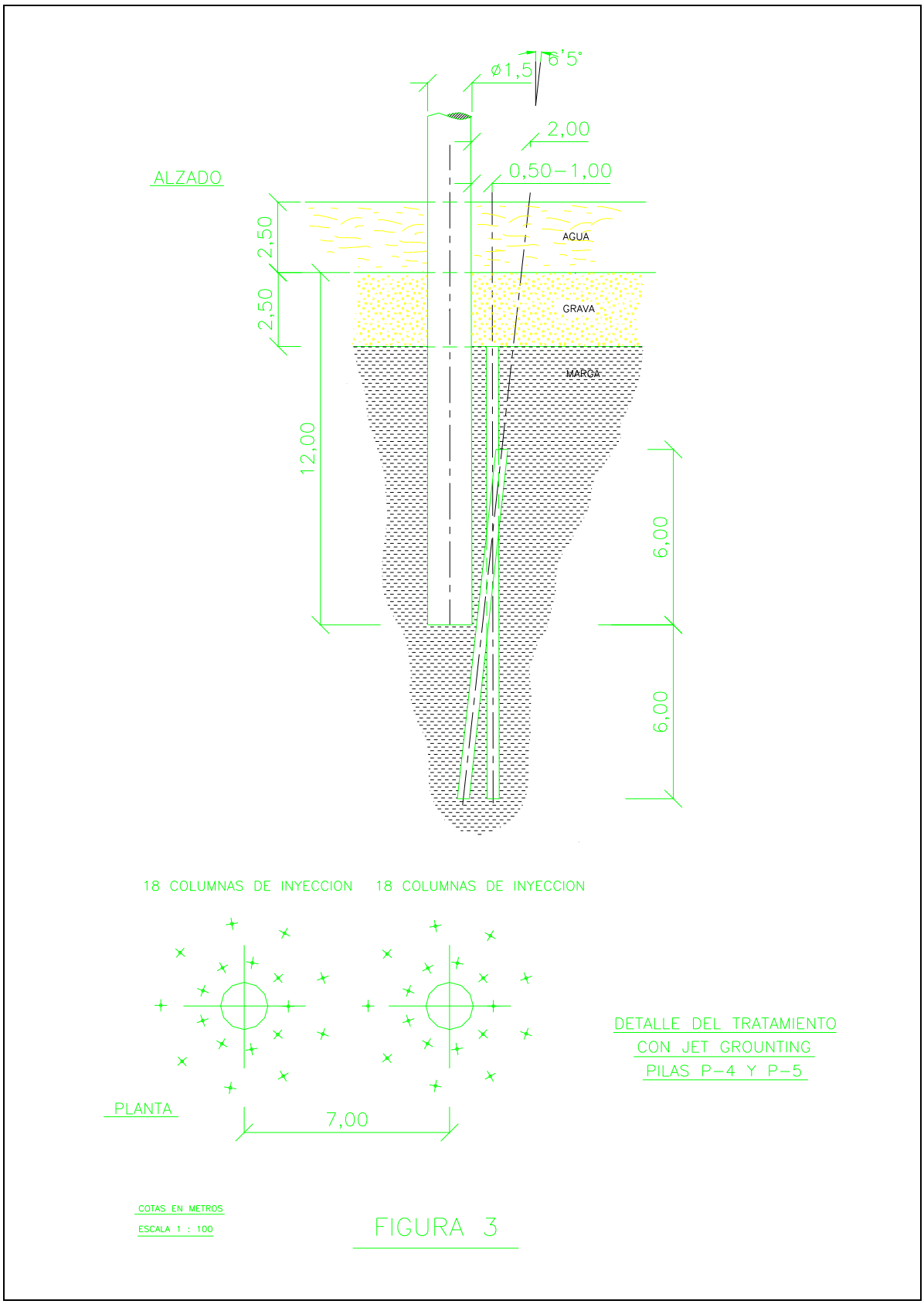
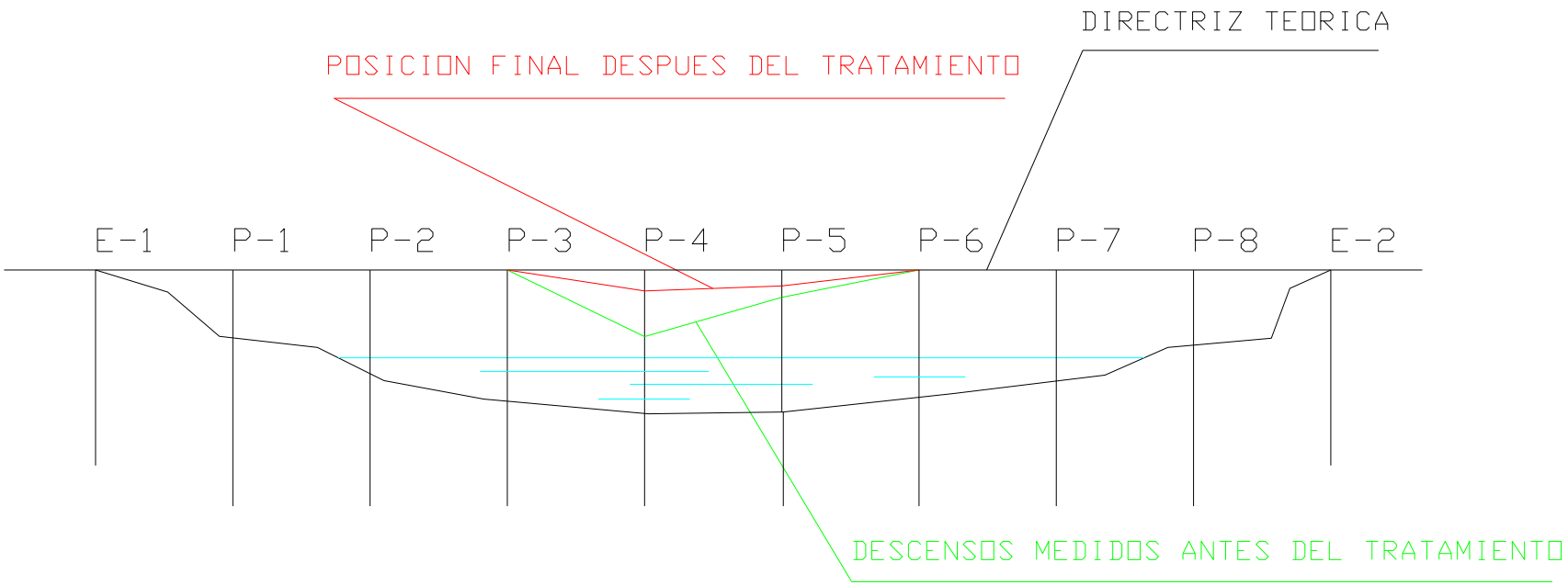


FIGURA 3



$$Ev = 100 * Eh$$

FIGURA 4