

6. TÉCNICAS DE REPARACIÓN

6.1. INTRODUCCIÓN

En la Introducción de esta monografía se indica que este texto pretende ser una referencia útil, junto con otros documentos, para poder abordar el estudio, la inspección o la reparación de la cimentación de un puente de fábrica. En los capítulos anteriores se han abordado temas referentes tanto al estudio como a la inspección. Queda pues describir, en este capítulo, las posibles técnicas de reparación de una cimentación, orientadas en lo posible a una mejora de la capacidad portante del terreno bajo la obra, más que a un tratamiento en sí mismo de refuerzo del propio elemento de cimentación.

Así, se describen en primer lugar las técnicas de mejora de la capacidad portante del terreno bajo la cimentación y, a continuación, las técnicas de refuerzo o ampliación del elemento de cimentación. En tercer lugar se citan otras técnicas destinadas al sostenimiento del terreno en el que puede apoyar la cimentación de un puente y, por último, se describen diferentes métodos orientados a permitir la ejecución de cualquiera de las técnicas anteriores.

6.1.1. Fases de una reparación

En general, una reparación se ajustará a las siguientes fases:

1. Refuerzo y apeo provisional de la estructura.
2. Transferencias de cargas al apeo.

3. Ejecución del refuerzo o ampliación de la cimentación o consolidación del terreno cimentante (o todo ello).
4. Conexión y transferencias de cargas a la cimentación resultante.

Es posible que las dos primeras fases enunciadas no sean necesarias en todas las reparaciones. Su ejecución vendrá determinada por el estado de la superestructura de la obra de fábrica y por el tipo de reparación de la cimentación.

6.1.2. Otros factores que inciden en la búsqueda de la solución de la reparación

- La existencia de servicios en el entorno (tuberías, canalizaciones, drenajes).
- Defensas o protecciones de escollera, encachados y gaviones.
- Soleras y contrabóvedas.

6.2. TÉCNICAS DE MEJORA DE LA CAPACIDAD PORTANTE

Dentro de estas técnicas se incluyen tanto las que suponen un tratamiento del terreno (inyecciones), como las que permiten la transmisión de las cargas de la cimentación a un estrato más profundo (micropilotes). También están consideradas las técnicas que son mezcla de las dos anteriores (jet-grouting).

6.2.1. Inyecciones del terreno

La inyección como operación de tratamiento del terreno implica la introducción, por impregnación (relleno de huecos preexistentes) o rotura del mismo, de una mezcla fluida que posteriormente fragua y endurece.

Los objetivos básicos de las inyecciones, generalmente alternativos, son básicamente:

- Reducir el grado de permeabilidad del terreno.
- Mejorar las condiciones mecánicas del terreno.

Las inyecciones de impregnación se definen como inyecciones de mezclas en las juntas y fracturas de roca o en los huecos de suelo, sin desplazamiento del terreno, empleadas fundamentalmente para reducir el grado de permeabilidad del terreno.

Se definen las inyecciones por fracturación hidráulica o claquage como un tipo de inyecciones con desplazamiento del terreno en el que inicialmente se produce su fracturación

mediante inyección de agua o de una mezcla a una presión superior a la presión de confinamiento y resistencia a tracción del mismo, que persiguen fundamentalmente la consolidación del terreno y, por tanto, la mejora de sus propiedades mecánicas. La creación, por rotura hidráulica del terreno, de lenguas de lechada, de variada orientación en el espacio desde los puntos de introducción de la mezcla, dará lugar, asimismo, a obturaciones locales, forzando a las filtraciones a recorridos de dirección cambiante, de mayor longitud y con mayores pérdidas de carga, lo que produciría disminución de su permeabilidad.

A veces es necesario combinar estos dos tipos de inyecciones con las inyecciones de relleno, ya que, tanto con fines de impermeabilización como de consolidación, es necesario primero rellenar los huecos más grandes del terreno con grava (que posteriormente se inyecta con cemento) o directamente con mortero de cemento.

6.2.1.1. Inyecciones de impregnación

En las inyecciones de impregnación se introduce una mezcla en las juntas y fracturas de roca o en los huecos de suelo, sin alterar ni desplazar el terreno. La aplicación más frecuente de este tipo de inyección en el recalce de puentes es como pre-tratamiento, para consolidar e impermeabilizar el terreno previamente a la ejecución de elementos principales de recalce.

Las mezclas que se introducen pueden ser de mortero, de lechada de cemento, de microcementos, o mezclas químicas (de silicatos o resinas). Se elige la mezcla en función de la permeabilidad del terreno que se trata de inyectar, siendo las inyecciones de mortero aplicables en gravas, y las inyecciones de lechada de cemento aplicables en arenas gruesas. Las inyecciones de microcementos e inyecciones químicas se emplean como inyecciones en terrenos menos permeables, y son de poca aplicación en el recalce de puentes.

Con las mezclas de resina se podría fracturar el terreno sin correr el riesgo de crear superficies de debilidad en su interior, pero esta práctica requiere considerable experiencia para evitar fugas incontroladas de productos de coste muy elevado. Por otro lado hay que tener en cuenta que la mayor parte de las resinas que pueden utilizarse en la impregnación del terreno tienen cierto grado de toxicidad lo que requiere un estudio muy cuidadoso de la contaminación que puede entrañar su uso en este tipo de tratamientos.

6.2.1.2. Inyecciones de fracturación

Las inyecciones de fracturación hidráulica son un tipo de inyección de desplazamiento del terreno en el que, inicialmente, se produce la fracturación del terreno mediante la inyección de una mezcla a una presión superior a la presión de confinamiento y resistencia a tracción del mismo.

Para llevar a cabo el tratamiento, primero es necesario perforar el taladro de inyección y estabilizar sus paredes mediante entubación o lodo de perforación. A continuación se introduce en el taladro un tubo manguito y se realiza la inyección de sellado del mismo. La mez-

cla de esta inyección es de lechada de cemento con mezcla de bentonita. El sellado tiene la función de impedir que la lechada de cemento, que posteriormente se inyecta a presión, circule a lo largo del taladro entre el tubo manguito y el terreno.

El tubo manguito consiste en un tubo, que puede ser tanto de PVC como de acero, dotado de válvulas anti-retorno de inyección, separadas típicamente entre 500 y 1.000 mm, a través de las cuales se realiza la inyección a presión. Las válvulas anti-retorno se conforman por agujeros cubiertos por manguitos de goma que los presionan firmemente y que ceden únicamente bajo presión y vuelven luego a su posición inicial.

Durante el proceso de inyección, se aísla cada manguito mediante dos obturadores, creándose una cámara cerrada en el entorno del mismo. A continuación se inyecta a presión la mezcla, midiendo tanto las presiones como las admisiones de inyección.

A continuación se adjunta un esquema del proceso de inyección con tubos manguito:

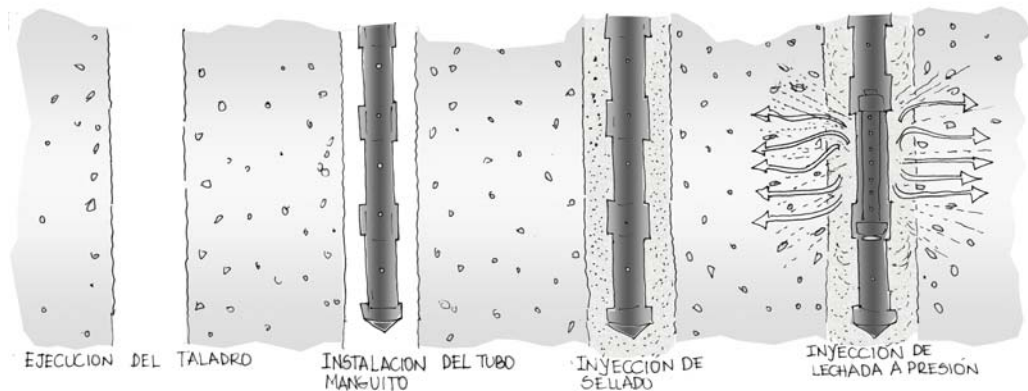


Figura 6.1. Proceso de Inyección con tubos manguito.

El método permite repetir la inyección tantas veces como sea necesario, aumentando progresivamente la presión de inyección y disminuyendo la viscosidad de la lechada.

Cuando los tubos manguito son de acero, éstos se quedan íntimamente asociados al volumen de terreno tratado, y sirven de elementos de cosido que coadyuvan con las inclusiones de cemento en la consolidación y estabilización del suelo tratado. Por ello, las inyecciones de fracturación con tubos de acero también se llaman “inyecciones armadas”.

El diseño de las inyecciones armadas se diferencia de los micropilotes, porque aquéllas se consideran como una mejora de una zona determinada del terreno, donde la inyección y los tubos de armadura actúan de forma conjunta para transmitir los esfuerzos al terreno en su entorno. Cada tubo de armadura resiste una combinación de esfuerzos, tanto axiales (compresión o tracción) como momentos flectores y esfuerzos cortantes.

Las inyecciones armadas son de especial interés en las obras de recalce, puesto que la inyección se realiza en varias fases, y por tanto de forma totalmente controlada. Esto es una gran ventaja porque permite llevar a cabo un seguimiento exhaustivo de los movimientos de la estructura provocados por el tratamiento, con el fin de evitar daños a la misma durante la ejecución del recalce. Además, por su proceso de ejecución, se puede considerar como un recalce activo.

Otra ventaja, en el caso de puentes sobre ríos, es que las inyecciones armadas inmovilizan el terreno y, por tanto, a la vez que conforman los elementos resistentes, aportan cierta protección frente a la socavación.

6.2.1.3. Inyecciones de desplazamiento

En las inyecciones de desplazamiento o de compactación, un mortero “seco” se introduce a presión para formar un bulbo inyectado en el terreno. Este tipo de inyecciones se emplea para formar elementos resistentes similares a micropilotes, típicamente en terrenos donde existiría el riesgo de producir el colapso del mismo al inyectar con lechada de cemento, y también para inyectar cavidades, por ejemplo en terrenos cársticos.

En la primera aplicación, el bulbo de mortero “seco” se expande bajo presión, desplazando el terreno circundante, sin impregnarlo y sin romperlo, produciendo una densificación del mismo. Por ello, estas inyecciones se conocen también como inyecciones de compactación, y el criterio de rechazo que predomina es normalmente el de presión máxima.

Cuando se emplean para inyectar cavidades, se trata, o bien de rellenar los huecos en la zona de influencia de la cimentación, o bien de formar columnas que soporten el terreno por encima de ellas y transmitir la carga que éste representa a los niveles más profundos de terreno inferior. Al inyectar la cavidad, el mortero pierde rápidamente el agua de amasado bajo la presión de inyección, y por tanto el bulbo se forma prácticamente sin moverse del punto de inyección. Debido a ello, en este tipo de aplicaciones las inyecciones se llaman de “baja movilidad”, y en ellas el criterio de rechazo que predomina es el de volumen máximo.

6.2.1.4. Definición de un proyecto de inyección

La definición de un proyecto de inyección requiere el establecimiento concreto de los siguientes aspectos:

- Situación de las perforaciones, longitud e inclinación de las mismas. La separación de los taladros de inyección es función del tipo de inyección a realizar (impermeabilización o consolidación) así como del tipo de mezcla que se utilice. En principio, si se utiliza una mezcla de baja viscosidad (impregnación de suelo de textura fina) la separación será más pequeña que en el caso de utilizar mezclas a base de cemento. La separación de taladros puede también estar condicionada por otras necesidades, como el tratamiento específico

de una zona de contacto, o el tratamiento de una zona previa a la realización de otro tratamiento. En este caso, la separación máxima de taladros deberá fijarse en función, únicamente, del radio de acción esperado. Si este último se desconoce, será necesario plantear las oportunas pruebas de inyección para definirlo. La localización geométrica de los taladros se planteará en función del volumen a tratar, de la separación máxima entre taladros, y de la zona o zonas accesibles para los equipos de perforación.

- Admisiones previstas en los diferentes suelos afectados. Para cada fase de inyección se limitará en proyecto el volumen de admisión de mezcla según la presión alcanzada, hasta llegar a la presión final prevista, según la profundidad.
- Características de la mezcla o mezclas de inyección a emplear. Aun cuando los componentes de una mezcla puedan recibirse listos para su utilización inmediata, se ha de prever siempre un proceso de preparación específico para cada tipo de lechada de inyección. A estos efectos conviene recordar que un componente esencial de las mezclas a base de cemento (las de uso más frecuente) es la bentonita, que requiere un proceso de maduración, para asegurar su correcta hidratación, no inferior a 14 horas.
- Programa de trabajo, dividido en fases. En paralelo con las operaciones de montaje de las instalaciones será conveniente prever un programa preliminar de pruebas, tanto más elaborado cuanto menor sea la experiencia de inyección en la zona y cuanto mayor sea el volumen previsto de tratamiento. Como mínimo, será conveniente elaborar mezclas, con los materiales y medios de mezclado realmente disponibles, con objeto de verificar el cumplimiento de las condiciones previstas de viscosidad, fraguado, endurecimiento y resistencia mecánica y, en caso contrario, adoptar dosificaciones alternativas que permitan ajustarse a las condiciones requeridas, así como a variaciones en las mismas (incremento o disminución de viscosidad, reducción o incremento del tiempo de fraguado) por las condiciones particulares de terreno.

Para todo ello, se ha de evaluar la siguiente información previa:

- Datos de una investigación suficiente del terreno. En la exploración del terreno deben definirse suficientemente los siguientes parámetros del terreno:
 - Configuración estratigráfica, extendida hasta el substrato rocoso o hasta un techo de suelo, cuyas condiciones mecánicas o de transmisividad hidráulica hagan innecesario su tratamiento por inyección.
 - Naturaleza de cada nivel de terreno, con especial atención a su granulometría, índice de huecos y posible presencia de discontinuidades.
 - Condiciones de transmisividad hidráulica de los diferentes niveles de terreno que se hayan establecido.

Para determinar las características hidrogeológicas del terreno se suele recurrir, al menos, a alguno de los siguientes tipos de ensayos in situ:

- Pruebas puntuales de permeabilidad, tipo Lefranc.
- Ensayos de bombeo, en uno o varios pozos de achique, equipados con suficiente número de piezómetros en sus proximidades. Este tipo de pruebas, mucho más costosas que las pruebas puntuales puede proporcionar una información válida relativa a la permeabilidad media de una formación que haya de inyectarse.
- Pruebas Lugeon y observaciones de las variaciones de la velocidad del agua, a lo largo de un sondeo, mediante micromolinetes, en casos de rocas fracturadas y con oquedades.

También deben investigarse las características químicas del agua freática, por su posible influencia en las condiciones de fraguado y estabilidad de la mezcla inyectada.

- Conocimiento adecuado de la geometría del volumen de terreno a tratar. La geometría del volumen de terreno que deba ser objeto del tratamiento por inyección es consecuencia de un conjunto de condicionantes que han de ser evaluados y combinados entre sí. El objeto de la inyección, bien sea de impermeabilización o de consolidación, es altamente determinante del volumen a tratar. En el caso de impermeabilización, se ha de constituir una barrera que alcance a los niveles impermeables naturales subyacentes. En el caso de consolidación del terreno, el tratamiento ha de alcanzar a todo el macizo.
- Grado de mejora a conseguir en las condiciones del terreno.

6.2.2. Micropilotes

Los micropilotes son elementos cilíndricos, con un diámetro inferior a 300 mm, perforados in situ, armados con tubería de acero (reforzada a veces con uno o varios redondos), e inyectados con lechada o mortero de cemento en una o varias fases.

Se caracterizan principalmente por el hecho de llevar armadura tubular de acero y que el material que rodea esta armadura y que queda en contacto con el terreno (lechada o mortero) se introduce a presión contra el terreno, pudiendo realizarse esta inyección por fases o tramos.

Generalmente, los micropilotes que se emplean en el recalce de puentes funcionan como cimentaciones profundas tradicionales, transmitiendo al terreno los esfuerzos a que están sometidos (básicamente esfuerzos axiales de compresión o tracción) a través de su fuste y su punta.

Las fases básicas de ejecución de un micropilote son la perforación del taladro, la colocación de la armadura, la inyección del micropilote y su conexión con la estructura.

En este documento se comentan solamente algunos aspectos específicos de estas fases de ejecución en tanto en cuanto afectan a su función específica como elemento de recalce de una cimentación preexistente, remitiendo al lector, para cualesquiera otros aspectos de su proyecto, diseño, ejecución, control, etc., a lo señalado en [1].

6.2.2.1. Perforación

Para la perforación se emplean máquinas de rotación o rotopercusión, de dimensiones adecuadas al gálibo disponible. En el caso aquí tratado de recalce de estructuras preexistentes, este gálibo, como ocurre con otras técnicas de recalce, podrá resultar limitativo en el caso de ejecución de micropilotes que sólo atraviesen la cimentación de las pilas o estribos (figura 6.2) mientras no constituirá problema en el caso de que los micropilotes sean ejecutados desde la propia plataforma de la obra de paso (figuras 6.3 y 6.4). Pero en este caso, el peso de la máquina a emplear puede ser limitativo en función de la capacidad portante real de la estructura teniendo en cuenta su estado de conservación.

Se debe elegir el sistema de perforación procurando que no altere las características del terreno ni a la propia estructura a recalzar. En general es preferible perforar a rotación para minimizar las vibraciones transmitidas, que siempre serán menores que con sistemas a rotopercusión.



Figura 6.2. Perforación en una pila de sillería por debajo del tablero, con un carro perforador apto para trabajar en espacios de gálibo reducido.

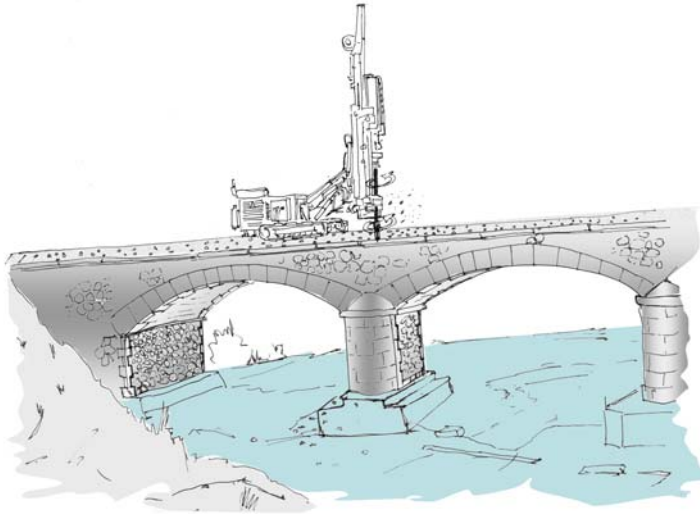


Figura 6.3. Ejecución de micropilotes atravesando una pila del puente desde la plataforma o tablero del mismo.

Según sea la consistencia del terreno y su posible riesgo de colapso frente al agua, la perforación se efectuará al amparo de entubación metálica, recuperable o no, o con ayuda de los fluidos adecuados al caso (agua, aire, bentonita). Al tratarse del recalce de estructuras existentes, resultará preferible realizar la perforación con aire.



Figura 6.4. Ejecución de micropilotes inclinados en un estribo de un puente de fábrica desde la plataforma del puente.

Deberá definirse la secuencia constructiva a seguir, especificando el orden de ejecución de los micropilotes y los tiempos de espera a observar. En general, no se perforarán dos micropilotes adyacentes de forma consecutiva.

Es necesario que, al menos durante la perforación, se proceda a la monitorización de movimientos de la propia estructura a recalzar, aunque resulta conveniente que dicha monitorización se prolongue en el tiempo hasta constatar la estabilización de tales movimientos.

6.2.2.2. Inyección

Según sea la consistencia del terreno y su posible riesgo de colapso frente al agua, la perforación se efectuará al amparo de entubación metálica, recuperable o no, o con ayuda de los fluidos adecuados al caso (agua, aire, bentonita). Al tratarse del recalce de estructuras existentes, resultará preferible realizar la perforación con aire.

Se diferencian tres tipos de micropilote en función del sistema de inyección empleada:

- Tipo IU: micropilotes inyectados en una sola fase a baja presión, mediante una inyección única global (IU) de lechada de cemento o mortero, ejecutada de abajo a arriba, a través de la armadura tubular o a través de un tubo de plástico colocado en el fondo del micropilote.
- Tipo IR: micropilotes de inyección repetitiva (IR) que, tras una primera inyección de lechada similar a la del tipo anterior (IU), son re-inyectados a través de la propia armadura tubular o de tubos o circuitos con válvulas anti-retorno, o de tubos de diferentes longitudes que lleguen a distintas cotas del micropilote. La presión de cierre en las fases de re-inyección debe alcanzar al menos 0,5 veces la presión límite del terreno, con un valor mínimo de 0,5 MPa.
- Tipo IRS: micropilotes de inyección repetitiva y selectiva (IRS) que son re-inyectados varias veces con lechada de cemento a través de tubos manguito instalados en la tubería de armadura, en toda la longitud del micropilote o en parte, empleando doble obturador para inyectar cada manguito aisladamente. La presión de cierre de la inyección será normalmente algo superior a la presión límite del terreno y en cualquier caso superior a 1 MPa.

En los tres tipos, cuando las pérdidas de inyección se prevean elevadas (superiores a 2,5 ó 3 veces el volumen teórico de inyección) puede ser necesario hacer una inyección previa con lechada o mortero de cemento que se deberá reperforar para seguir con la ejecución del micropilote. Como criterio general, se puede constatar que cuanto peor sea el terreno, más beneficio se consigue con la re-inyección. En todo caso, en [1] se recogen, a título orientativo las siguientes recomendaciones generales para los tres tipos de micropilotes comentados:

- Los del tipo IU suelen ser los más adecuados en rocas más o menos sanas, suelos cohesivos muy duros y suelos granulares.

- Los del tipo IR se emplean, por lo general, en rocas blandas y fisuradas y en materiales granulares gruesos y de compacidad media.
- Los del tipo IRS se recomiendan en suelos cohesivos (salvo los muy duros), suelos de consistencia baja o media y especialmente en suelos granulares en los que se intenta formar un bulbo.

6.2.2.3. Conexión con la estructura

Para garantizar la transmisión de las cargas de la estructura al terreno a través de los micropilotes, es necesario asegurar que funcionan adecuadamente los mecanismos de transmisión de las siguientes interfaces (dependiendo de la solución de reparación adoptada):

- a) Si el recalce utiliza como encepado elementos preexistentes de la estructura, bien atravesando simplemente la cimentación original, bien incluso la propia pila o estribo en su totalidad:
 - el contacto entre la inyección de lechada o mortero de cemento del micropilote y el elemento estructural previamente perforado que actúe como encepado;
 - el contacto entre la armadura y la inyección de lechada o mortero de cemento del micropilote.
- b) Si la solución de recalce adoptada utiliza un nuevo encepado que refuerce el cimiento preexistente:
 - el contacto entre el hormigón del nuevo encepado y la cimentación preexistente;
 - el contacto entre la armadura y el hormigón del nuevo encepado.

Para el contacto entre la inyección de lechada o mortero de cemento del micropilote y el elemento estructural preexistente, la tensión de adherencia admisible está condicionada por el tipo de material de dicho elemento preexistente atravesado, por su calidad y por el estado en que se encuentre. En [1] se recogen, a título orientativo, los valores admisibles de la tensión de adherencia según cuál sea el material de dicho elemento (mampostería, fábrica de ladrillo u hormigón) y su calidad. Además, indica que, en la última fase de ejecución del micropilote, se debe eliminar la lechada o mortero de la zona en la que el micropilote atraviese el antiguo cimiento, preferiblemente mediante chorro de arena a presión, y proceder a su relleno con mortero o lechada sin retracción para garantizar el contacto efectivo entre las distintas superficies.

En ocasiones, para aumentar la superficie de contacto entre la lechada o mortero del micropilote y el cimiento existente, se puede recurrir a aumentar el diámetro de la perforación en la zona en que se atraviesa dicho cimiento, con respecto al diámetro del propio micropilote.

Por lo que se refiere al contacto de la armadura con la lechada o mortero del micropilote, es recomendable disponer conectores que garanticen la perfecta adherencia entre ambos mate-

riales. En los casos en que se utilizan como encepado elementos pre-existentes, es habitual disponer de conectadores de tipo barra corrugada recta, soldados al tubo de armadura de los micropilotes.

En casos en que se construye un nuevo encepado de refuerzo, existen otras posibilidades para garantizar la transmisión de cargas entre los micropilotes y el mismo. En [1] se reflejan algunas soluciones posibles. En ocasiones se ha recurrido también a perforar la armadura tubular perpendicularmente a su eje y disponer redondos del diámetro adecuado atravesándola en distintas direcciones o a disponer redondos en U soldados a la armadura tubular (figura 6.5).

No obstante, en función de las características de la cimentación a recalzar y los condicionantes de la ejecución, en ocasiones puede ser difícil disponer conectadores y es necesario transmitir los esfuerzos tan sólo por adherencia entre la lechada o mortero del micropilote y la armadura tubular [1], lo que puede exigir longitudes mayores de transferencia que las disponibles atravesando sólo la cimentación existente. En estos casos la solución atravesando las pilas puede proporcionar las longitudes de transferencia necesarias.

Finalmente y por lo que se refiere al contacto entre el hormigón del nuevo encepado y la cimentación preexistente, es recomendable tratar la superficie de éste último para que resulte un contacto rugoso y, en cualquier caso, deberán disponerse pasadores metálicos (activos o pasivos) que conecten ambos cimientos. No resulta conveniente que ese tratamiento superficial de la cimentación preexistente se haga por medios mecánicos (martillo) para evitar microfisuraciones en la misma, siendo preferible recurrir a otras técnicas (por ejemplo chorreado de arena o de agua a presión). Si fuera posible, resulta conveniente dejar esta superficie de contacto con cierta inclinación respecto a la vertical de forma que el cimiento existente tienda a acodarse contra el nuevo al tratar de descender.

Figura 6.5. Ejemplos de conexión de la armadura tubular al mortero o lechada del micropilote o al hormigón del nuevo encepado mediante redondos corrugados en gancho o pasantes atravesando la armadura tubular.

6.2.2.4. Micropilotes autoperforantes

Existen micropilotes autoperforantes, que emplean el tubo de armadura como varilla de perforación. Se pueden perforar a rotación o a roto-percusión, empleando un martillo en cabeza. Sobre todo en este último caso, es conveniente emplear armaduras de un alto límite elástico, empalmándose con manguitos de unión, para no disminuir la sección metálica resistente y evitando de esta forma que las armaduras sufran daños durante la perforación. Los pilotes autoperforantes son frecuentemente barras de tipo corrugado anular.

Se puede emplear como fluido de perforación aire, agua o lechada de cemento. Después de terminar la perforación se inyecta el micropilote con lechada de cemento, también a través del tubo de armadura. Los de armadura anular suelen ser de inyección continua con lechada.

La ventaja principal de este tipo de micropilotes es que permite altos rendimientos de producción y, en terrenos inestables, se evita el empleo del revestimiento provisional. Por ello, y teniendo en cuenta los problemas que presenta la perforación de los rellenos de las pilas de fábrica, es una técnica adecuada para el recalce de este tipo de puentes, donde los micropilotes autoperforantes se pueden ejecutar a roto-percusión, con martillo en cabeza, y usando lechada de cemento como fluido de perforación.

6.2.2.5. Otras consideraciones

Por último, cuando se emplean micropilotes en recalces donde se ha producido la socavación de la cimentación existente, cabe destacar la conveniencia de realizar actuaciones de protección del cauce. De otra forma, se deberá tener en cuenta la socavación en el cálculo del tope estructural de los micropilotes. En estos casos, y debido a la gran esbeltez de los micropilotes, el tope estructural resultará penalizado por la eventual inestabilidad frente a axiles de compresión, y por la flexión debida a los rellenos no competentes y a la longitud elástica.

A veces, se emplean micropilotes como cosido del terreno. En estos casos, los tubos de armadura actúan de forma conjunta para transmitir los esfuerzos al terreno en su entorno; las solicitaciones que resiste cada tubo de armadura son una combinación de esfuerzos, tanto axiales (compresión o tracción) como momentos flectores y esfuerzos cortantes. Frecuentemente, se aprovecha la posibilidad de inyectar el terreno a través del tubo de armadura para realizar inyecciones de fracturación, para conseguir una mejora y consolidación general del terreno, en cuyo caso se denomina el tratamiento "inyecciones armadas". Este tipo de tratamientos se describe en el apartado de inyecciones de fracturación.

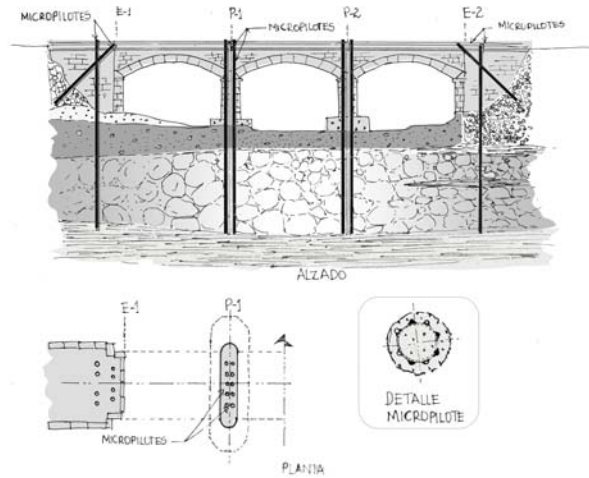


Figura 6.6. Micropilotes en pilas y estribos de puentes de fábrica.

6.2.3. Jet grouting

El jet-grouting consiste en la mejora del terreno mediante la inyección de lechada de cemento, con alta energía y en sentido generalmente ascendente, con el fin de crear, de una forma controlada, columnas de suelo-cemento. La inyección se realiza a través del varillaje de perforación, a medida que se retira este, rotándolo.



Figura 6.7. Maquinaria de ejecución de columnas de jet grouting.

Existen tres tipologías o clasificaciones, que se establecen básicamente por el sistema de desplazar y fracturar el terreno circundante y mezclarlo con la lechada de cemento inyectado. En el jet-grouting Tipo 1, es la propia inyección de la lechada de cemento la que produce, por una parte, la disgregación o el desplazamiento del terreno y, por otra, su mezcla con el mismo. En cambio, en el jet-grouting Tipo 2, la disgregación del terreno se produce por aire comprimido o agua a presión y la inyección de relleno de lechada de cemento se realiza a menor presión. El jet-grouting Tipo 3 es similar al Tipo 2, pero la disgregación del terreno se produce por una combinación de aire comprimido y agua a presión. Generalmente se utilizan lechadas con relación agua/cemento 1:1 en peso.

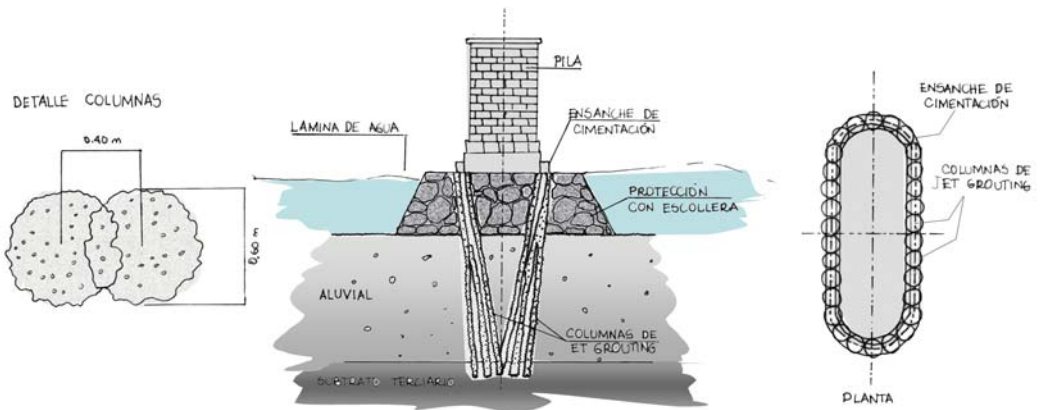


Figura 6.8. Ejemplos de distribución de las columnas de jet grouting.

Por lo general, y en función del terreno, se producen columnas de mayores diámetros con las técnicas Tipo 2 y 3 que con el jet-grouting Tipo 1, pero su aplicación a obras de recalces es limitada porque el riesgo de generar movimientos no deseados y poco controlados es mayor. Otro factor a tener en cuenta es el mayor tamaño de la maquinaria necesaria para ejecutar las técnicas Tipo 2 y 3, y el espacio disponible en las obras a recalzar.

De tratarse de un puente sobre río, se deben tener en cuenta medidas especiales para recoger el rechazo y evitar la contaminación del río con lechada de cemento.

La técnica de jet grouting ofrece una ventaja en el caso de puentes que tienen problemas de socavación, porque permite conformar una pantalla cerrada que, a la vez que constituye un elemento resistente, protege el interior de la socavación (figura 6.8).

Debido a los posibles movimientos que puede provocar la técnica de jet grouting en la estructura a recalzar, es conveniente disponer un sistema de control de movimientos riguroso (ver figura 6.9). Antes del comienzo de los trabajos se deben realizar lecturas en los puntos de control existentes, lo que permite establecer un punto de referencia para controlar los movimientos durante la ejecución del recalce y verificar su eficacia una vez finalizado el mismo.

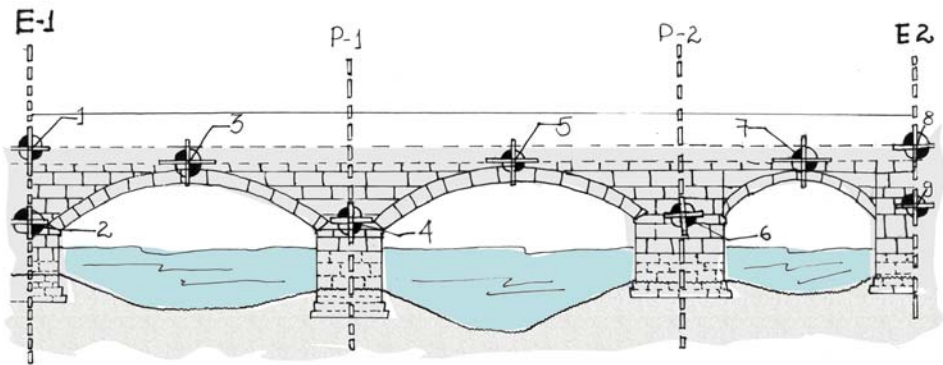


Figura 6.9. Alzado de puente con situación de puntos de control.

Un aspecto a tener en cuenta en a la hora de elegir esta técnica es el espacio necesario para las instalaciones auxiliares, compuesta como mínimo por un silo de cemento, una mezcladora y la bomba de inyección (ver figura 6.10).

Una vez ejecutadas las columnas de jet grouting, el método recomendado de control de buena ejecución suele ser la inspección visual de columnas (ver figura 6.11).

En el caso más habitual de recalce mediante esta técnica suele ser imposible realizar el control descrito en el párrafo anterior, por la propia existencia del puente recalzado. En estos casos se suele optar por reperforar algunas columnas (ver figura 6.12) en diferentes puntos de su sección estimada (centro de la columna, mitad del radio, zonas de solape en caso de columnas adyacentes). Los resultados de estas reperforaciones y la velocidad de avance de la perforadora en particular, permiten comprobar el cumplimiento de las hipótesis de proyecto en cuanto a resistencia, diámetro y continuidad de las columnas.

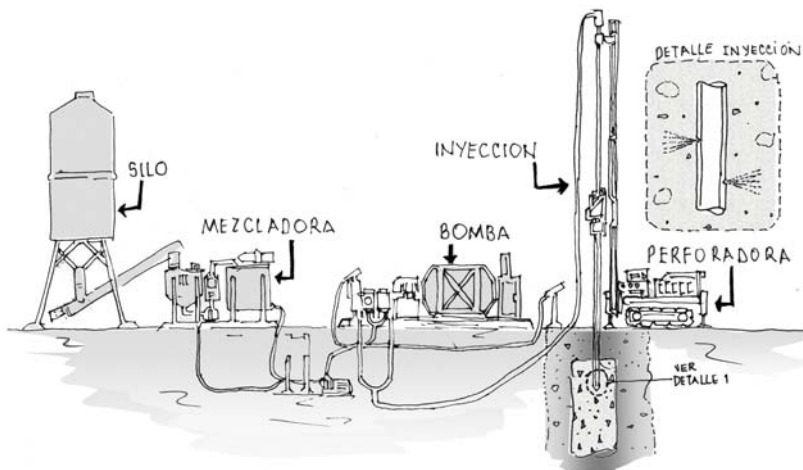


Figura 6.10. Instalaciones complementarias para la ejecución de jet grouting.



Figura 6.11. Excavación e inspección visual con toma de medidas de columna.

Figura 6.12. Reperforación de columna.

6.3. TÉCNICAS DE REFUERZO O AMPLIACIÓN DE LOS ELEMENTOS DE CIMENTACIÓN

Cuando la zapata existente presenta deterioros, hundimientos, el puente necesita ser ampliado o las sobrecargas de uso aumentan, hay que suplementar y sanear la zapata aumentando sus dimensiones.

El método a seguir es el de excavar el contorno del cimiento por bataches con cosidos a la nueva cimentación y su hormigonado, tratando de zunchar el perímetro de la nueva zapata asegurando su conexión a la existente. En ocasiones son útiles, siempre que sea posible, el establecimiento de plintos o zócalos que distribuyan mejor las cargas a las ampliaciones, abrazando y conectando la base de la pila o estribo, lo que le dará una protección complementaria a sus paramentos.

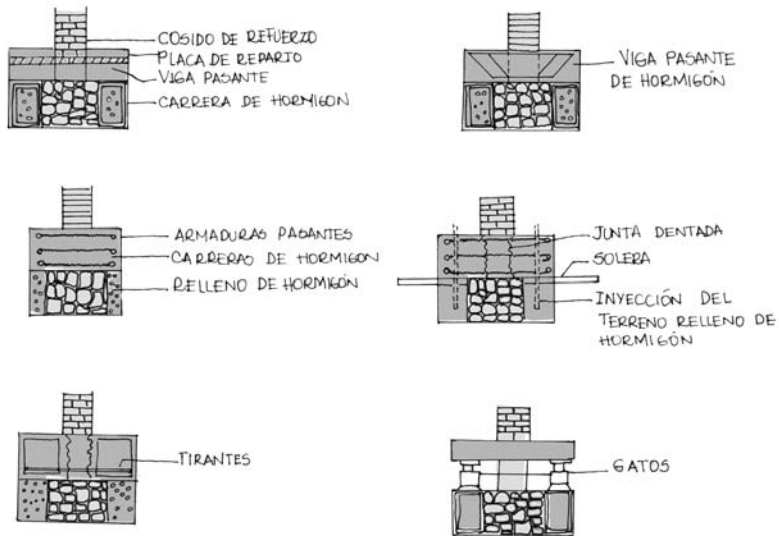


Figura 6.13. Soluciones de puenteo de la carga para el ensanche de zapatas corridas

Las ampliaciones tomarán la parte que le corresponda de las sobrecargas y de la nueva carga permanente, no aliviando a la cimentación primitiva de las cargas que muertas gravitaban sobre ellas. Las figuras 5.23, 6.14 y 6.15 muestran algunos ejemplos.

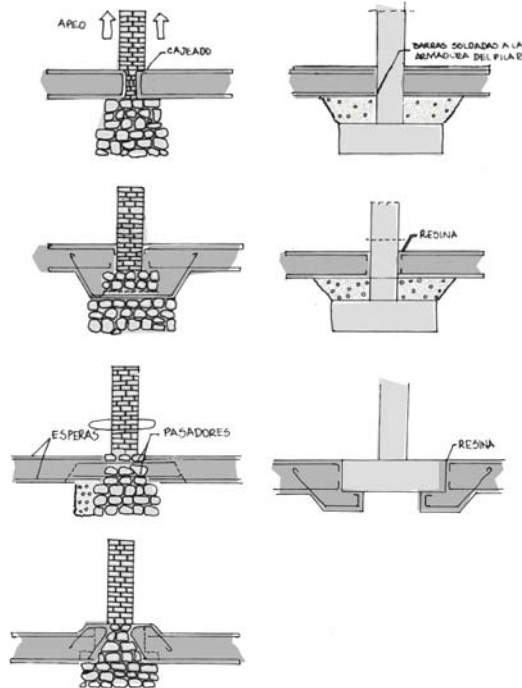


Figura 6.14. Soluciones a base de losas sobre cimientos existentes.

6.4. TÉCNICAS DE SOSTENIMIENTO DEL TERRENO BAJO LA CIMENTACIÓN

En este epígrafe se analizan diferentes técnicas que, si bien no suponen una mejora directa del terreno bajo la obra, ayudan en su sostenimiento cuando padecen problemas de inestabilidad en aquellos casos en que la cimentación de la obra de fábrica se sitúa sobre un terraplén.

También son de aplicación estas técnicas en las contenciones de ladera próximas a los puentes y que afecten a cauces o a las plataformas de aproximación a los estribos.

6.4.1. Soil nailing

6.4.1.1. Introducción

La técnica de soil nailing, nomenclatura en lengua inglesa, es también conocida como técnica del cosido o claveteado del terreno [1]. El soil nailing consiste en el refuerzo del terreno por medio de la instalación de bulones de acero pasivos con espaciamientos más o menos regulares, que trabajan principalmente a tracción. Los bulones entran en carga cuando el suelo que ellos refuerzan se deforma. Para evitar que se caiga el terreno situado entre ellos se coloca una capa de hormigón proyectado, reforzado por medio de mallas de acero, la cual evita, al mismo tiempo, que se altere el frente de la excavación o talud que se está reforzando. Se consigue con esta técnica aumentar la resistencia del terreno y disminuir su deformabilidad.

En los últimos años se ha comprobado que, en general, resulta más económico reforzar el terreno, es decir, hacerlo formar parte del sistema de sostenimiento, que tratar de contenerlo con muros de gravedad o de contrafuertes.

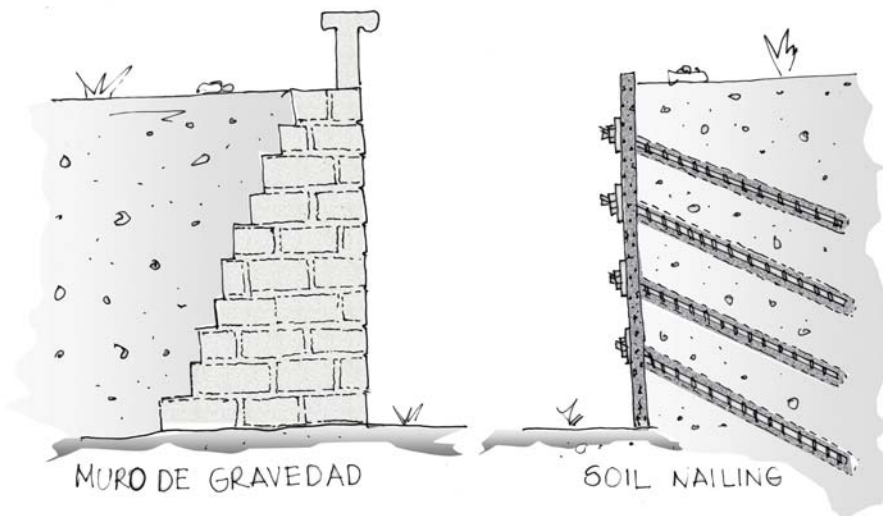


Figura 6.15. Comparación muro de gravedad – soil nailing.

Aunque la principal aplicación del soil nailing es el refuerzo de paredes de excavaciones verticales o subverticales, dentro del ámbito de este documento, esta técnica tendría su aplicación en:

- Estabilización de taludes con insuficiente factor de seguridad o con la aparición, lenta, de indicios de formación de una superficie de rotura (figura 6.16).

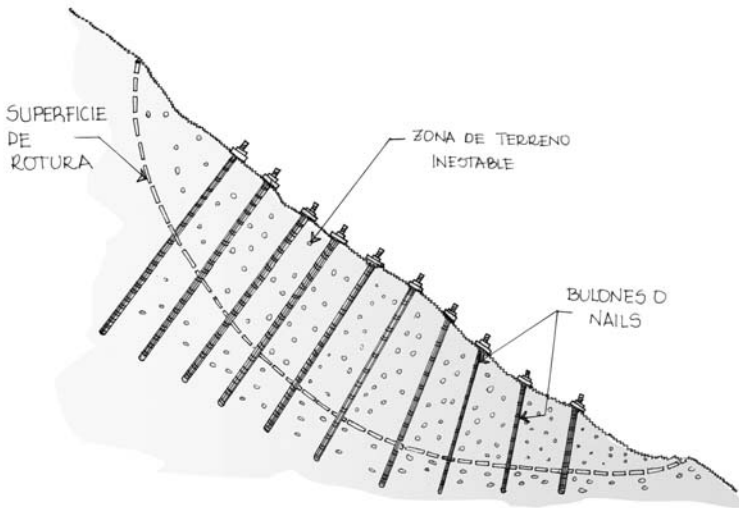


Figura 6.16. Estabilización de taludes con soil nailing.

- Reparación de muros de tierra armada, muros anclados y muros de gravedad (de mampostería).
- Mejora del cimiento de terraplenes (figura 6.17).

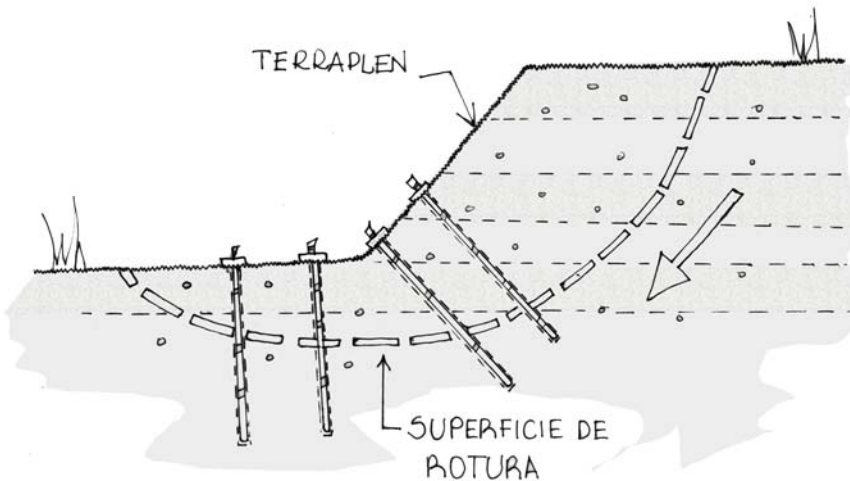


Figura 6.17. Mejora del cimiento de terraplenes.

- Refuerzo del terreno en cimentación de estructuras (figura 6.18).

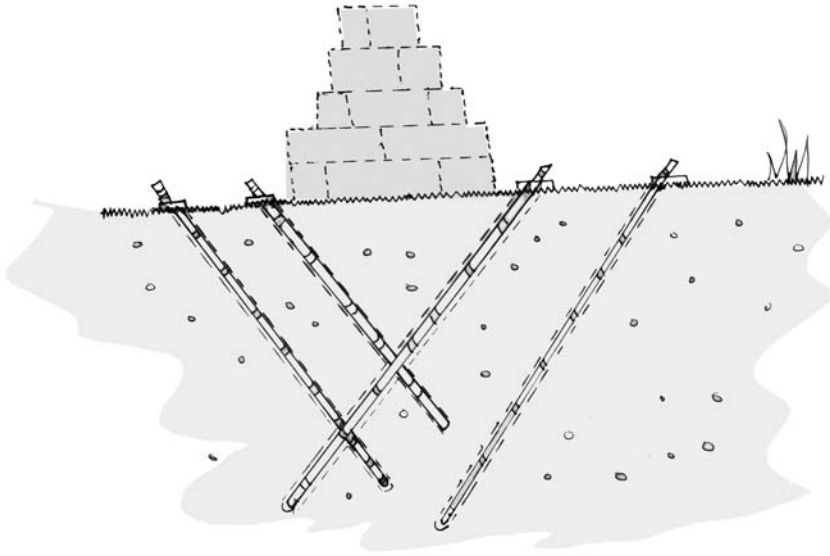


Figura 6.18. Refuerzo del terreno en cimentación de estructuras.

6.4.1.2. Consideraciones previas

En general los mejores resultados se obtienen en suelos granulares o ligeramente cohesivos. Los suelos arcillosos blandos pueden fluir entre las armaduras, resultando éstas ineficaces [6]. Además de conocer las características del terreno se deben considerar los siguientes aspectos:

- La configuración general del sistema de contención o muro de soil nailing a construir, que incluye:
 - Altura y longitud.
 - Alineación horizontal, prestando especial atención a curvas y salientes (los bulones pueden interferirse entre sí).
 - Inclinación con la vertical.
 - Proximidad a estructuras y servicios existentes o de futura construcción.
 - Accesos y plataformas de trabajo necesarias en relación con el avance de la obra (excavación).
- Deformaciones: Los sistemas de soil nailing no son rígidos, sino que sufren deformaciones al entrar en carga las armaduras flexibles. Estas deformaciones pueden afectar a las construcciones vecinas, particularmente en ambientes urbanos.

- Vida útil del soil nailing: En el caso de sistemas temporales, por lo general, no es necesaria una protección especial del acero contra la corrosión, ni se presta especial atención a la posibilidad de agrietamiento del hormigón proyectado y a la inclusión de sofisticados sistemas de drenaje. No obstante, si se pretende que el sistema sea permanente, se deben considerar los siguientes factores durante el diseño:
 - Protección contra la corrosión de los bulones y de la armadura del paramento. Para ellos se podrán proteger los elementos de acero mediante galvanizado, recubrimientos inertes (por ejemplo con lechadas, colocando separadores a lo largo de la barra) o dejando espesores de sacrificio.
 - Comportamiento estructural y estético del paramento.
 - Drenaje del terreno detrás del paramento por medio de un sistema de drenes de alta permeabilidad y bien conectados.
- Drenaje: La mayoría de los problemas que un muro de soil nailing puede tener están asociados con el drenaje del mismo. En efecto, un sistema de drenaje mal diseñado puede causar los siguientes inconvenientes:
 - Aumento de las cargas horizontales.
 - Lavado de los finos del terreno.
 - Presiones debidas a congelación.
 - Aceleramiento de la corrosión del acero.
 - Agrietamiento e inclinación del paramento.
 - Reducción de la resistencia al deslizamiento.
 - Aumento de las posibilidades de fallo por estabilidad global.

Todos estos inconvenientes pueden evitarse o mitigarse fácilmente tomando las previsiones correspondientes durante las fases de diseño y construcción. El costo de un buen sistema de drenaje es pequeño en comparación con el costo total del soil nailing y su instalación sólo representa un pequeño esfuerzo adicional durante la construcción.

6.4.1.3. Ventajas e inconvenientes

Las ventajas del soil nailing se pueden resumir como sigue:

- Se pueden obtener ahorros de un 10 a 30% en comparación con otros sistemas de contención de tierras como los muros anclados.
- Se puede utilizar un equipo relativamente pequeño y silencioso.
- Se utiliza un método constructivo rápido y flexible, que puede adaptarse a los cambios en las condiciones del terreno y al progreso de la obra.

- Sólo se requieren pequeñas deformaciones para poner en carga los “nails” o bulones pasivos.
- Se pueden disminuir los asentamientos en la superficie pre-tensando los bulones con cargas del 10 al 30% de la carga de trabajo. El objeto es disminuir las deformaciones que se producirán al entrar en carga los bulones.
- El sistema bulones – terreno – gunita es flexible y puede, por lo tanto, tolerar movimientos horizontales y verticales importantes.
- Como se trata de un refuerzo del terreno, normalmente sobredimensionado, el fallo de un bulón no producirá el fallo del sistema.

A su vez, los inconvenientes del soil nailing son similares a las de otros sistemas de refuerzo del terreno y se pueden resumir como sigue:

- Sólo se puede aplicar a terrenos con las condiciones descritas anteriormente.
- Por lo general, en las aplicaciones del soil nailing resulta difícil construir sistemas de drenaje fiables.
- En algunos casos se requiere la construcción de accesos especiales y la perforación de los bulones puede verse obstaculizada por la presencia de servicios.

6.4.1.4. Consideraciones de diseño del soil nailing

El comportamiento de una pared de excavación o talud estabilizados con soil nailing es similar al de un muro de gravedad. En efecto, los bulones, el hormigón proyectado o gunitado con mallazo y el suelo entre ellos forman un sistema asimilable a una masa coherente o unidad. Debido a esto, en este tipo de estructuras deben verificarse tanto la estabilidad interna como la externa.

Desde el punto de vista de la estabilidad interna, los bulones deben ser lo suficientemente resistentes como para no fallar por tracción y lo suficientemente largos como para no fallar por arrancamiento cuando entran en carga (figura 6.19)¹. Además, los bulones no deben estar demasiado espaciados, de manera tal que formen una masa coherente con el suelo que queda entre ellos. A su vez, desde el punto de vista de la estabilidad externa, esta masa debe ser lo suficientemente grande o, lo que es lo mismo, los bulones deben ser lo suficientemente largos, como para que no se produzcan fallos por deslizamiento, vuelco / hundimiento o estabilidad global (figura 6.20). En ambos casos, la capa de hormigón proyectado mantiene el terreno entre los bulones, en la superficie del talud y evita que esta zona sea alterada, erosionada o sufra una distorsión excesiva.

¹ En [6] se recomienda que la resistencia de las armaduras a la extracción se determine in situ mediante ensayos de arrancamiento. Esto es debido a que, por el momento, las estimaciones teóricas son poco fiables.

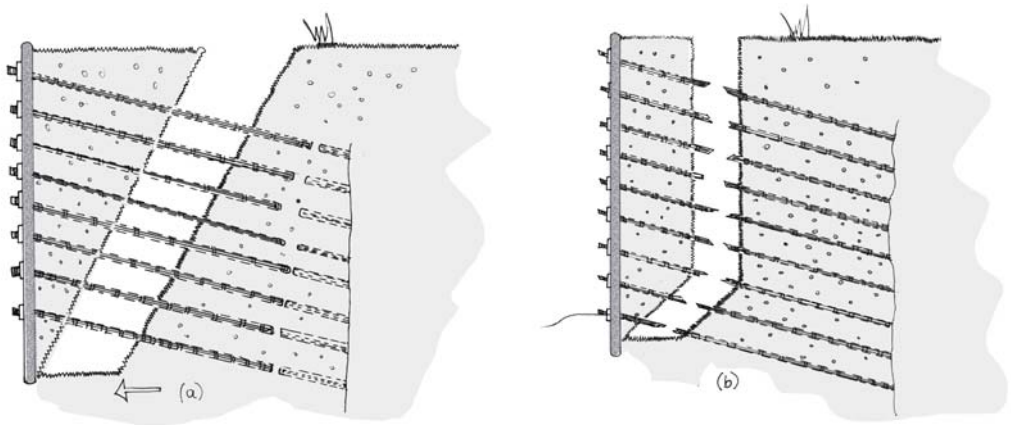
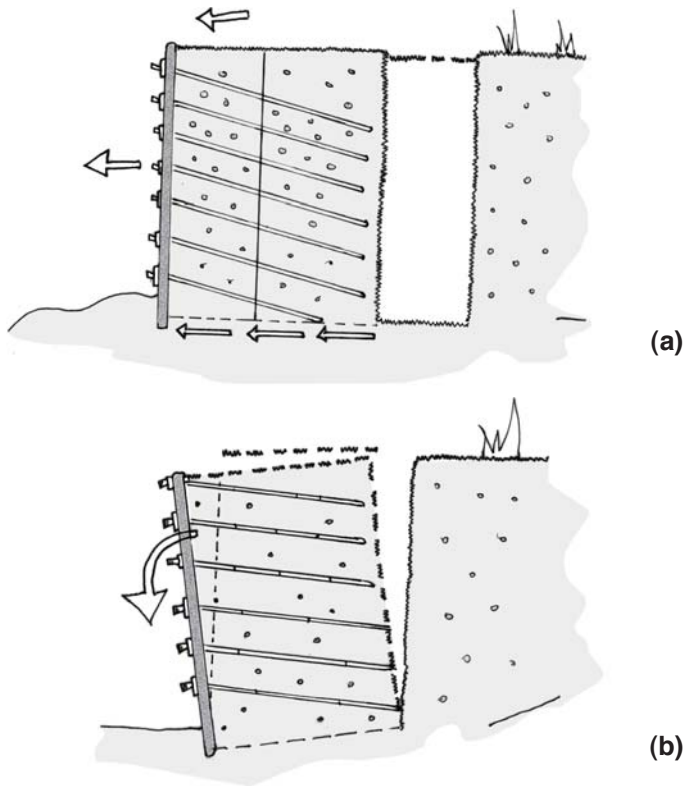


Figura 6.19. Fallo interno del soil nailing: a)arrancamiento, b) rotura bulones.

Otras consideraciones a tener en cuenta en el proyecto son:

- Para la estabilización de deslizamientos circulares es más eficaz el cosido en el entorno del pie del talud que en la mitad del mismo [6].



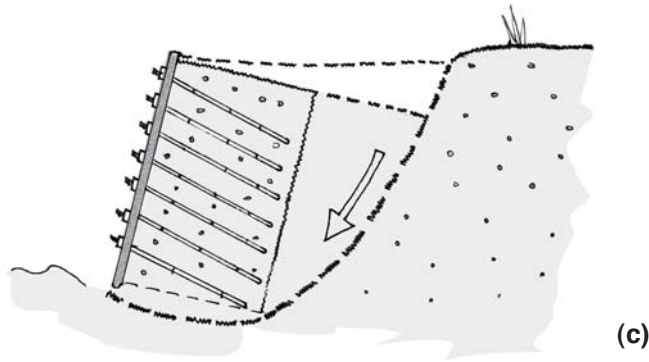


Figura 6.20. Fallo externo del soil nailing: a) deslizamiento, b) vuelco, c) estabilidad global.

- En deslizamientos planos o de forma alargada, la posición óptima se encuentra aproximadamente en la parte inferior del tercio central [6].
- En el caso de cimientos de terraplenes, es preferible entrecruzar las inclusiones que disponerlas paralelamente. Es importante colocar en cabeza una capa de encepado de material granular [6].
- Habitualmente los elementos de cosido se arriostran en cabeza, bien mediante vigas de encepado o recubrimientos de gunita armada. En el caso de recubrimiento total de taludes deben dejarse drenes o mechinales para evitar el levantamiento por subpresión [6].
- Los espesores de gunita recomendados oscilan entre 10 y 15 cm para taludes provisionales, y entre 15 y 20 cm para taludes permanentes [6].
- Suele ser conveniente construir primero el recubrimiento o las estructuras superficiales y colocar después los pasadores atravesando las mismas [6].

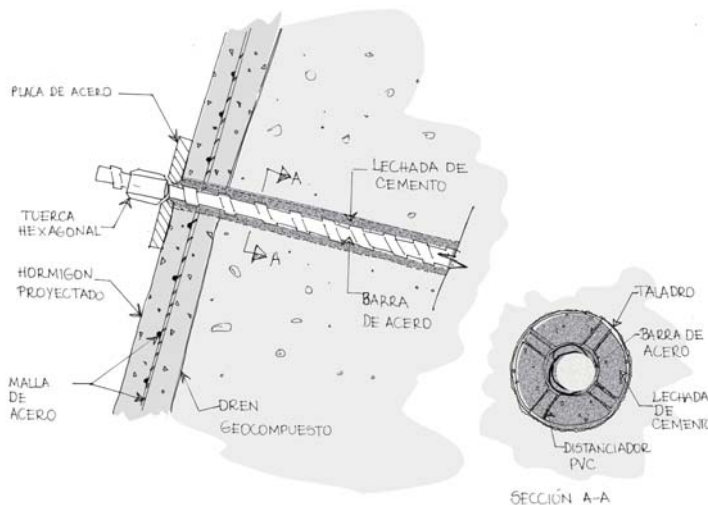


Figura 6.21. Detalles de la disposición del soil nailing.

6.4.1.5. Proceso constructivo

El procedimiento que se sigue habitualmente comprende los pasos que se resumen a continuación:

- Perforación de los agujeros para los bulones, normalmente a rotación y con martillo en cabeza.
- Colocación de la barra de acero, con un mínimo de 2 centradores de PVC por bulón e inyección con lechada (relación agua/cemento = 0,45) desde el punto más bajo del taladro.
- Colocación de los drenes contra el terreno y de la malla de acero.
- Ejecución del hormigón proyectado de abajo hacia arriba.
- Instalación de placas y tuercas.

6.4.1.6. Control de ejecución y de resultados

El proceso constructivo es sencillo y está prácticamente estandarizado, pero al igual que en casi todas las obras de mejora o refuerzo del terreno, los controles de ejecución y de resultados son fundamentales. El control de ejecución debe comprender lo siguiente:

- Control de materiales que incluye el acero de bulones, placas, tuercas y malla; el cemento para la lechada, el hormigón para el gunitado, los centradores de PVC y los drenes.
- Control de ejecución de los bulones por medio de partes de instalación de cada uno de ellos tanto para la fase de perforación como para la de inyección. En estas partes se debe reflejar la toma de muestras de lechada para controlar su densidad y su resistencia a compresión simple.
- Control de ejecución del paramento por medio también de partes, en los cuales se refleje además de la ejecución del hormigón proyectado en cada faja, la fase previa de colocación de la malla y los drenes y la fase posterior de colocación de las placas y tuercas.
- Control de movimientos que comprende los siguientes aspectos:
 - Realización de un inventario de daños existentes, antes de la excavación, en las construcciones vecinas.
 - Instalación de puntos para el control de movimientos verticales y horizontales, los cuales se deben referir a puntos fijos suficientemente alejados de la zona de influencia de la excavación.

En algunos casos, según la importancia de la obra, este control de movimientos deberá ser efectuado por topógrafos certificados e independientes.

Además de los controles anteriores, se debe efectuar un control de resultados, el cual consiste, fundamentalmente, en la realización de ensayos de arrancamiento de al menos 1 bulón por sección (figura 6.22). En todos los casos se debe alcanzar la carga de rotura considerada en el proyecto, sin cedencia apreciable. La referencia [25] constituye una interesante guía sobre los controles de ejecución y de resultados.



Figura 6.22. Ensayo de arrancamiento de un bulón.

6.4.2. Anclajes

Es un método de refuerzo muy útil en estribos altos y aletas con problemas de empujes y abombamientos en paramentos, pero se usan pocas veces en el recalce o el refuerzo de cimentaciones de puentes de fábrica, si bien aquellos problemas pueden estar relacionados o repercutir en la cimentación. La figura 6.23 muestra un ejemplo de anclajes en muros, incluyendo su cimentación, en este caso con micropilotes.

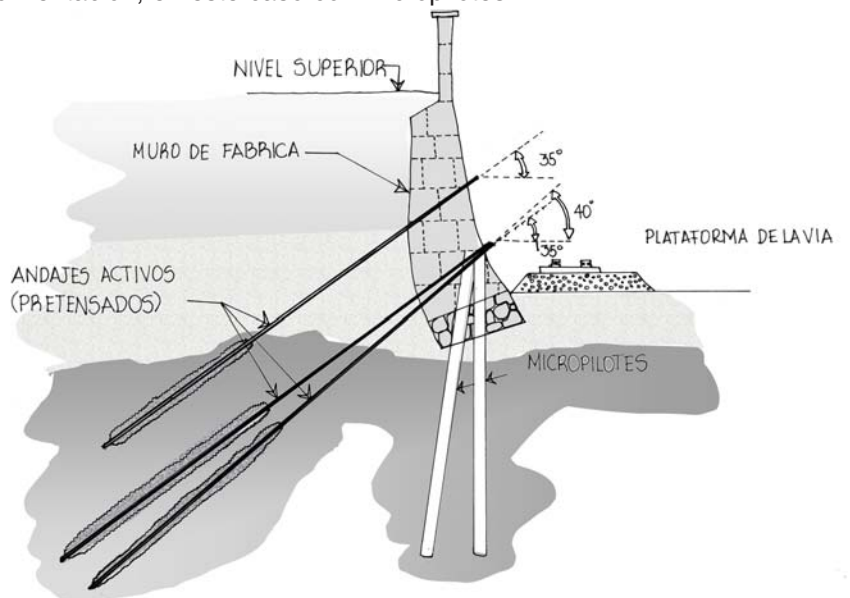


Figura 6.23. Anclajes aplicados a muros de fábrica.

Como se indica en la referencia [26], en función del estado de la fábrica, de las deformaciones admisibles y de los eventuales problemas de punzonamiento, los anclajes serán pasivos (con un simple par de apriete en las cabezas), activos (con el apriete total) o semi-pasivos (con un par de apriete que venza el alargamiento elástico para un cierto porcentaje de las cargas permanentes).

Por otro lado, los anclajes pueden ser permanentes o temporales, y formados por tendones o barras de acero. La técnica de ejecución es análoga a la de los cosidos, con la entubación correspondiente en la zona libre o activa para su tesado, con los pertinentes detalles de zunchos de reparto o de ocultación de las cabezas activas si la estética lo impone.

Este tipo de refuerzo tiene la ventaja de que no produce pérdidas de gálibo ni de capacidad de desagüe de la obra. Además, para su ejecución, especialmente en el caso de cauces caudalosos o de viales inferiores, pueden utilizarse andamios colgados.

Lógicamente, la ejecución de anclajes exige que las fábricas estén previamente consolidadas y que los tesados se hagan de forma gradual y simétrica, avanzando desde el centro hacia los extremos por anclajes alternados.

6.5. TÉCNICAS AUXILIARES PARA LA EJECUCIÓN DE REPARACIONES

En puentes existentes, en los que la ejecución de alguna fase de la reparación (como por ejemplo la excavación bajo la pila o estribo) podría arruinar la obra, resulta altamente recomendable la ejecución de un recinto tablestacado de confinamiento, un recinto de pilotes o pantallas continuas, unido a un tratamiento posterior de inyección sellando el recinto en su interior. En este epígrafe se definen cada una de estas aplicaciones.

6.5.1. Pantallas

En general una primera clasificación de las pantallas las divide en pantallas continuas y discontinuas.

- Las pantallas continuas están ejecutadas por bataches machihembrados. Utilizables como estructuras de contención y cimentación, en el caso de las pantallas continuas, también sirven para mejorar las condiciones de impermeabilidad de recintos excavados. Habitualmente son de hormigón armado, empleándose hormigón HA-25 y acero B-400-S o superior.
- Las pantallas discontinuas pueden ser de bataches, de pilotes y de micropilotes. En general son aplicables solamente a terrenos sin nivel freático. Requieren un revestimiento interior. Por lo que su aplicación a reparaciones de cimentaciones de puentes es muy reducida y no es objeto de este documento.

6.5.1.1. Ejecución de pantallas continuas

Esta técnica consiste en construir un muro enterrado, antes de realizar el vaciado, con la ventaja de aprovechar al máximo el terreno y disponer de una contención antes del vaciado. La pantalla continua se construye, normalmente, con anchuras de 45 a 110 cm y las profundidades habituales oscilan entre 15 y 30 m.

El proceso de ejecución de la pantalla incluye los siguientes pasos:

- Construcción de dos muretes guía que limiten el perímetro de la pantalla.
- Realización de la excavación de un batache (con longitudes variables según la obra y el equipo de excavación de entre 2,5 a 5 m) que soporta mediante lodos el empuje de las paredes.
- Colocación de las juntas en los extremos de los bataches y posterior introducción de la jaula de armadura (que debe quedar colgada y no apoyada en el fondo).
- Hormigonado del batache desde abajo hacia arriba.
- Extracción de las juntas una vez endurecido el hormigón.

Este proceso se repite sucesivamente en cada batache hasta completar la longitud definida con pantalla continua. Por último se recogen las cabezas de todos los bataches con armadura de espera, mediante una viga riostra longitudinal que los solidariza.

6.5.1.2. Equipos a emplear

Para entender la evolución de los equipos, cabe señalar que esta técnica nace como sustitutiva equivalente al empleo de tablestacas tras la terminación de la II Guerra Mundial, debido a la escasez de acero.

Inicialmente, las máquinas eran robustas fresadoras que extraían el detritus por circulación inversa. Durante los años 50-60 proliferaron las tipo Kelly rígido, con cucharas excéntricas o centradas. Ya metidos en los 60 y hasta la actualidad aparecen las cucharas de cables que se van imponiendo a las demás por su versatilidad, mayor facilidad de movimientos, sin limitaciones de profundidad y mejor adaptación a obras pequeñas [24].

En la actualidad existe una gran variedad de cucharas que se comenta a continuación. Las cucharas de cable ligeras (5-6 t) se impusieron en pequeñas profundidades (menos de 12 m) y mediciones reducidas. En este sentido, y para terrenos blandos, donde son muy competitivas, los rendimientos alcanzan los 60/80 m² por turno.

Al aumentar la resistencia del terreno, la fuerza de ataque de la cuchara, basada en su peso, empieza a ser insuficiente y baja su rendimiento. Para estos casos empezaron a utilizarse las cucharas de cable de gran peso (8-10 t).

A mediados de los 80 aparece el equipo Semi-Kelly, es decir, un equipo que desplaza mediante cable un conjunto formado por Kelly corto y una cuchara hidráulica. Actualmente funcionan equipos con cucharas de unas 7-12 t, que requieren grúas de 35 a 50 t. los rendimientos que se consiguen están entre los 80 y 120 m²/turno en terrenos fáciles. Este equipo amplía la profundidad conseguible con Kelly tradicional y mejora los rendimientos de la cuchara de cable. Estos equipos están muy generalizados en la actualidad en profundidades de 15 a 35 m [24].

Finalmente, también se emplean hoy día pantallas perforadas con hidrofresa. Este es un equipo de gran potencia que permite triturar cualquier tipo de terreno (incluso rocas de elevada resistencia), mediante el giro sincronizado de dos tambores con picas, situados en la parte inferior de un mástil metálico soportado por una grúa. Son adecuadas para grandes profundidades, hasta 150 m.

6.5.2. Recintos tablestacados

Se definen como tablestacados metálicos las paredes formadas por tablestacas metálicas (es decir perfiles laminados de formas especiales que, ensamblados, dan lugar a paredes onduladas que aumentan la inercia de la sección y que ofrecen una gran capacidad resistente debida al acero del material constitutivo) que se hincan en el terreno, para constituir, debidamente enlazadas, pantallas de impermeabilización o resistencia, con carácter provisional o definitivo.

Suele ser frecuente arriostrar y atirantar las cabezas por medio de anclajes, pasantes o no, unidos a la obra de fábrica antigua, procediendo previamente a la inyección al recibido de estos anclajes y las cabezas de las tablestacas por medio de una losa de hormigón, que deberá quedar unida a su vez a la obra antigua.

En los estribos el procedimiento suele ser el mismo, aunque debido a que no se puede circundar, sino ser cogidos únicamente por la parte del río, deberá estudiarse convenientemente la defensa previniendo la posibilidad de que el agua socave por detrás lo cual suele hacerse prolongándola convenientemente aguas arriba, metiéndose en el extremo perpendicularmente a la margen del río. En ese caso resultan fundamentales los anclajes, pues de no hacerlos pueden, al socavarse el intradós de las tablestacas en las avenidas, volcarse las mismas, arruinándose con ello las obras. Los anclajes pueden colocarse arriostrando la pantalla en cabeza, procediendo después al hormigonado de la parte comprendida entre las tablestacas y la obra de fábrica antigua, y posteriormente a la consolidación por medio de inyección que resulta siempre beneficiosa [23].

En cuanto al procedimiento de ejecución, las tablestacas se hincan por golpeo o por vibración. Golpeando sobre las tablestacas se consigue introducirlas en el terreno, desplazando lateralmente en el suelo el volumen de la pieza. La hinca por vibración se basa en la alteración de las características resistentes del terreno al ser sometido a un gran

número de ciclos de carga y descarga. Como complemento a cualquiera de estas dos técnicas de ejecución, se emplea a veces la lanza de agua: inyección de agua a presión al pie de la tablestaca que se está hincando para desagregar o descompactar el suelo y aumentar las presiones intersticiales y facilitar la penetración. También se emplea a veces inyección de lodo bentonítico, que tiene efecto lubricante [22].

6.5.3. Defensas ejecutadas con pilotaje

La defensa de cauces o zonas de obras en cauces suele realizarse a menudo con tablestacas metálicas, pero este procedimiento suele resultar muy costoso, quedando reservado principalmente a las zonas en las que es necesario dejar grandes calados junto a la margen o a puntos en los que es preciso conseguir una impermeabilización eficiente, como suele ser el caso de canales importantes en zonas de terraplén.

En el caso de defensas de márgenes o áreas de trabajo en reparaciones de estructuras en terrenos en los que las tablestacas tienen difícil hincarse y se pueden producir sobre todo erosiones combinadas con fenómenos de deslizamiento, es recomendable la ejecución de defensas con pilotaje in situ [23].

En puntos donde la socavación puede ser importante se suelen hacer los pilotes prácticamente tangentes, anclándolos convenientemente en cabeza, como en el caso de las tablestacas, por medio de tensores que pueden ir a “muertos” simplemente apoyados o también pilotados situados a conveniente distancia fuera de la zona de empujes activos.

La ventaja principal de este tipo de pantalla es que puede atravesar terrenos fuertes, bolos etcétera, empotrándose suficientemente en el estrato firme inferior. Además, como los pilotes no suelen ser secantes, permiten un drenaje rápido, con lo que los empujes hidrostáticos suelen ser pequeños.

6.6. OTRAS OPERACIONES COMPLEMENTARIAS Y DE PROTECCIÓN

Entre las más habituales conviene indicar:

- Zampeados o zunchos de hormigón.
- Cosidos estáticos de la subestructura.
- Relleno de oquedades.
- Protecciones de escollera o gaviones.
- Construcción de soleras y contrabóvedas.
- Rejuntado de fábricas.

- Recintos de sacos de hormigón.
- Arriostrados contrasismo de paramentos.
- Estabilización de aletas con trasdosados de hormigón.

Estas operaciones complementarias tienen por misión la consolidación y atado de fábricas, la protección de pies de pilas y estribos, la estabilización de cauces y el arriostado de elementos.

En ocasiones, pueden cubrir más de un objetivo. Así, las soleras y contrabóvedas, a la vez de arriostar los pies de pilas y/o estribos favorecen circulaciones de corrientes de agua.

6.7. CONSIDERACIONES SOBRE LA SELECCIÓN DE LA TÉCNICA DE REPARACIÓN

6.7.1. Generalidades

La selección de la técnica de reparación a emplear debe tener en cuenta el estado actual del puente; las limitaciones físicas del mismo (gálibo, accesos, necesidad de mantener el flujo de tráfico); y las indicaciones del informe geotécnico. En función de todo ello, se realizará un estudio técnico-económico para determinar la solución de recalce más idónea.

Además, respecto a las soluciones de recalce profundo, se deberán tener en cuenta las particularidades que se enumeran a continuación.

6.7.2. Conexión de los elementos de reparación con la estructura existente

A veces, las posibilidades de conexión de los elementos de recalce a la cimentación o estructura recalzada son determinantes en la selección del sistema de recalce a emplear.

La conexión de los micropilotes se suele realizar por adherencia, aunque, a veces, resulta viable realizar una conexión mecánica, tal y como se ha comentado anteriormente. Asimismo, se puede aumentar la adherencia de los micropilotes en la zona de conexión con la cimentación existente, empleando aditivos expansivos o resinas epoxi en la inyección de esta parte.

También, a veces, se recrece la cimentación existente, lo que permite transferir las cargas a los micropilotes directamente, empleando los sistemas habituales para cimentaciones nuevas de micropilotes, típicamente mediante placas o barras soldadas a sus armaduras.

En este sentido, los tratamientos con inyecciones ofrecen una ventaja respecto a los micropilotes, puesto que la transmisión de carga desde la cimentación existente al terreno

mejorado es directa. También en el caso de jet-grouting la transmisión es directa, porque las columnas forman un ensanche por debajo de la cimentación existente, además de que no trabajan por adherencia con la cimentación existente, sino por compresión de la misma.

6.7.3. Sensibilidad de la estructura a presiones de aire

Es frecuente que la perforación de los elementos de recalce se realice a través de las propias pilas del puente de fábrica. El interior de éstas suele estar conformado por rellenos heterogéneos, con cascotes, escombros y bolos. Todo ello dificulta los trabajos, puesto que la perforación con presencia de bolos puede obligar a perforar a roto-percusión, y las paredes de la perforación en rellenos pueden ser inestables.

En todo caso es deseable la perforación a rotación, alejándose prudentemente de los paramentos de las pilas y estribos.

El sistema de perforación a roto-percusión más común y más eficaz es el martillo en fondo, que funciona con aire comprimido. Pero el inconveniente que tiene el sistema es que, si se cierra el taladro alrededor del varillaje, por ser inestables las paredes del taladro, el aire comprimido sale por el terreno que lo rodea, y puede provocar daños a la fábrica de la pila. Los micropilotes de inyección continua de lechada evitan que el taladro se cierre y consolidan el entorno más próximo a él, ya sea fábrica o relleno.

Entre las medidas protectoras a disposición del técnico, se incluye la realización de un pre-tratamiento con inyecciones para consolidar el terreno, estabilizando las paredes de la perforación y rellenando los huecos que pudieran haber, lo cual facilita que el aire comprimido salga por la boca del taladro. También, el empleo de revestimiento provisional en la perforación de la zona de riesgo consigue el mismo fin.

Por otro lado, también se puede optar por realizar la perforación a roto-percusión con martillo en cabeza, si bien esta técnica es menos eficaz y más limitada que el martillo de fondo.

A veces, se puede evitar completamente la perforación de las pilas del puente, realizando el recalce con perforaciones inclinadas, ejecutadas a partir de una ataguía o una plataforma de trabajo provisional. Pero si el gálbo es limitado, esto significa trabajar con equipos pequeños, con potencia limitada y bajos rendimientos y que no siempre pueden usarse cuando se necesita revestimiento provisional en la perforación.

6.7.4. Sensibilidad de la estructura a presiones de inyección

Cuando el recalce se realiza a través de las pilas del puente de fábrica, las eventuales presiones de inyección pueden ser perniciosas para la estructura atravesada, por los mismos motivos citados anteriormente, sobre todo cuando se emplea la técnica de jet-grouting.

Las medidas protectoras a disposición del técnico son similares a las citadas anteriormente. En estos casos, como ya se ha mencionado anteriormente, los micros de inyección continua evitan estos problemas por ser a baja presión.

6.7.5. Sensibilidad de la estructura a movimientos durante la ejecución del recalce

Se debe tener en cuenta la sensibilidad de la estructura frente a los movimientos inducidos por la ejecución de los elementos de recalce, ya que casi todas las técnicas disponibles conllevan el riesgo de provocar asientos durante la fase de perforación. Por consiguiente, es siempre recomendable llevar a cabo un control topográfico de la estructura durante esta fase.

En función del estado de la estructura que se recalza, puede resultar conveniente realizar pre-tratamientos mediante inyecciones antes de acometer los elementos principales de recalce, para reducir los asientos provocados durante la perforación de los mismos.

También cabe destacar que en terrenos muy abiertos, tipo rellenos, por encima del nivel freático, la inyección de lechada de cemento puede provocar el colapso de los mismos. En estos casos, puede plantearse un pre-tratamiento de inyecciones de mortero “seco”.

Por otro lado, las inyecciones de fracturación y jet-grouting, pueden provocar levantamientos de la estructura recalzada, y por tanto se debe mantener el control topográfico durante la fase de inyección.

Una de las principales ventajas de las inyecciones de fracturación con tubos manguito es que la inyección se lleva a cabo paulatinamente, permitiendo un control riguroso de los movimientos, haciendo de esta técnica la más recomendable para las estructuras muy dañadas o sensibles.

6.7.6. Asientos para que los elementos de recalce entren en carga

En el dimensionamiento del recalce se debe tener en cuenta la magnitud de los asientos que tienen que producirse para que entren en carga los elementos de recalce, comparándolos con los asientos adicionales que puede admitir la estructura recalzada.

Las técnicas de jet-grouting y de inyecciones (normales y armadas) pueden, a veces, considerarse como sistemas activos, puesto que se pueden provocar levantamientos de la estructura por su propia forma de ejecución.

6.7.7. Lavado de cemento debido al flujo del agua en el terreno

En puentes sobre ríos, y donde los terrenos son muy abiertos y por tanto existe un caudal de flujo de agua dentro del propio terreno, se debe tener en cuenta la posibilidad de lavado del cemento de la mezcla de inyección.

Entre las medidas que se pueden tomar para evitar el lavado del cemento, se incluyen: el empleo de camisa perdida en micropilotes; la realización de pre-tratamientos con inyecciones, previos a la ejecución de los elementos definitivos de recalce, que impermeabilicen y reduzcan el flujo de agua en el terreno; el empleo de la técnica de inyecciones con tubos manguito, que permite comprobar la buena inyección del terreno mediante el control de presiones y admisiones; y el empleo de aditivos anti-lavado en las mezclas inyectadas.

6.7.8. Los recintos de trabajo

Se ha visto anteriormente que una forma de poder trabajar en profundidad o en cauces es con recintos de pantallas, tablestacas, o más comúnmente con sacos de mortero, fundamentales en resolver socavaciones, de un modo rápido aunque en ocasiones sea provisional, con ayuda de buzos.

6.7.9. Desvíos y ataguías

La conveniencia de trabajar en seco, impone en ocasiones los desvíos provisionales de cauces, realizándose eventuales ataguías y canalizaciones o entubados que, una vez ejecutadas las obras, se demolerán dejando los pasos y desagües primitivos.

6.8. BIBLIOGRAFÍA

1. Ministerio de Fomento. Dirección General de Carreteras. "Guía para el proyecto y la ejecución de micropilotes en obras de carreteras". Madrid, 2005.
2. Bustamante, M.: "Un método para el cálculo de los anclajes y de los micropilotes inyectados". Boletín de la Sociedad Española de Mecánica del Suelo y Cimentaciones, Nos. 81-82 Mayo-Junio, Julio-Agosto, 1986.
3. Rodríguez Ortiz, José M^a: "Curso de rehabilitación. 4. La cimentación". Colegio Oficial de Arquitectos de Madrid, 1984.
4. SEMSIG-AETESS: Jornadas Técnicas SEMSIG-AETESS organizadas con la colaboración del Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas (CEDEX), 3^a SESIÓN - MICROPILOTES, Madrid 2003.
5. Ministerio de Fomento. Dirección General de Carreteras. "Guía para el proyecto y la ejecución de anclajes al terreno en obras de carreteras". Madrid, 2001.
6. Ministerio de Fomento. Dirección General de Carreteras. "Manual para el proyecto y ejecución de estructuras de suelo reforzado. 1994.
7. Armijo, G. Artículo INGEOTERRENO 3.

8. Armijo, G. Internal reports about the soil nail stabilization for the R W Johnson Hospital Addition, prepared for Geocisa US, Rockaway, NJ. 1999.
9. Armijo, G. "Aplicación del soil nailing a la estabilización de taludes en USA", V Simposio Nacional sobre taludes y Laderas Inestables, Madrid, España, pág. 1005 a 1016. 2001.
10. ASCE. Geotechnical Special Publication N° 69: "Ground Improvement, Reinforcement and Treatment", ASCE, Logan, UT. 1997.
11. Bang, S. y Shen, S. "Contribution to Summary of Design Methods Comparison for Nailed Retaining Walls", FHWA Demonstration Project 82. 1991.
12. Byrne, J. Contribution to Summary of Design Methods Comparison for Nailed Retaining Walls, FHWA Demonstration Project 82. 1991.
13. Caltrans. "A User's Manual for the SNAIL Program, Version 2.02 – Updated PC Version", California Department of Transportation, Division of New Technology, Material & Research, Office of Geotechnical Engineering, Sacramento, California, USA. 1991.
14. Clouterre. "Recommandations Clouterre 1991" (English translation), FHWA, Washington, DC, FHWA-SA-93-026. 1991.
15. Elias, V. y Juran, I. "Soil Nailing for Stabilization of Highway Slopes and Excavations", FHWA, Washington, DC. 1991.
16. Juran, I., Baudrand G., Farrag K. Y Elias V. "Kinematical limit Analysis for design of Soil-Nailed Structures", Journal of Geotechnical and Engineering, ASCE, Vol 116, no. 1, pág. 54-72. 1990.
17. Long, J. H., Chow, E., Cording, E.T., and Sieczkowski, W.J. "Stability Analysis for Soil and Nailed Walls." Design and Performance of Earth Retaining Structures, ASCE Geotechnical Special Publication No. 25, pp. 676-691. 1990.
18. Shen, C. K., Herrman L. R., Romstad K. M., Bang S., Kim Y. S. y De Natale, J. S. "An In Situ Earth Reinforcement Lateral Support System", Department of Civil Engineering, University of California, Davis, Report No. 81-03, U.S. National Science Foundation Report No. NSF/CEE-81059, Mar., 130 pág. 1981.
19. Schlosser, F. "Analogies et differences dans le comportement et le calcul des ouvrages de soutènement en Terre Armée et par clouage du sol", Annals de l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics, No. 418. 1983.
20. Stocker, M. F., Korber, G. W., Gassler, G., and Gudehus y G. "Soil Nailing", International Conference on Soil Reinforcement, Paris, Vol. 2, pág. 463-474. 1979.
21. Weatherby, D. E. "Contribution to Summary of Design Methods Comparison for Nailed Retaining Walls", FHWA, Demonstration Project 82. 1991.

22. Jiménez Salas, J.A. et al. "Geotecnia y Cimientos III". Editorial Rueda. Madrid. 1980.
23. Presa Santos, J.L.; Eraso Romero, A. Defensa de tablestacas y pilotes en márgenes de ríos. 118, tomo I (3073): 323-330. Revista de Obras Públicas. 1971.
24. Sanz Saracho, J.M. Apuntes de procedimientos Generales de Construcción.
25. FHWA. "Soil Nailing Field Inspector's Manual".
26. Salas, L. "Métodos de refuerzo de los puentes de bóveda de fábrica". Jornada sobre Puentes de Bóvedas de Fábrica. ATC-AIPCR. Octubre, 2000.